



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Título del Proyecto

**ANÁLISIS FUNCIONAL, PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR  
SOBRE LA QUEBRADA PUCTUS PERTENECIENTE A LA  
COMUNIDAD DE “EL PEDREGAL.**

**Autores:** Chela Quinatoa Richard Geovanny

Guamán Atupaña Pedro Antonio

**Director:** Ing. Paredes Peñaherrera Oscar Efren

**Riobamba - Ecuador**

**2014 - 2015**

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: **“ANÁLISIS FUNCIONAL, PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA PUCTUS PERTENECIENTE A LA COMUNIDAD DE EL PEDREGAL RIOBAMBA – ECUADOR 2014”**, presentado por : CHELA QUINATO RICHARD GEOVANNY – GUAMÁN ATUPAÑA PEDRO ANTONIO, y dirigida por el: Ing. Oscar Paredes P. Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.



.....

**ING VICTOR VELÁSQUEZ**  
**PRESIDENTE DE TRIBUNAL.**



.....

**ING OSCAR PAREDES**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.**



.....

**ING JORGE NUÑEZ**  
**MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE GRADO**

## **AUTORIA DE INVESTIGACIÓN.**

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Grado, nos corresponde exclusivamente a los autores: Chela Quinatoa Richard Geovanny – Guamán Atupaña Pedro Antonio; al Director del Proyecto: Ing. Oscar Paredes Peñaherrera; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.”



**CHELA QUINATOA RICHARD G.**

**020194308-1**



**GUAMÁN ATUPAÑA PEDRO A.**

**060275379-8**

## **AGRADECIMIENTO:**

Mi más sincero agradecimiento primero a Dios, porque es quien me ha dado salud y vida para luchar por mis objetivos, y quien me ha guiado siempre por un buen camino para poder hoy cumplir mi meta. A mi padre, quien dedicó todo su tiempo y apoyo en todo momento, a mi madre quien desde el cielo me ha dado ánimos para no desmayar, a mi segunda madre quien también formo parte de este gran logro y a mis queridos hermanos (as) quienes siempre estuvieron pendientes de mí nunca me abandonaron y a mi querida familia; ellos siempre serán el pilar fundamental en mi vida. De manera especial a mi amada esposa y mis bellos hijos gracias por haber confiado en mí y soportado estos años de angustia, pobreza, alegría y ahora este triunfo. Y también un agradecimiento inmenso a mis amigos por haberme apoyado moralmente, a mis profesores a quienes les debo gran parte de mis conocimientos, gracias apoyo incondicional y enseñanza.

Chela Quinatoa Richard Geovanny

Agradezco primero a Dios por haber prestado la vida y la salud por haberme guiado siempre por el camino correcto, gracias a ello he podido cumplir una de las metas más importantes en mi vida. Al mismo tiempo agradezco a mi padre por su apoyo incondicional por su confianza puesta en mí, para una persona muy especial quien me dio la vida que es mi madre que Dios no quiso que este a mi lado en estos momentos importantes. También agradezco a mis hermanos (as) por estar pendiente siempre durante estos años. De manera especial a mi esposa e hijo que siempre estuvo a mi lado en todos momentos sin importar las condiciones que se presentara. También un agradecimiento a mis amigos por haberme apoyado moralmente, a mis profesores a quienes les debo gran parte de mis conocimientos, gracias por su apoyo y enseñanza.

Guamán Atupaña Pedro Antonio

## **DEDICATORIA:**

Dedico principalmente este trabajo de graduación a mi padre Segundo Chela, a mi esposa Mercedes, mis hijos, a mi hermana Blanca y todos mis hermanos quienes fueron un apoyo y un motivo fundamental para no quedarme en medio camino, siempre me brindaron su apoyo incondicional para ustedes este logro.

Chela Quinatoa Richard Geovanny

Dedico este trabajo de graduación a mi padre Juan Guamán, para mi esposa Jeaneth Lara, mi hijo Juan Diego Guamán y a todos mis hermanos (as) quienes fueron un apoyo y un motivo fundamental que siempre me brindaron su apoyo incondicional para ustedes este logro.

Guamán Atupaña Pedro Antonio

## INDICE GENERAL

<b>INDICE GENERAL .....</b>	<b>6</b>
<b>INDICE DE TABLAS.....</b>	<b>14</b>
<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....</b>	<b>17</b>
<b>1. RESUMEN (EN ESPAÑOL Y EN INGLÉS).....</b>	<b>20</b>
<b>1.1. RESUMEN.....</b>	<b>20</b>
<b>1.2. SUMMARY .....</b>	<b>21</b>
<b>2. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>22</b>
<b>3. OBJETIVOS.....</b>	<b>23</b>
<b>3.1. OBJETIVO GENERAL .....</b>	<b>23</b>
<b>3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....</b>	<b>23</b>
<b>4. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....</b>	<b>23</b>
<b>4.1. GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE     PUENTES DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA     SOBRE VIGAS. ....</b>	<b>23</b>
4.1.1. Calificación de los elementos del puente.....	24
4.1.2. Registro de dimensiones del puente.....	25
4.1.3. Fotografías.....	25
4.1.4. Responsabilidades y deberes del personal de inspección.....	27
4.1.5. Herramientas y equipo de seguridad.....	27
4.1.6. Formatos de Inspección.....	29
4.1.7. Toma de datos de la inspección.....	29
4.1.7.1. Identificación y ubicación.....	29
4.1.7.2. Datos generales.....	31
4.1.7.3. Tramos.....	32
4.1.7.4. Superestructura.....	34
4.1.7.4.1. Tablero de rodadura.....	34
4.1.7.4.2. Barandas.....	36
4.1.7.4.3. Aceras.....	36
4.1.7.4.4. Juntas de expansión.....	37
4.1.7.4.5. Drenaje de la calzada.....	39
4.1.7.4.6. Vigas.....	40
4.1.7.5. Subestructura.....	41
4.1.7.5.1. Apoyos.....	41
4.1.7.5.2. Estribos.....	44
4.1.7.5.3. Pilas.....	48
4.1.7.5.4. Otros detalles.....	52

4.1.8.	Síntesis de daños en puentes. ....	54
4.1.8.1.	Carpeta de rodadura. ....	55
4.1.8.1.1.	Ondulaciones. ....	55
4.1.8.1.2.	Surcos. ....	55
4.1.8.1.3.	Agrietamiento. ....	56
4.1.8.1.4.	Baches en el pavimento. ....	56
4.1.8.1.5.	Sobrecapas de asfalto. ....	56
4.1.8.1.6.	Material ajeno a la vía. ....	57
4.1.8.2.	Barandas. ....	57
4.1.8.2.1.	Deformación (baranda de acero). ....	57
4.1.8.2.2.	Oxidación (baranda de acero). ....	58
4.1.8.2.3.	Corrosión (baranda de acero). ....	58
4.1.8.2.4.	Faltante o ausencia (baranda de acero o concreto). ....	59
4.1.8.2.5.	Daños por colisión (baranda de acero o concreto). ....	59
4.1.8.2.6.	Agrietamiento (baranda de concreto). ....	60
4.1.8.2.7.	Acero de refuerzo expuesto (barandas de concreto). ....	60
4.1.8.2.8.	Descascaramiento. ....	61
4.1.8.2.9.	Nidos de piedra. ....	62
4.1.8.3.	Juntas de expansión. ....	63
4.1.8.3.1.	Filtraciones de agua. ....	63
4.1.8.3.2.	Sonidos extraños. ....	63
4.1.8.3.3.	Faltante o deformación. ....	64
4.1.8.3.4.	Movimiento vertical. ....	64
4.1.8.3.5.	Juntas obstruidas. ....	65
4.1.8.4.	Drenaje. ....	65
4.1.8.4.1.	Obstrucción de drenajes. ....	65
4.1.8.4.2.	Longitud o sección insuficiente. ....	66
4.1.8.4.3.	Ausencia de drenajes. ....	67
4.1.8.4.4.	Mala ubicación de drenajes. ....	67
4.1.8.4.5.	Bombeo de la vía. ....	68
4.1.8.5.	Aceras. ....	68
4.1.8.5.1.	Fisuras en una dirección. ....	68
4.1.8.5.2.	Fisuras en dos direcciones. ....	69
4.1.8.5.3.	Descascaramiento. ....	70
4.1.8.5.4.	Acero de refuerzo expuesto. ....	70
4.1.8.5.5.	Nidos de piedra. ....	70
4.1.8.5.6.	Eflorescencia. ....	70
4.1.8.5.7.	Faltante o ausencia. ....	71
4.1.8.6.	Losa. ....	71
4.1.8.6.1.	Fisuras en una dirección. ....	71
4.1.8.6.2.	Fisuras en dos direcciones. ....	72
4.1.8.6.3.	Descascaramiento. ....	72

4.1.8.6.4.	Acero de refuerzo expuesto .....	72
4.1.8.6.5.	Nidos de piedra.....	72
4.1.8.6.6.	Eflorescencia .....	72
4.1.8.7.	Viga principal.....	72
4.1.8.7.1.	Fisuras en una dirección .....	72
4.1.8.7.2.	Fisuras en dos direcciones .....	73
4.1.8.7.3.	Descascaramiento .....	73
4.1.8.7.4.	Acero de refuerzo expuesto.....	73
4.1.8.7.5.	Nidos de piedra.....	73
4.1.8.7.6.	Eflorescencia.....	73
4.1.8.8.	Vigas secundarias (diafragmas).....	73
4.1.8.8.1.	Apoyos del puente.....	73
4.1.8.8.2.	Rotura de pernos.....	74
4.1.8.8.3.	Deformación del apoyo.....	74
4.1.8.8.4.	Inclinación .....	75
4.1.8.8.5.	Desplazamiento.....	75
4.1.8.9.	Viga cabezal y aletones del estribo.....	76
4.1.8.9.1.	Fisuras en una dirección.....	76
4.1.8.9.2.	Fisuras en dos direcciones.....	76
4.1.8.9.3.	Descascaramiento.....	76
4.1.8.9.4.	Acero de refuerzo expuesto.....	76
4.1.8.9.5.	Nidos de piedra.....	76
4.1.8.9.6.	Eflorescencia.....	76
4.1.8.9.7.	Protección del talud.....	76
4.1.8.10.	Cuerpo principal del estribo.....	77
4.1.8.10.1.	Fisuras en una dirección.....	78
4.1.8.10.2.	Fisuras en dos direcciones.....	78
4.1.8.10.3.	Descascaramiento.....	78
4.1.8.10.4.	Acero de refuerzo expuesto.....	78
4.1.8.10.5.	Nidos de piedra.....	78
4.1.8.10.6.	Eflorescencia.....	78
4.1.8.10.7.	Inclinación.....	78
4.1.8.10.8.	Socavación en la fundación.....	79
4.1.8.11.	Viga cabezal o martillo de la pila.....	79
4.1.8.11.1.	Fisuras en una dirección .....	80
4.1.8.11.2.	Fisuras en dos direcciones .....	80
4.1.8.11.3.	Descascaramiento .....	80
4.1.8.11.4.	Acero de refuerzo expuesto.....	80
4.1.8.11.5.	Nidos de piedra.....	80
4.1.8.11.6.	Eflorescencia .....	80
4.1.8.12.	Cuerpo principal de la pila.....	80
4.1.8.12.1.	Fisuras en una dirección.....	81

4.1.8.12.2.	Fisuras en dos direcciones.....	81
4.1.8.12.3.	Descascaramiento.....	81
4.1.8.12.4.	Acero de refuerzo expuesto.....	81
4.1.8.12.5.	Nidos de piedra.....	81
4.1.8.12.6.	Eflorescencia.....	81
4.1.8.12.7.	Inclinación.....	81
4.1.8.12.8.	Socavación en la fundación.....	82
4.1.9.	Calificación de condición general del puente.....	82
<b>5.</b>	<b>METODOLOGÍA.....</b>	<b>86</b>
<b>5.1.</b>	<b>TIPO DE ESTUDIO.....</b>	<b>86</b>
<b>5.2.</b>	<b>POBLACIÓN Y MUESTRA.....</b>	<b>86</b>
<b>5.3.</b>	<b>OPERACION DE LAS VARIABLES.....</b>	<b>87</b>
<b>5.4.</b>	<b>PROCEDIMIENTOS.....</b>	<b>88</b>
<b>5.5.</b>	<b>PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....</b>	<b>88</b>
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>89</b>
<b>6.1.</b>	<b>EVALUACIÓN DEL PUENTE APLICANDO LA GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA SOBRE VIGAS. ....</b>	<b>89</b>
6.1.1.	Resultado de la aplicación del formato No. 01.....	89
6.1.2.	Resultado de la aplicación del formato No. 02.....	92
6.1.3.	Resultado de la aplicación del formato No. 03.....	94
6.1.4.	Condición global del puente.....	95
<b>7.</b>	<b>DISCUSIÓN.....</b>	<b>96</b>
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>96</b>
<b>8.1.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>96</b>
<b>8.2.</b>	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>97</b>
<b>9.</b>	<b>PROPUESTA.....</b>	<b>98</b>
<b>9.1.</b>	<b>ANÁLISIS DE LAS DOS ALTERNATIVAS Y ELECCION DE LA MÁS ÓPTIMA.....</b>	<b>98</b>
9.1.1.	ALTERNATIVA UNO:.....	98
9.1.2.	ALTERNATIVA DOS:.....	99
9.1.3.	PROPUESTAS PARA LAS DOS ALTERNATIVAS PUENTES: 100	
9.1.4.	RUTAS ALTERNAS AL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION DEL PUENTE:.....	101
9.1.5.	SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.....	102

## **9.2. FUNDAMENTACIÓN TEORICA (CIENTÍFICO – TÉCNICA).**

### **102**

9.2.1.	Normas y Especificaciones para el Diseño de Puentes .....	102
9.2.1.1.	Cargas De Diseño.....	102
9.2.1.2.	Coeficientes que afectan a los esfuerzos de carga viva.....	104
9.2.1.3.	Solicitud de carga vehicular sobre vigas. ....	106
9.2.1.4.	Diseño de losa y vigas.....	107
9.2.1.5.	Diseño de estribos en puentes de hormigón armado.....	113

## **9.3. PROPUESTA. .... 126**

9.3.1.	Cálculo de socavación al pie del estribo. ....	126
9.3.1.1.	Método de liu, chang y skinner. ....	126
9.3.1.2.	Cálculo de la socavación. ....	127
9.3.2.	Estudio topográfico del puente sobre la Quebrada Puctus.....	128
9.3.2.1.	Introducción. ....	128
9.3.2.2.	Equipos utilizados. ....	129
9.3.2.3.	Reconocimiento del terreno. ....	130
9.3.2.4.	Procedimiento de trabajo.....	130
9.3.2.5.	Puntos topográficos levantados.....	140
9.3.2.6.	Área de estudio levantada. ....	140
9.4.	Estudio geotécnico de suelos del puente sobre la quebrada puctus. ....	142
9.4.1.1.	Requerimientos técnicos vigentes en la ejecución de los estudios. ....	142
9.4.1.2.	Equipos requeridos.....	142
9.4.1.3.	Actividades y trabajos desarrollados.....	142
9.4.1.4.	Ensayos realizados en laboratorio.....	144
9.4.1.4.1.	Ensayo de granulometría (norma inen 696): .....	144
9.4.1.4.2.	Límites de Attemberg.....	151
9.4.1.4.3.	Determinación de la capacidad portante del suelo. ....	160
9.4.2.	Estudio del tráfico promedio diario anual (TPDA) de tramo que corresponde al puente sobre la quebrada Puctus.....	170
9.4.2.1.	Aforo de tráfico. ....	170
9.4.2.2.	Sentidos de circulación vehicular.....	170
9.4.2.3.	Identificación de los puntos de aforo. ....	171
9.4.2.4.	Aforo de tráfico promedio anual. ....	172
9.4.2.5.	Horarios de aforo vehicular.....	173
9.4.2.6.	Formatos de aforo vehicular.....	174
9.4.2.7.	Vehículo de diseño.....	174
9.4.2.8.	Clasificación de la vía según el MTOP.....	175
9.4.2.9.	Cálculo del tráfico promedio diario anual proyectado.....	175
9.4.2.10.	Resúmenes de los datos obtenidos del TPDA actual. ....	178
9.4.2.11.	Proyección del tpda actual a tpda proyectado.....	179
9.4.2.12.	Categorización de la vía. ....	181

9.4.2.13.	Determinación del ancho de calzada.....	182
9.4.3.	Estudio hidrológico del puente sobre la quebrada Puctus.....	183
9.4.3.1.	Localización del Proyecto.....	183
9.4.3.2.	Red Hidrográfica.....	183
9.4.3.3.	Delimitación del área de influencia de la cuenca.....	184
9.4.3.4.	Determinación de la longitud del cauce del rio.....	185
9.4.3.5.	Cálculo del coeficiente de forma de Horton (kf). ....	186
9.4.3.6.	Cálculo del índice de alargamiento.....	186
9.4.3.7.	Cálculo de la pendiente de la cuenca. ....	187
9.4.3.8.	Coeficiente de Escorrentía de la cuenca de la Quebrada Puctus 189	
9.4.3.9.	Calculo del Caudal Máximo de Precipitación.....	190
9.4.3.10.	Tiempo de Concentración (Tc): .....	192
9.4.3.11.	Cálculo de la intensidad Máxima de Precipitación para cualquier periodo de retorno. ....	192
9.4.3.12.	Determinación del Caudal Máximo de la cuenca. ....	193
9.4.3.13.	Simulación en el software “Hec-ras” del estudio hidrológico. 193	
9.4.4.	Memoria de diseño estructural del puente. ....	199
9.4.4.1.	CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA (ALTERNATIVA 1):	199
9.4.4.1.1.	Diseño del tablero.....	199
9.4.4.1.1.1.	Análisis de carga muerta .....	201
9.4.4.1.1.2.	Cálculo de momentos en la losa.....	202
9.4.4.1.1.3.	Cálculo del acero de refuerzo en losa.....	207
9.4.4.1.2.	Diseño de viga interior y exterior.....	212
9.4.4.1.2.1.	Diseño a flexión de viga interior .....	212
9.4.4.1.2.1.1.	Cálculo del Acero a flexión en vigas, lateral y en cara superior	220
9.4.4.1.2.1.2.	Resumen de aceros calculados en la viga interior. 222	
9.4.4.1.2.2.	Diseño a flexión de vigas exteriores.....	223
9.4.4.1.2.3.	Diseño a cortante de vigas interiores y exteriores .....	224
9.4.4.1.3.	Diseño de diafragmas .....	226
9.4.4.1.4.	Diseño de apoyos de elastoméricos.....	228
9.4.4.1.4.1.	Pre dimensionamiento. ....	229
9.4.4.1.4.2.	Dimensionamiento.....	230
9.4.4.2.	CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA (ALTERNATIVA 1). 239	
9.4.4.2.1.	Diseño de estribo margen derecho. ....	239
9.4.4.2.1.1.	Cálculos para determinación de geometría del estribo: 239	

9.4.4.2.1.2.	Verificación de la estabilidad .....	242
9.4.4.2.1.3.	Revisión De Los Estados De Carga.....	242
9.4.4.2.1.4.	Solo muro. ....	243
9.4.4.2.1.5.	Muro + puente. ....	248
9.4.4.2.1.6.	Análisis de los estados de carga (estribo derecho-zapata). 254	
9.4.4.2.1.7.	Diseño a flexión de la zapata (talón). ....	260
9.4.4.2.1.8.	Diseño a flexión de la Zapata (Dedo).....	261
9.4.4.2.1.9.	Diseño a flexión de la pantalla. ....	263
9.4.4.2.2.	Diseño de estribo margen izquierdo.....	268
9.4.4.2.2.1.	Cálculos para determinación de geometría del estribo: 268	
9.4.4.2.2.2.	Verificación de la estabilidad .....	270
9.4.4.2.2.3.	Revisión De Los Estados De Carga.....	271
9.4.4.2.2.4.	Solo muro. ....	271
9.4.4.2.2.5.	Muro + puente. ....	277
9.4.4.2.2.6.	Análisis de los estados de carga (estribo izquierdo-zapata). 283	
9.4.4.2.2.7.	Diseño a flexión de la zapata (talón). ....	289
9.4.4.2.2.8.	Diseño a flexión de la Zapata (Dedo).....	290
9.4.4.2.2.9.	Diseño a flexión de la pantalla. ....	292
9.4.5.	Presupuesto del puente sobre la quebrada Puctus.....	297
9.4.5.1.	Presupuesto referencial. ....	297
9.4.5.2.	Análisis de precios unitarios. ....	297
9.4.6.	Volúmenes de obra.....	297
9.4.7.	Diseño organizacional.....	297
<b>10.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>297</b>
<b>11.</b>	<b>APÉNDICES A ANEXOS .....</b>	<b>298</b>
<b>11.1.</b>	<b>ANEXOS ANÁLISIS DE TRÁFICO Y PROYECCIONES.....</b>	<b>298</b>
11.1.1.	Anexo “1”: tipos de vehículos: .....	298
11.1.2.	Anexo “2”: tabla de valores de diseño para carreteras.....	300
1.1.1.	Anexo “3”: tabla clase de carreteras según el MTOP. Normas de diseño geométrico de carreteras (2003) .....	301
<b>11.2.</b>	<b>ANEXO TOPOGRÁFICO .....</b>	<b>302</b>
11.2.1.	ANEXO “4”: Puntos levantados con la estación total.. .....	302
<b>11.3.</b>	<b>ANEXOS ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS .....</b>	<b>314</b>
11.3.1.	Anexos granulometría .....	314
11.3.1.1.	Anexo “A”: fotografías: .....	314
11.3.1.2.	Anexo “B”: clasificación SUCS.....	315
11.3.1.3.	Anexo “C”: clasificación de suelos según AASHTO: .....	316

11.3.1.4.	Anexos "D" límites de Atterberg:.....	316
11.3.2.	Anexos "F" peso específico .....	317
11.3.3.	Anexos "G" ensayo de penetración estándar .....	317
<b>11.4.</b>	<b>ANEXOS "H":.....</b>	<b>318</b>
<b>11.5.</b>	<b>ANEXOS "I":.....</b>	<b>318</b>

## INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.- Calificación de la condición global del puente.</i>	28
<i>Tabla 2.- Tipo de tramo.</i>	33
<i>Tabla 3.- Condición de borde</i>	33
<i>Tabla 4.- Material de losas.</i>	35
<i>Tabla 5.- Material de la carpeta de rodadura.</i>	35
<i>Tabla 6.- Material de barandas.</i>	36
<i>Tabla 7.- Material de aceras.</i>	36
<i>Tabla 8.- Tipos de Juntas de expansión.</i>	37
<i>Tabla 9.- Tipo de vigas.</i>	40
<i>Tabla 10.- Tipo de apoyos.</i>	43
<i>Tabla 11.- Tipo de estribo.</i>	48
<i>Tabla 12.- Material de aletas y estribos.</i>	48
<i>Tabla 13.- Tipo de pila.</i>	52
<i>Tabla 14.- Material de pila.</i>	52
<i>Tabla 15.- Forma de pila.</i>	52
<i>Tabla 16.- Tipo de superficie de accesos.</i>	53
<i>Tabla 17.- Grado de daño por ondulaciones.</i>	55
<i>Tabla 18.- Grado de daño por surcos</i>	55
<i>Tabla 19.- Grado de daño por fisuras</i>	56
<i>Tabla 20.- Grado de daño por baches</i>	56
<i>Tabla 21.- Grado de daño por sobrecapas de asfalto.</i>	57
<i>Tabla 22.- Grado de daño por material ajeno a la vía.</i>	57
<i>Tabla 23.- Grado de daño por deformación.</i>	58
<i>Tabla 24.- Grado de daño por oxidación.</i>	58
<i>Tabla 25.- Grado de daño por corrosión.</i>	59
<i>Tabla 26.- Grado de daño por baranda faltante.</i>	59
<i>Tabla 27.- Grado de daño por Colisión.</i>	60
<i>Tabla 28.- Grado de daño por fisuras</i>	60
<i>Tabla 29.- Grado de daño por acero de refuerzo expuesto</i>	61
<i>Tabla 30.- Grado de daño por descascaramiento en superficies de concreto.</i>	62
<i>Tabla 31.- Grado de daño por nidos de piedra</i>	62
<i>Tabla 32.- Grado de daño por filtración de agua en juntas de expansión.</i>	63
<i>Tabla 33.- Grado de daño por faltante o deformación de juntas de expansión</i>	64
<i>Tabla 34.- Grado de daño por movimiento vertical de la junta de expansión.</i>	64
<i>Tabla 35.- Grado de daño por juntas obstruidas.</i>	65
<i>Tabla 36.- Grado de daño por obstrucción de drenajes</i>	65
<i>Tabla 37.- Grado de daño por obstrucción de drenajes</i>	66
<i>Tabla 38.- Grado de daño por longitud o sección insuficiente.</i>	66
<i>Tabla 39.- Grado de daño por ausencia de drenajes.</i>	67

<i>Tabla 40.- Grado de daño por mala ubicación de drenajes .....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 41.- Grado de daño por bombeo de la vía .....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 42.- Grado de daño por fisuras en una dirección .....</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 43.- Grado de daño por fisuras en dos direcciones.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 44.- Grado de daño por eflorescencia .....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 45.- Grado de daño por rotura del perno de anclaje .....</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 46.- Grado de daño por deformación del apoyo .....</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 47.- Grado de daño por inclinación del apoyo.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 48.- Grado de daño por inclinación del apoyo.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 49.- Grado de daño por desplazamiento del apoyo.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 50.- Grado de daño por protección del talud .....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 51.- Grado de daño por inclinación del estribo .....</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 52.- Grado de daño por socavación en la fundación .....</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 53.- Grado de daño por socavación en la fundación de la pila .....</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 54.- Calificación de la condición general del puente tipo losa .....</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 55.- Calificación de la condición general del puente tipo losa .....</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 56.- Calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 57.- Operación de las variables.....</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 58.- Alturas recomendadas para elementos de alturas constantes. ....</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 59.- Longitud de apoyo mínimas (N) .....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 60 Valores del factor Z. ....</i>	<i>123</i>
<i>Tabla 61 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico. ....</i>	<i>125</i>
<i>Tabla 62.- Sistema de clasificación de suelos.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 63.- Granulometría margen izquierdo.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 64.- Curva granulométrica margen izquierdo.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 65.- Coeficiente de uniformidad y curvatura.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 66.- Granulometría margen derecho.....</i>	<i>149</i>
<i>Tabla 67.- Curva granulométrica margen izquierdo.....</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 68.- Coeficiente de uniformidad y curvatura.....</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 69.- Peso específico del suelo margen izquierdo.....</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 70.- Peso específico del suelo margen derecho.....</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 71.- Tabulación de datos de la perforación del ensayo SPT.....</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 72.- Esfuerzo admisible con el N corregido.....</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 73.- Tabulación de datos de la perforación del ensayo SPT.....</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 74.- Esfuerzo admisible con el N corregido.....</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 75.Sentido de circulación vehicular.....</i>	<i>171</i>
<i>Tabla 76.- Horario de aforo vehicular .....</i>	<i>173</i>
<i>Tabla 77.- Tabla de clasificación de la carretera según .....</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 78.- Resumen de los datos obtenidos del TPDA actual.....</i>	<i>178</i>
<i>Tabla 79.- Tasa de crecimiento vehicular por tipos.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 80.- Proyección del tpda actual a tpda proyectado.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 81.- Clasificación de carreteras en función del.....</i>	<i>182</i>

<i>Tabla 82.- Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos. ....</i>	184
<i>Tabla 83.- Cuadro de variables para coeficiente de escorrentía. ....</i>	189
<i>Tabla 84.- Resumen de cálculo del ITR. ....</i>	194
<i>Tabla 85.- Tabla de resumen del caudal máximo ´.....</i>	196
<i>Tabla 86.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de los 4 periodos (5, 10, 25 y 50) años. ....</i>	196
<i>Tabla 87.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de 5 años. ....</i>	196
<i>Tabla 88.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de 10 años. ....</i>	197
<i>Tabla 89.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de 25 años. ....</i>	198
<i>Tabla 90.- Sección transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de 50 años. ....</i>	198
<i>Tabla 91.- Momentos y cortantes por carga muertas .....</i>	215
<i>Tabla 92.- Reacción y momentos por carga viva.....</i>	218
<i>Tabla 93.- Valores de cortantes y momentos últimos en la viga interior. ....</i>	219
<i>Tabla 94.- Resumen de acero principal de viga interior. ....</i>	222
<i>Tabla 95.- Resumen de aceros en viga interior. ....</i>	222
<i>Tabla 96.- Cortante último en vigas .....</i>	224
<i>Tabla 97.- Pre dimensionamiento de apoyo elastoméricos .....</i>	229
<i>Tabla 98.- Cálculo de Pg, peso propio .....</i>	230
<i>Tabla 99.- Cálculo de Pq, sobrecargas. ....</i>	230
<i>Tabla 100.- Módulo de deformación transversal del neopreno.....</i>	234
<i>Tabla 101.- Factor “X” que depende de la temperatura mínima en el sector. ...</i>	237
<i>Tabla 102.- Dimensiones Apoyo Elastoméricos .....</i>	238
<i>Tabla 103.- Cálculo de pesos y centro de gravedad.....</i>	241
<i>Tabla 104.- Valor de factor Z en función de zona sísmica adoptada (NECC 11) .....</i>	245
<i>Tabla 105.- Carga muerta de tablero, vigas y diafragmas.....</i>	249
<i>Tabla 106.- Cálculo de pesos y centro de gravedad.....</i>	270
<i>Tabla 107.- Valor de factor Z en función zona sísmica adoptada (NECC 11)...</i>	274
<i>Tabla 108.- Carga muerta de tablero, vigas y diafragmas.....</i>	277

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1.- Gráfico para el registro de medidas del puente.</i> .....	25
<i>Ilustración 2.- Esquema de fotografías generales a tomar superestructura.</i> .....	26
<i>Ilustración 3.- Esquema de fotografías generales a tomar subestructura.</i> .....	26
<i>Ilustración 4.- Puente tipo losa sobre vigas.</i> .....	30
<i>Ilustración 5.- Tipos de estructuras de puentes.</i> .....	30
<i>Ilustración 6.- Tramo simple.</i> .....	32
<i>Ilustración 7.- Tramos múltiples.</i> .....	32
<i>Ilustración 8.- Tramo compensado.</i> .....	32
<i>Ilustración 9.- Tramo continuo.</i> .....	33
<i>Ilustración 10.- Simplemente apoyado.</i> .....	34
<i>Ilustración 11.- Continuo.</i> .....	34
<i>Ilustración 12.- Gerber (Tableros independientes).</i> .....	34
<i>Ilustración 13.- Espesor de losa.</i> .....	35
<i>Ilustración 14.- Elementos típicos de una junta de expansión.</i> .....	37
<i>Ilustración 15.- Juntas abiertas- con perfiles verticales.</i> .....	37
<i>Ilustración 16.- Junta rellena.</i> .....	38
<i>Ilustración 17.- Junta de sello comprimido.</i> .....	38
<i>Ilustración 18.- Junta de placa de acero deslizante.</i> .....	38
<i>Ilustración 19.- Juntas de placa dentada.</i> .....	39
<i>Ilustración 20.-Apoyo de expansión tipo balancín.</i> .....	41
<i>Ilustración 21.-Apoyo expansivo tipo patín.</i> .....	42
<i>Ilustración 22.-Apoyo expansivo tipo rodillo.</i> .....	42
<i>Ilustración 23.-Apoyo fijo.</i> .....	42
<i>Ilustración 24.- Apoyo fijo de acero.</i> .....	43
<i>Ilustración 25.- Apoyo rígido (concreto).</i> .....	43
<i>Ilustración 26.- Partes del estribo.</i> .....	44
<i>Ilustración 27.- Estribo tipo gravedad.</i> .....	45
<i>Ilustración 28.- Estribo tipo voladizo.</i> .....	46
<i>Ilustración 29.- Estribo tipo marco rígido.</i> .....	46
<i>Ilustración 30.- Estribo tipo muro con contrafuerte.</i> .....	47
<i>Ilustración 31.- Estribo tipo tierra armada.</i> .....	47
<i>Ilustración 32.- Estribo tipo cabezal sobre pilotes.</i> .....	48
<i>Ilustración 33.- Partes de una pila.</i> .....	49
<i>Ilustración 34.- Pila tipo muro.</i> .....	50
<i>Ilustración 35.- Pila tipo marco.</i> .....	50
<i>Ilustración 36.- Pila tipo columna sencilla.</i> .....	51
<i>Ilustración 37.- Pila tipo columna múltiple.</i> .....	51
<i>Ilustración 38.- Detalles pila tipo columna múltiple.</i> .....	51
<i>Ilustración 39.- Pila tipo columna múltiple.</i> .....	51

<i>Ilustración 40.- Relleno de aproximación.....</i>	<i>77</i>
<i>Ilustración 41.- Alternativa uno (Geometría del puente). ....</i>	<i>98</i>
<i>Ilustración 42.- Alternativa dos (Geometría del puente). ....</i>	<i>99</i>
<i>Ilustración 43.- Rutas alternativas (Al construir el puente). ....</i>	<i>101</i>
<i>Ilustración 44.- Camión tipo HS 20-44.....</i>	<i>103</i>
<i>Ilustración 45.- Carga de camión Tipo HS 20-44 para <math>L \geq 10.8</math> (m) .....</i>	<i>106</i>
<i>Ilustración 46.- Carga de Camión Tipo HS 20-44 para el .....</i>	<i>107</i>
<i>Ilustración 47.- Presión activa del suelo .....</i>	<i>115</i>
<i>Ilustración 48.- Teoría de Rakine .....</i>	<i>116</i>
<i>Ilustración 49.- Longitud de apoyo mínimo N para puentes de un tramo. ....</i>	<i>117</i>
<i>Ilustración 50 Zona sísmica y valor del factor de zona Z.....</i>	<i>123</i>
<i>Ilustración 51 Curvas de peligro sísmico para Riobamba. ....</i>	<i>124</i>
<i>Ilustración 52.- Topografía del área del proyecto.....</i>	<i>141</i>
<i>Ilustración 53.- Curva granulométrica. ....</i>	<i>146</i>
<i>Ilustración 54.- Estado del suelo y límites de Atterberg. ....</i>	<i>151</i>
<i>Ilustración 55.- Ubicación de las perforaciones realizadas.....</i>	<i>165</i>
<i>Ilustración 56.- Puntos de conteo. ....</i>	<i>172</i>
<i>Ilustración 57.- Tabla de vehículo de diseño según el MOP. ....</i>	<i>174</i>
<i>Ilustración 58.- Área del micro cuenca.....</i>	<i>185</i>
<i>Ilustración 59.- Longitud del cauce del río.....</i>	<i>185</i>
<i>Ilustración 60.- Índice de alargamiento.....</i>	<i>187</i>
<i>Ilustración 61.- Pendiente en sentido vertical. ....</i>	<i>188</i>
<i>Ilustración 62.- Pendiente en sentido horizontal. ....</i>	<i>188</i>
<i>Ilustración 63 Mapa de Isolíneas.....</i>	<i>191</i>
<i>Ilustración 64.- Carga en la losa del tramo central. ....</i>	<i>203</i>
<i>Ilustración 65.- Cargas actuantes en el volado, primera condición. ....</i>	<i>204</i>
<i>Ilustración 66.- Cargas que actúan en el volado. Segunda condición. ....</i>	<i>206</i>
<i>Ilustración 67.- Esquema del acero y recubrimiento.....</i>	<i>208</i>
<i>Ilustración 68.- Viga interior tipo T.....</i>	<i>212</i>
<i>Ilustración 69.- Dimensiones asumidas del diafragma. ....</i>	<i>214</i>
<i>Ilustración 70.- Diagrama de carga muerta para la viga interna. ....</i>	<i>215</i>
<i>Ilustración 71.- Esquema para el cálculo de viga exterior.....</i>	<i>223</i>
<i>Ilustración 72.- Esquema para el cálculo del cortante en vigas. ....</i>	<i>224</i>
<i>Ilustración 73.- Diagrama de cortante último. ....</i>	<i>224</i>
<i>Ilustración 74.- Dimensiones del diafragma.....</i>	<i>226</i>
<i>Ilustración 75.- Eje de apoyo de la viga. ....</i>	<i>229</i>
<i>Ilustración 76.- Máximo Corrimiento apoyo elastoméricos.....</i>	<i>232</i>
<i>Ilustración 77.- Deformación del espesor del neopreno.....</i>	<i>235</i>
<i>Ilustración 78.- Diagramas de deformación del espesor del neopreno. ....</i>	<i>236</i>
<i>Ilustración 79.- Esquema de apoyo.....</i>	<i>238</i>
<i>Ilustración 80.- Geometría del estribo.....</i>	<i>240</i>
<i>Ilustración 81.- Dimensiones del estribo izquierdo. ....</i>	<i>241</i>

<i>Ilustración 82.- Diagrama para el cálculo del empuje activo estribo derecho. .</i>	243
<i>Ilustración 83.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Sismo. ....</i>	247
<i>Ilustración 84.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Terraplén .....</i>	252
<i>Ilustración 85.- Grafica de Verificación del estado 1.....</i>	254
<i>Ilustración 86.- Verificación del estado 2.....</i>	255
<i>Ilustración 87.- Verificación del estado 3.....</i>	256
<i>Ilustración 88.- Verificación del estado 4.....</i>	257
<i>Ilustración 89.- Verificación del estado 5.....</i>	258
<i>Ilustración 90.- Resumen de estados de carga zapata estribo Izquierdo. ....</i>	259
<i>Ilustración 91.- Esquema para el diseño de la pantalla. ....</i>	263
<i>Ilustración 92.- Geometría del estribo.....</i>	269
<i>Ilustración 93.- Dimensiones del estribo izquierdo. ....</i>	270
<i>Ilustración 94.- Diagrama para el cálculo del empuje activo estribo izquierdo.</i>	272
<i>Ilustración 95.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Sismo. ....</i>	275
<i>Ilustración 96.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Terraplén .....</i>	281
<i>Ilustración 97.- Grafica de Verificación del estado 1.....</i>	283
<i>Ilustración 98.- Verificación del estado 2.....</i>	284
<i>Ilustración 99.- Verificación del estado 3.....</i>	285
<i>Ilustración 100.- Verificación del estado 4.....</i>	286
<i>Ilustración 101.- Verificación del estado 5.....</i>	287
<i>Ilustración 102.- Resumen de estados de carga zapata estribo Izquierdo. ....</i>	288
<i>Ilustración 103.- Esquema para el diseño de la pantalla. ....</i>	292

## **1. RESUMEN (EN ESPAÑOL Y EN INGLÉS).**

### **1.1. RESUMEN.**

El transporte terrestre del Ecuador es la forma más accesible para la movilidad de las personas, requerida en las varias actividades económicas. La provincia de Chimborazo no es la excepción, está cuenta con numerosos puentes, entre estos el puente sobre la Quebrada Puctus perteneciente a al barrio el Pedregal, dicho puente es de vital importancia para el transporte de producción agrícola hacia los mercados de la ciudad de Riobamba y el paso a instituciones educativas que existen.

Debido a que el puente presenta fallas en sus elementos primarios y secundarios además el ancho del puente es insuficiente para el paso de vehículos, se debe realizar una evaluación funcional, para así analizar alternativas de diseño de un nuevo puente vehicular sobre la quebrada Puctus. Así brindaremos seguridad a los usuarios que transitan en este sector, mejorando la movilidad de los vehículos y el desarrollo económico y social del barrio El Pedregal.

Para nuestro puente primeramente se realizó una evaluación funcional aplicando la guía de evaluación funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas, y se verificara el estado actual en el que se encuentra nuestro puente, y dependiendo de los resultados obtenidos de estas evaluaciones se realizara un nuevo diseño en base a las normas y especificaciones para puentes de carreteras AASHTO, implementando elementos necesarios para la seguridad vehicular y peatonal.

## 1.2. SUMMARY



### UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO CENTRO DE IDIOMAS INSTITUCIONAL

Lic. Geovanny Armas

13 de junio de 2016

#### ABSTRACT

Ground transport of Ecuador is the most accessible way for the mobility of people, it is required in several economic activities. The province of Chimborazo is no exception, this one has many bridges, among them the bridge over the ravine Puctus belonging to the neighborhood "El Pedregal", the bridge is vital for the transport of agricultural production to markets in the city of Riobamba and the transition to educational institutions that are.

Due to the bridge has flaws in its primary and secondary elements, in addition the width of the bridge is insufficient for the passage of vehicles, it must perform a functional assessment in order to analyze design alternatives for a new vehicular bridge over the ravine Puctus. And we will provide security to users that travel in this sector, improving the mobility of vehicles and the economic and social development of the neighborhood "El Pedregal".

For our bridge, first a functional evaluation was performed using the guidance of functional and structural assessment of bridges of reinforced concrete slab type and slab on beams, and the current state of our bridge will be verified, and depending on the results of these assessments will be made a new design based on the standards and specifications for highway bridges AASHTO, implementing necessary elements for vehicular and pedestrian safety.

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'G. Armas'.



## 2. INTRODUCCIÓN

Todos los puentes son estructuras que tienen como función básica la de permitir la continuidad de un camino y las distintas estructuras que en ellos observamos se basan en modelos naturales, a los que, conforme la tecnología ha ido avanzando, se han incorporado nuevas formas de resolver el mismo problema. Un derribado sobre el cauce de un río, una piedra desprendida de una ladera o una maraña de lianas y enredaderas tendidas sobre un barranco, proporcionaron al hombre las ideas que aprendió a utilizar para salvar accidentes naturales, y ha acumulado tal cantidad de conocimientos que en la actualidad ha montado una ciencia y un arte que son parte importante del quehacer de la ingeniería civil: el proyecto y construcción de puentes.

El puente se divide en tres partes fundamentales y básicas como son la superestructura, la subestructura o infraestructura y la cimentación, la cual esta última puede ser superficial o profunda dependiendo el tipo de suelo que se encuentre el proyecto. La superestructura es el conjunto de elementos que está en contacto directamente con las cargas actuantes por lo que entre sus componentes principales están: el equipamiento (protecciones laterales, iluminación, etc.), el tablero, el sistema estructural primario (vigas principales, cables, arcos, etc.), los elementos secundarios (diafragmas, aparatos de apoyo, etc.), y finalmente los complementarios (juntas de dilatación, drenes, etc.).

En este proyecto que tiene como objeto realizar el análisis funcional del Puente Puctus haciendo el uso de la Guía de Inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas, realizado la inspección se dará una calificación global al puente, haciendo uso de esta calificación se tomara una decisión ya sea con un nuevo diseño o una solución técnica al puente.

### **3. OBJETIVOS**

#### **3.1. OBJETIVO GENERAL**

- Análisis funcional, para el diseño del puente vehicular sobre la Quebrada Puctus perteneciente a la comunidad de “Pedregal”

#### **3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar el análisis funcional del puente sobre la quebrada Puctus perteneciente a la comunidad de Pedregal utilizando la Guía de Inspección Funcional y Estructural de Puentes de Concreto Reforzado tipo Losa y Losa sobre Vigas.
- Adquirir la calificación de manera global al puente.
- En función de los resultados obtenidos proporcionar recomendaciones para mantenimiento o reconstrucción del puente.

### **4. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.**

#### **4.1. GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE Puentes DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA SOBRE VIGAS<sup>1</sup>.**

Esta guía nos proporcionara resultados apropiados de la inspección ya que los resultados están verificados de acuerdo a las inspecciones de todos los puentes existentes del cantón Guano.

Este proyecto tiene como objeto detectar las deficiencias existentes para asegurar el tráfico sin riesgo sobre la estructura, y recomendar gestiones de mantenimiento para corregirlas.

---

<sup>1</sup> (Ortiz Valencia & Sanchez Buenaño, 2014)

Los autores de esta guía nos recomienda que después de realizada la inspección el inspector debe proveer información extensa y clara sobre el estado actual en la que se encuentre el puente, documentando las condiciones actuales y sus deficiencias, debe alertar sobre los riesgos que tenga en la seguridad del usuario y de las estructuras, debiendo estar continuamente alerta para que los pequeños problemas no se conviertan en el futuro en costosas reparaciones (Ortiz Valencia & Sánchez Buenaño, 2014).

Esta guía nos proporciona unas tablas de calificaciones para cada elemento ya sea primario o secundario en donde son más técnicos calificando a las fallas de acuerdo grados de deterioro.

Cuya calificación parte del 1 al 5, al final se sumará la calificación general de cada elemento, con esta suma total nos regimos a la tabla de calificación de la condición general del puente tipo losa y calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas; éstas tablas nos indicaran la condición actual en la que se encuentra el puente.

#### **4.1.1. Calificación de los elementos del puente.**

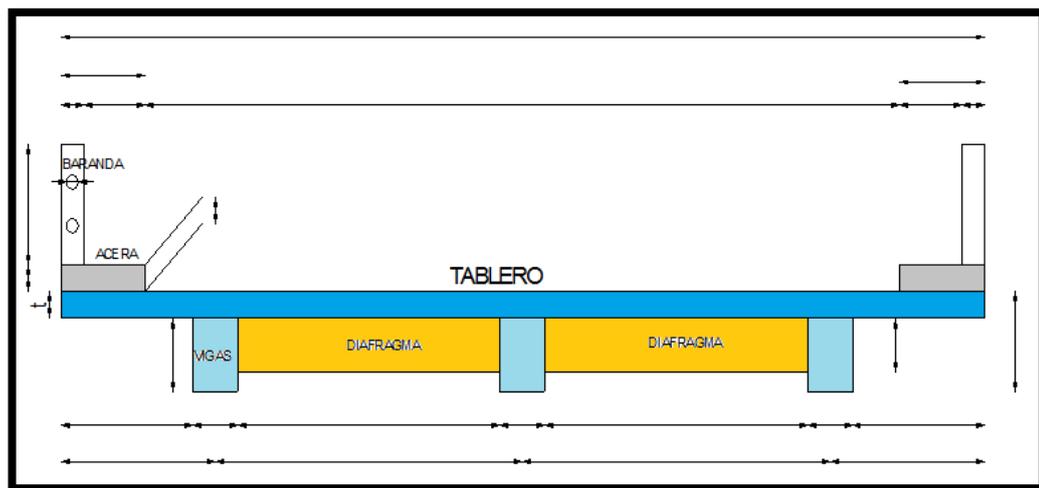
Cada elemento se calificará según el grado de daño que presente en una escala progresiva; es decir 1 significa que no existen daños y el número 5 significa que hay gran deterioro en el elemento. Para calificar el grado de daño del elemento se utilizan tablas de grado daño.

Luego de calificar cada una de las fallas presentes en el elemento se realizará la sumatoria de los elementos ya sean primarios y secundarios y con esta sumatoria nos dirigimos a las tablas de calificación de la condición general del puente tipo losa y calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas y se conocerá la condición en la que se encuentra el puente, el rango de calificación de las tablas será de 1 a 10.

#### 4.1.2. Registro de dimensiones del puente.

Este ítem es importante para aspectos tales como el cálculo del costo de reparación, determinar el alcance de la reparación y estimar la capacidad de carga, entre otros. En muchas ocasiones no se pueden encontrar los planos originales, por lo que es necesario realizar el dimensionamiento de los diferentes elementos principales del puente. Dentro de las mediciones existen algunas dimensiones que son datos indispensables tales como la longitud total del puente, ancho de la calzada, peralte de la viga y el número de vigas principales<sup>2</sup>.

Se proporciona un gráfico donde podemos ingresar las dimensiones del puente necesarios.



*Ilustración 1.- Gráfico para el registro de medidas del puente.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 28.*

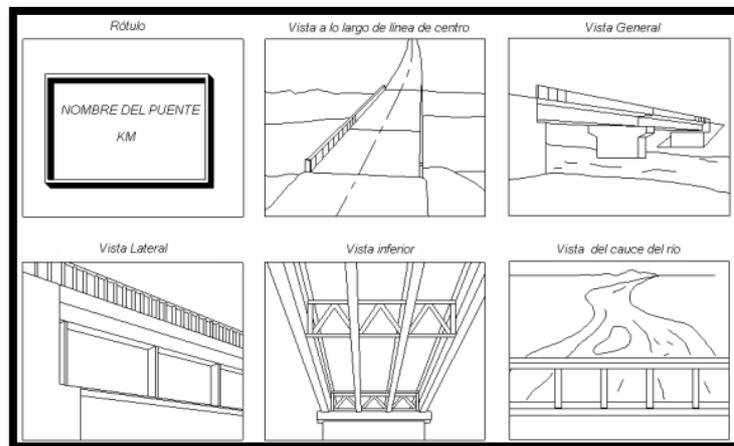
Además nos indica que la inspección mínima debe ser por lo menos una vez al año o en intervalos de 2 que no exceda 2 años. Este trabajo lo realizara un personal capacitado específicamente para la identificación y evaluación de daños

#### 4.1.3. Fotografías.

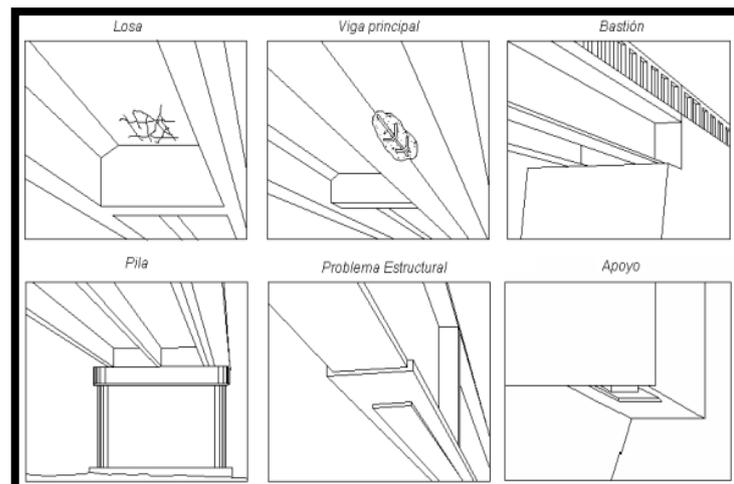
<sup>2</sup> (Ortiz Valencia & Sanchez Buenaño, 2014)

Los registros fotográficos tomados en la inspección se almacenarán dentro del formato de fotografías y se utilizarán de acuerdo al caso.

En las ilustraciones 2 y 3 nos indican esquemas de las partes que no se debe olvidar fotografiar al realizar la inspección, entre estas tenemos: rótulo con el nombre del puente, vista de la vía a lo largo de la línea de centro, perspectiva de todo el puente, vista lateral, vista inferior, vista del cauce del río, fallas presentes en cada uno de elementos constitutivos del puente y señalización.



**Ilustración 2.-** Esquema de fotografías generales a tomar superestructura.  
**Fuente:** Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica. Cap. III. p.28



**Ilustración 3.-** Esquema de fotografías generales a tomar subestructura.  
**Fuente:** Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica. Cap. III. p.28

#### **4.1.4. Responsabilidades y deberes del personal de inspección.**

Este ítem nos indica el trabajo y obligaciones del personal de inspección para garantizar una buena inspección.

- **Responsabilidades del inspector.**

- ✓ Recopilar toda la información relacionada con el estado de deterioro del puente.
- ✓ Informar acerca de la condición estructural y de seguridad en la que se halla el puente.
- ✓ Estar pendiente de que los problemas menores sean corregidos a tiempo antes de que el daño evolucione y aumente así el costo de su reparación.

- **Deberes del inspector.**

- ✓ Planificar la inspección.
- ✓ Organizar la inspección.
- ✓ Describir condiciones especiales.
- ✓ Organizar las herramientas y equipo de seguridad.

#### **4.1.5. Herramientas y equipo de seguridad.**

Las herramientas mínimas que un inspector debe preparar para la inspección de puentes deben agruparse en seis categorías básicas como son:

- Seguridad del personal.
- Herramientas para documentación.
- Herramientas para limpieza.
- Herramientas para ayuda visual.
- Herramientas misceláneas.
- Equipo de señalamiento para la inspección de la calzada.

La siguiente tabla (check list) nos menciona una lista herramientas para realizar una inspección.

*Tabla 1.- Calificación de la condición global del puente.*

<b><u>CHECK LIST</u></b>			
<b>ITEM</b>	<b>Responsables:</b>	<b>Nombre 1</b>	<b>Nombre 2</b>
	<b>Seguridad del personal:</b>		
1	Casco		
2	Chaleco reflectivo		
3	Zapatos de seguridad		
4	Visores		
5	Camisa manga larga		
6	Guantes		
7	Botas		
<b>Herramientas para documentación:</b>			
8	Cámara fotográfica		
9	Libreta de campo		
10	Apoya manos		
11	Check list del elemento a inspeccionar		
<b>Herramientas para limpieza:</b>			
11	Cepillo de acero		
12	Brocha		
13	Escoba		
14	Espátula		
<b>Herramientas para ayuda visual:</b>			
15	Binoculares		
16	Flexómetro de 5m		
17	Wincha		
18	Plomada		
19	Nivel de carpintero		
20	Lija		
21	Lupa		
22	Calibrador		
23	Crayola o Tiza		
24	Espejo de inspección		
<b>Herramientas para misceláneas:</b>			
25	Walkie talkies		
26	GPS		
27	Distanciómetro		
28	Linterna		
29	Martillo		
30	Botiquín primeros aux.		
<b>Equipo de señalamiento para inspección de calzadas:</b>			
31	Cono de seguridad		
32	Triángulos de seguridad		

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 34*

#### **4.1.6. Formatos de Inspección**

A continuación indicaremos los formatos que deben cumplir al momento de la inspección, los formatos 01, 02 y 03, que servirán para la toma de datos en la inspección, grado de daño de la inspección de puentes e inspección de puentes-fotografías.

La guía nos proporciona tres tipos de formatos

- Formato No. 01: En este formato se recolectan datos de información general del puente.
- Formato No. 02: Aquí se califica las condiciones de grado de deterioro que presenta cada uno de los elementos constitutivos del puente.
- Formato No. 03: Se deben registrar las fotografías que se detallaron en las ilustraciones 2 y 3.

#### **4.1.7. Toma de datos de la inspección.**

Corresponde a la información que se debe obtener el momento de la inspección, los inspectores que preparan la inspección del puente deben conocer la información de este capítulo con cada una de las tablas y su respectivo código. El inspector debe llenar cada uno de los formatos en el sitio de inspección.

A continuación se describe detalladamente la introducción de datos.

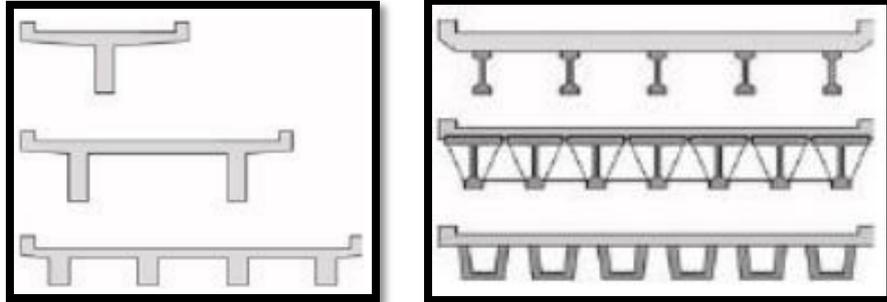
##### **4.1.7.1. Identificación y ubicación.**

- **Nombre del puente.**

Generalmente lleva el nombre del río que cruza.

- **Tipo de puente.**

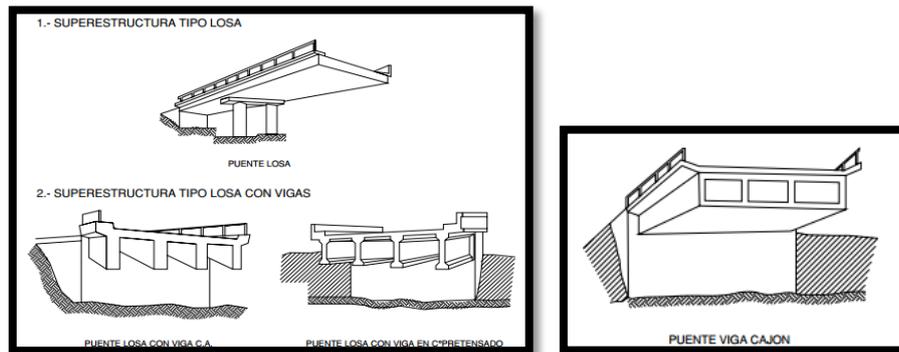
Se tiene el puente tipo losa o losa sobre vigas.



*Ilustración 4.- Puente tipo losa sobre vigas.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 39*



*Ilustración 5.- Tipos de estructuras de puentes.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 40*

- **Coordenadas.**

**Latitud y Longitud.**

Se refiere a la localización del puente según sus coordenadas. Para obtener este dato es necesario que el inspector porte un aparato de sistema de posicionamiento global conocido como GPS por sus siglas en inglés.

### **Altitud.**

Es la distancia vertical a un origen determinado, considerado como nivel cero, para el que se suele tomar el nivel medio del mar.

- **Localización.**

Es la ubicación del puente según la provincia, cantón, parroquia, el poblado más cercano y el nombre de la vía

- **Kilometraje.**

Se refiere al kilómetro en el cual está ubicado el inicio del puente.

#### **4.1.7.2. Datos generales.**

- **Puente sobre.**

Se debe anotar el nombre de la quebrada, río u obstáculo que salva el puente.

- **Longitud total.**

Se refiere a la suma total de la longitud de cada tramo del puente o si tiene un solo tramo se ingresará esta cantidad, este dato se debe de obtener en metros.

- **Ancho calzada.**

Es la luz libre para la circulación. Debe ser ingresado en metros.

- **Ancho acera.**

Es la distancia que se deja para que circule el peatón. El dato se debe ingresar en metros.

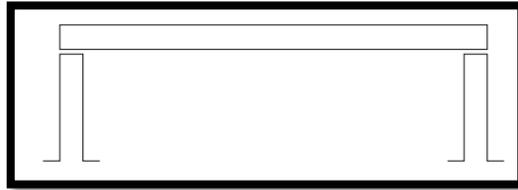
### 4.1.7.3. Tramos.

- **Número de tramos.**

Se refiere al número de tramos en que se divide el puente.

- **Tipo de tramos.**

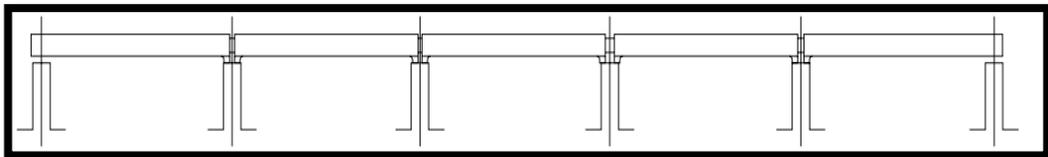
La clasificación de los tipos de tramos se detalla en la siguiente ilustración:



*Ilustración 6.- Tramo simple.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

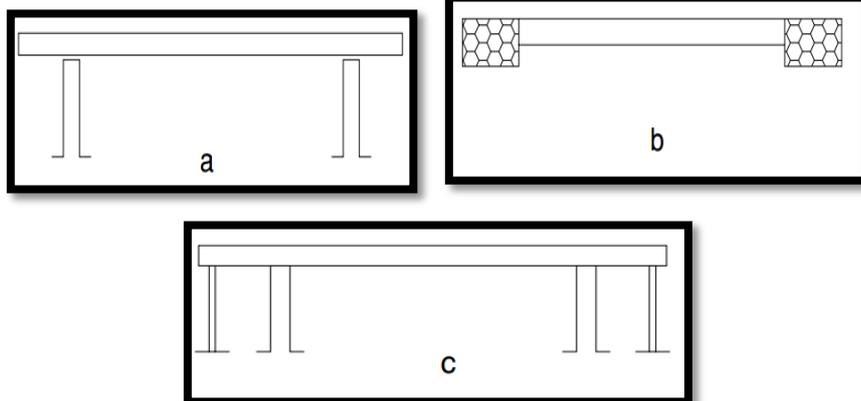
*Tesis de pregrado Cap. III. p. 42*



*Ilustración 7.- Tramos múltiples.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 42*



*Ilustración 8.- Tramo compensado.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 42*



**Ilustración 9.-** Tramo continuo.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 43*

Para registrar el tipo de tramo se utilizará la siguiente tabla:

**Tabla 2.-** Tipo de tramo.

CÓDIGO	TIPO DE TRAMO
1	Tramo simple.
2	Tramos múltiples.
3	Tramo compensado.
4	Tramo continuo.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 43*

- **Condición de borde.**

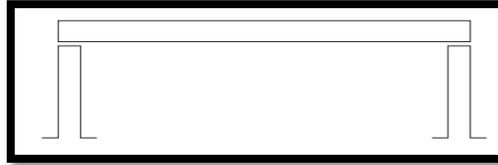
Se anota ésta condición de acuerdo a la siguiente tabla:

**Tabla 3.-** Condición de borde

CÓDIGO	CONDICIÓN DE BORDE
1	Simplemente apoyado.
2	Continuo.
3	Gerber.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

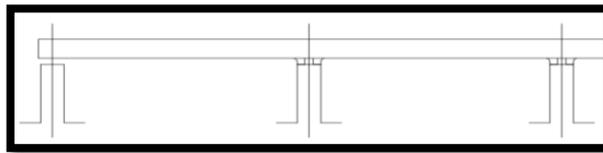
*Tesis de pregrado Cap. III. p. 43*



**Ilustración 10.-** *Simplemente apoyado.*

**Fuente:** *Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 43*

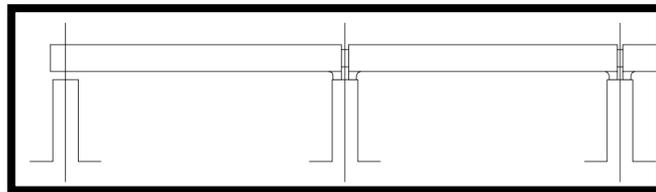


**Ilustración 11.-** *Continuo.*

**Fuente:** *Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 44*

**Ilustración 12.-** *Gerber (Tableros independientes).*



**Fuente:** *Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 44.*

#### **4.1.7.4. Superestructura.**

##### **4.1.7.4.1. Tablero de rodadura.**

- **Losa (Material).**

Se anota el código correspondiente al material de la losa con que está construido como se indica en la siguiente tabla:

**Tabla 4.- Material de losas.**

CÓDIGO	MATERIAL DE LOSAS
1	Prefabricadas.
2	Concreto reforzado.
3	Otras.

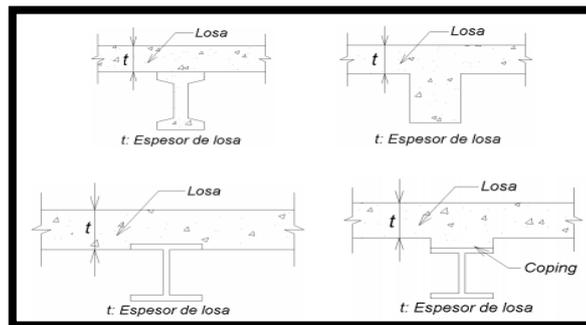
**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 44*

En losas de concreto se debe comprobar que no se presenten fisuras, descascaramientos, exposición del acero de refuerzo, infiltración de agua o cualquier evidencia de deterioro.

- **Espesor de la losa.**

Se registra el espesor de losa en metros, el espesor se debe considerar en base a los siguientes gráficos:



**Ilustración 13.- Espesor de losa.**

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 45*

- **Carpeta de rodadura.**

Se registra el código según la siguiente tabla.

**Tabla 5.- Material de la carpeta de rodadura.**

CÓDIGO	MATERIAL
1	Asfalto.
2	Concreto.
3	Adoquín.
4	No existe superficie de rodamiento.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 45*

#### 4.1.7.4.2. Barandas.

Está en función del material predominante en las barandas.

*Tabla 6.- Material de barandas.*

CÓDIGO	MATERIAL DE BARANDA
1	Mampostería.
2	Concreto reforzado.
3	Metálica.
4	Pasamanos metálicos y postes en concreto.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 46*

En la inspección de las barandas en los puentes se debe considerar:

- Postes. Revisar los postes para detectar fisuras, fracturamientos y demás daños presentes en el concreto. Daños: Fracturamiento en postes, ausencia de postes, golpes por impacto vehicular.
- Pasamanos. Se buscarán indicios de corrosión y el estado de todas sus conexiones. Daños: Corrosión, ausencia de elementos, golpes por impacto.

#### 4.1.7.4.3. Aceras.

Se debe registrar el material de construcción predominante en las aceras.

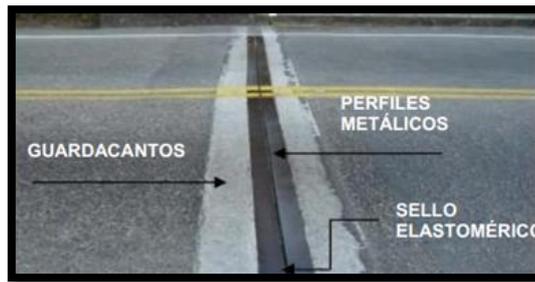
*Tabla 7.- Material de aceras.*

CÓDIGO	MATERIAL DE ACERAS
1	Prefabricadas.
2	Concreto reforzado.
3	Otras.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 46*

#### 4.1.7.4.4. Juntas de expansión.



*Ilustración 14.- Elementos típicos de una junta de expansión.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 47*

El tipo de junta se muestra en la siguiente tabla:

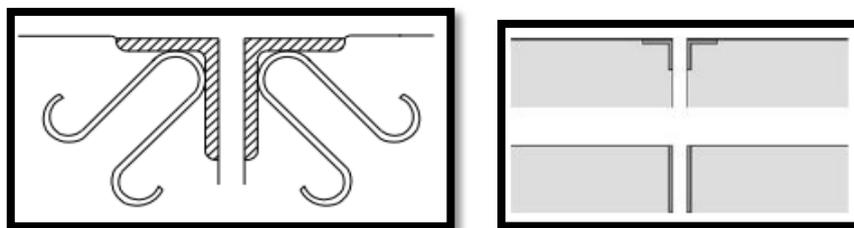
*Tabla 8.- Tipos de Juntas de expansión.*

CÓDIGO	TIPO DE JUNTA DE EXPANSIÓN
1	Juntas abiertas.
2	Junta sellada (rellena).
3	Junta sellada (de sello comprimido).
4	Juntas de placa de acero deslizante.
5	Juntas de placas dentadas.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 50*

- **Juntas abiertas.-** Tienen una abertura libre inferior a 12.7mm (1/2" pulgada) entre losas de concreto de tramos adyacentes

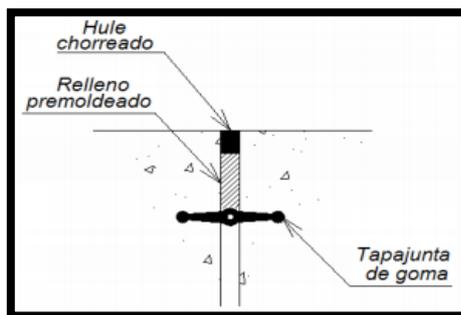


*Ilustración 15.- Juntas abiertas- con perfiles verticales.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 48*

- Juntas rellenas.- Éstas se aplican en puentes cortos con desplazamientos inferiores a 38.1 mm (1 ½” pulgada).

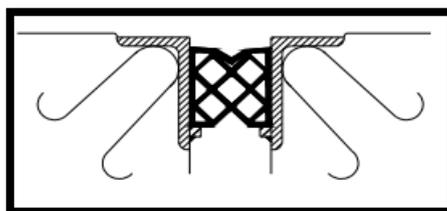


**Ilustración 16.-** Junta rellena.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 48.*

- Juntas con sellos comprimidos de neopreno.- Se aplican en puentes con desplazamientos de 12.7 mm a 63,5 mm (de ½ a 2 ½ pulgada),

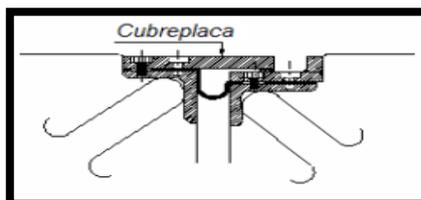


**Ilustración 17.-** Junta de sello comprimido.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 49*

- Juntas de placas de acero deslizante.- Consiste en una placa de acero anclada a uno de los extremos de la abertura que se desliza permitiendo el movimiento de la superestructura.

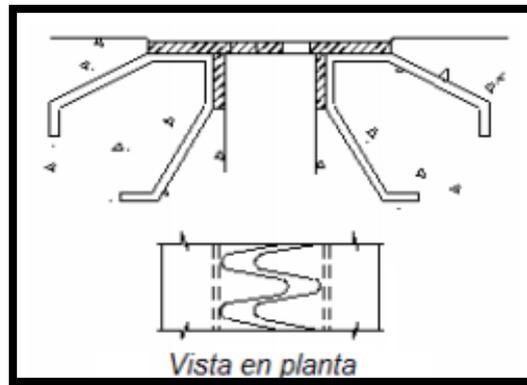


**Ilustración 18.-** Junta de placa de acero deslizante.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 49*

- Juntas de placas dentadas.- Están compuestas por dos placas de acero en forma de dedos o dientes que se entrelazan entre sí dejando un área libre entre sí para admitir los movimientos.



*Ilustración 19.- Juntas de placa dentada.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 50*

En la inspección de las juntas de expansión de puentes se debe tener en cuenta:

- En juntas selladas se debe inspeccionar que no exista material que impida el movimiento de la losa.

Daños: obstrucción del sello, ruptura del sello, ausencia del sello.

- Perfiles. Se deben revisar anclajes sueltos, agrietamiento o rotura de soldaduras y detalles defectuosos en los perfiles.

Daños: Agrietamiento o rotura de soldaduras, ausencia de anclajes, perfiles defectuosos, perfiles sueltos.

#### **4.1.7.4.5. Drenaje de la calzada.**

El drenaje transversal como el longitudinal de la vía, debe funcionar correctamente evitando el estancamiento del agua sobre la superficie del puente.

El drenaje longitudinal debe hacerse por medio de tubería o drenajes, los cuales deben ser suficientes en número y tamaño para evacuar adecuadamente hacia las cunetas.

La localización inadecuada de los drenajes genera problemas de deterioro, infiltración, eflorescencias y contaminación del concreto aledaño.

Las fallas más comunes encontradas en los drenajes longitudinales corresponden a: taponamiento de los drenajes, ausencia de drenajes y longitud o sección insuficiente.

#### 4.1.7.4.6. Vigas.

La tabla siguiente nos muestra el código del tipo de viga:

*Tabla 9.- Tipo de vigas.*

CÓDIGO	TIPO DE VIGAS
1	Losa.
2	Viga tipo I.
3	Viga T.
0	Otros.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 52*

En las vigas de concreto se comprueba que no existan daños como las deflexiones excesivas y la desintegración del concreto. Se debe registrar el ancho y longitud de las fisuras encontradas. Se debe buscar posibles agrietamientos en la zona de los apoyos y su alrededor y en los diafragmas.

Las fallas más comunes en puentes de concreto se tienen las siguientes:

- Pérdida o falta del concreto de recubrimiento.
- Exposición del acero de refuerzo y corrosión del mismo.

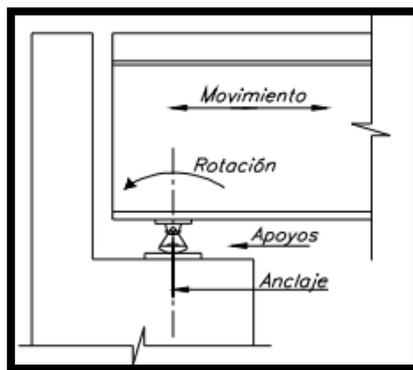
- Deficiencias en la construcción, (segregación, hormigueros, juntas frías inadecuadas).
- Fisuración por sobrecargas y esfuerzos no considerados en el diseño.
- Deflexiones.
- Deterioro en el concreto expuesto por drenajes inadecuados.

#### 4.1.7.5. Subestructura.

##### 4.1.7.5.1. Apoyos.

Se tienen apoyos en estribos, en pilas y en voladizos de la superestructura, tanto apoyos fijos como apoyos móviles. Las funciones principales de los apoyos aparte de transmitir todas las cargas de la superestructura a la subestructura son permitir la traslación por expansión o contracción térmica o sismo y la rotación causada por la deflexión de la carga muerta y la carga viva. Tipos de apoyos:

- Apoyo de expansión: Permite que la estructura rote y se traslade en el sentido longitudinal, puede ser de placa, de neopreno, de nódulo o balancín.



*Ilustración 20.-Apoyo de expansión tipo balancín.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 53*



**Ilustración 21.**-Apoyo expansivo tipo patín.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 53*

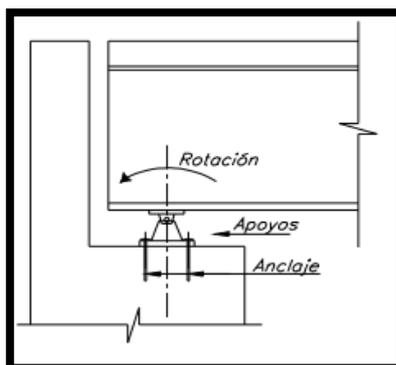


**Ilustración 22.**-Apoyo expansivo tipo rodillo.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 53*

- Apoyo fijo: Restringe la traslación y permite únicamente la rotación de la estructura.



**Ilustración 23.**-Apoyo fijo.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

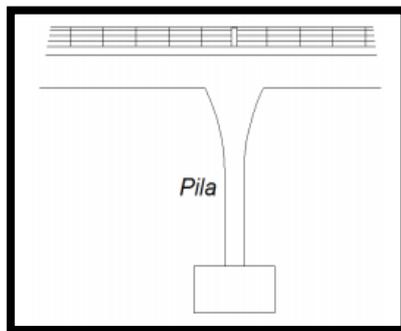
*Tesis de pregrado Cap. III. p. 54*



**Ilustración 24.-** Apoyo fijo de acero.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 54*



**Ilustración 25.-** Apoyo rígido (concreto).

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 54*

El código correspondiente al tipo de los apoyos se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 10.-** Tipo de apoyos.

CÓDIGO	TIPO DE APOYOS
1	Apoyo de expansión tipo balancín
2	Apoyo expansivo tipo patín
3	Apoyo expansivo tipo rodillo
4	Apoyo Fijo
5	Apoyo rígido o empotrado
6	Placas de neopreno o elastoméricos

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

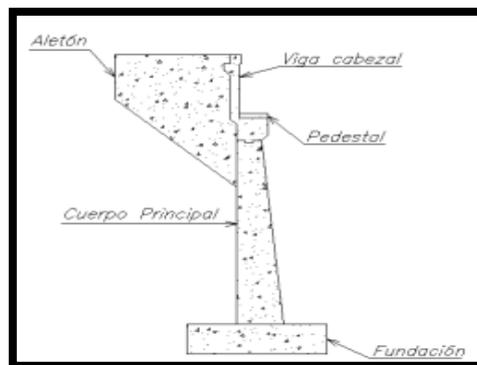
*Tesis de pregrado Cap. III. p. 55*

Para la inspección visual de los apoyos se deben considerar los siguientes aspectos:

- En apoyos de concreto se debe examinar que no presenten fisuras o descascaramientos en la base de los estribos o en los cabezales de las pilas donde normalmente se apoyan las vigas.
- En apoyos metálicos es importante verificar que éstos no presenten evidencias de corrosión que impidan su correcto funcionamiento.
- Verificar la separación de las láminas de los apoyos de neopreno y comprobar que no se presenten irregularidades que puedan indicar sobrecargas.
- Inspeccionar todos los dispositivos de apoyo, verificando que están funcionando correctamente.
- Comprobar que las tuercas de los pernos de anclaje se encuentren correctamente instaladas en los apoyos. Además, que los apoyos móviles están correctamente lubricados, limpios, que puedan moverse libremente, y que estén localizados correctamente.

**Daños.** Los daños más comunes encontrados en estas estructuras corresponden a: desplazamiento, deformación excesiva y descomposición.

#### 4.1.7.5.2. Estribos.



*Ilustración 26.- Partes del estribo.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

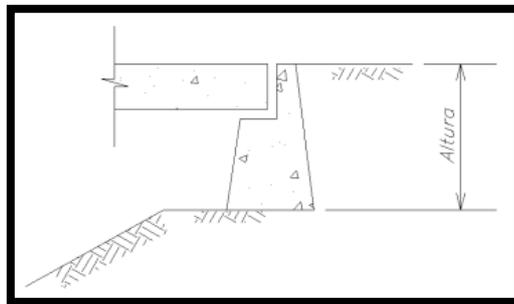
*Tesis de pregrado Cap. III. p. 56*

Entre los daños típicos encontrados en aletas y estribos de puentes, se tienen los siguientes:

- Problemas en el concreto expuesto (segregación, hormigueros, juntas frías inadecuadas).
- Fisuras y deterioro en el concreto provocados por corrosión del refuerzo.
- Fisuras verticales en la unión entre estribos y aletas.
- Movimiento o asentamiento de estribos.
- Problemas de socavación local en estribos.

#### Tipos de estribos.

- Gravedad.- Este tipo de estribo debe resistir la presión lateral o empuje del suelo con su propio peso por lo que suelen ser estribos muy pesados. La mayoría de los estribos de gravedad son construidos en concreto ciclópeo o en mampostería.

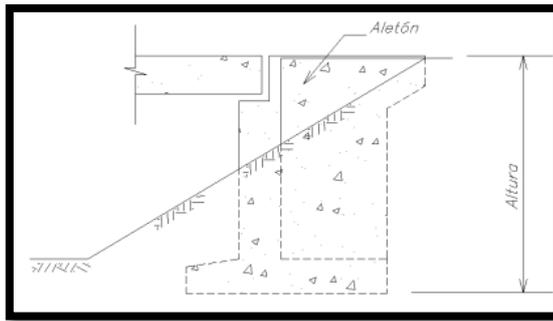


*Ilustración 27.- Estribo tipo gravedad.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 57*

- Voladizo.- Es un muro de retención tipo pared, actúa como una viga en voladizo que transmite la presión lateral del suelo y mantiene su estabilidad a través de su peso propio y el peso del suelo sobre la fundación.

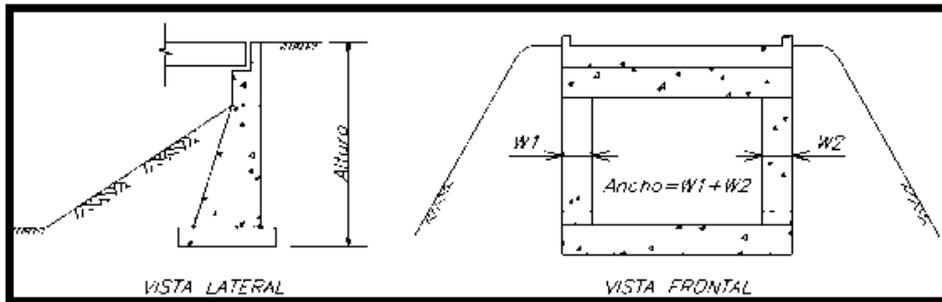


**Ilustración 28.-** Estribo tipo voladizo.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 57*

- Marco.- Consiste en un estribo con dos o más columnas unidas por la viga cabezal tipo rectangular o T cuando cuenta con pantalla.

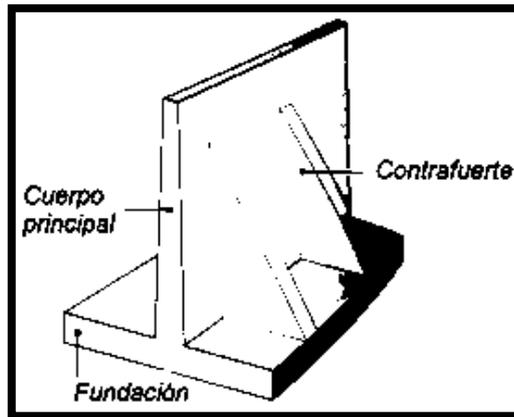


**Ilustración 29.-** Estribo tipo marco rígido.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 57*

- Muro con contrafuerte.- Este tipo de estructura es un muro y una fundación unidas mediante losas verticales perpendiculares al plano del muro conocidas como contrafuertes.

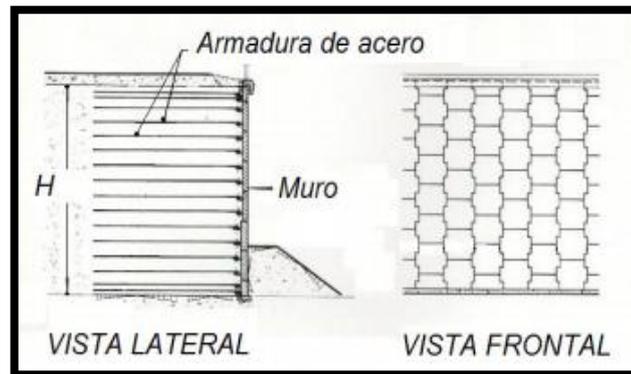


*Ilustración 30.- Estribo tipo muro con contrafuerte.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 58*

- Tierra armada.- Sistema que mecánicamente estabiliza el suelo y se compone de un muro construido por capas con bloques modulares, generalmente, de concreto sin refuerzo.

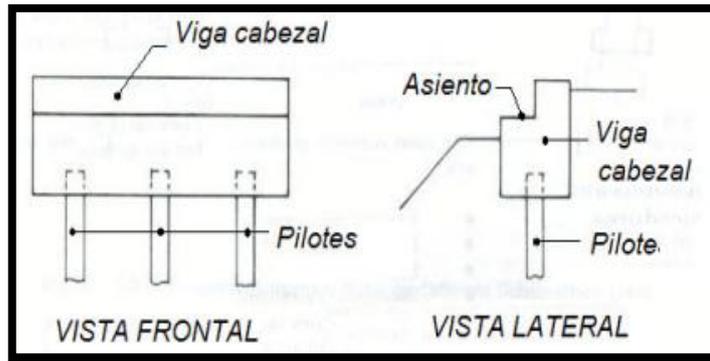


*Ilustración 31.- Estribo tipo tierra armada.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 58*

- Cabezal sobre pilotes.- Consiste en una viga cabezal apoyada en una o más filas de pilotes. Los pilotes inclinados se utilizan para prevenir el volcamiento.



**Ilustración 32.-** Estribo tipo cabezal sobre pilotes.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 59*

La siguiente tabla muestra el código del tipo de estribo y aletas:

**Tabla 11.-** Tipo de estribo.

CÓDIGO	TIPO DE ESTRIBO
1	Gravedad.
2	Voladizo.
3	Marco.
4	Muro con Contrafuerte.
5	Tierra armada.
6	Cabezal sobre pilotes.
0	Otros.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 59*

**Tabla 12.-** Material de aletas y estribos.

CÓDIGO	MATERIAL DE ESTRIBOS
1	Mampostería o Piedra.
2	Concreto ciclópeo.
3	Concreto reforzado.

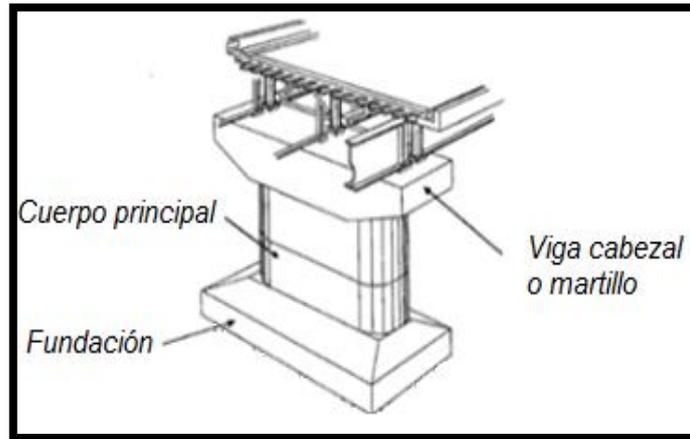
**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 59*

#### 4.1.7.5.3. Pilas.

Son elementos estructurales que transmiten la carga de la superestructura a la cimentación y proporcionan apoyos intermedios entre los estribos, dándole estabilidad a la estructura.

La pila está formada por la viga cabezal, el cuerpo principal y la fundación.



*Ilustración 33.- Partes de una pila.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 60*

Se deberá inspeccionar en forma detallada las zapatas y/o las pilas para verificar posibles problemas de socavación, en el concreto expuesto se deben verificar la existencia de fisuras, indicios de corrosión en la armadura de refuerzo y deterioros superficiales en el concreto.

Es conveniente en lo posible programar la inspección de las pilas en época de verano o en épocas del año que ofrezcan las condiciones más favorables para realizar una observación adecuada de estos elementos.

Entre los daños típicos encontrados en las pilas de los puentes, se tienen los siguientes:

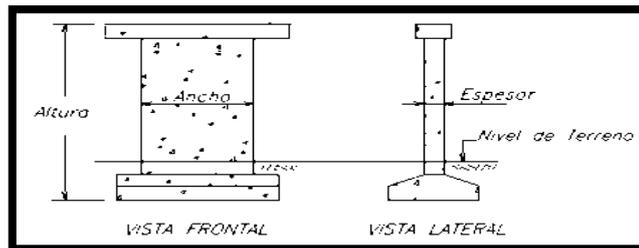
- Problemas en el concreto expuesto (segregación, hormigueros, juntas frías inadecuadas).
- Problemas de socavación local en la cimentación de las pilas.
- Fisuras en el concreto provocadas por corrosión del refuerzo.
- Fisuras por asentamiento o movimiento diferencial entre pilas.

- Problemas de humedad debido a drenajes con longitud insuficiente.

### 🚧 Tipos de pila.

Los tipos de pilas más empleados son los siguientes:

- Muro.- Es una pared que se extiende desde la fundación hasta la viga cabezal.

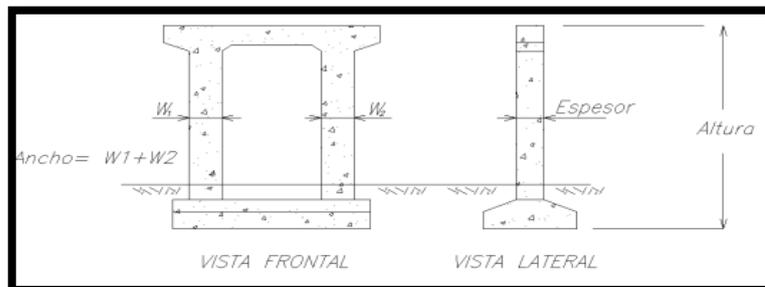


**Ilustración 34.-** Pila tipo muro.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 61*

- Marco.- Este tipo de pila está compuesta por una viga cabezal apoyada sobre dos columnas formando una estructura tipo marco.

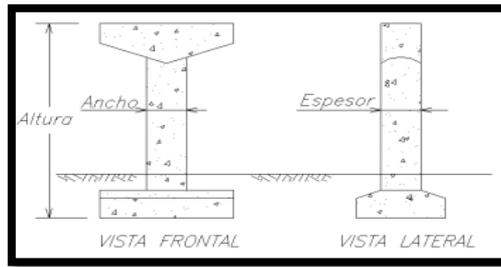


**Ilustración 35.-** Pila tipo marco.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 62*

- Columna sencilla.- Generalmente, está compuesta por una viga cabezal en forma de martillo unida a una columna que puede ser de forma rectangular, elíptica, circular, entre otras, la cual se extiende hasta la fundación.

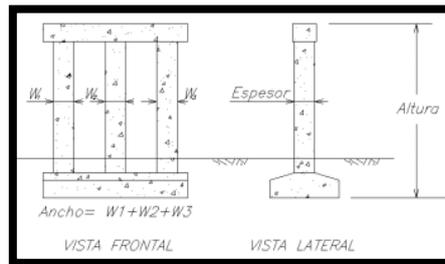


**Ilustración 36.-** Pila tipo columna sencilla.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 62*

- Columna múltiple.- Consiste de una viga cabezal soportada por tres o más columnas que se extienden hasta la fundación.

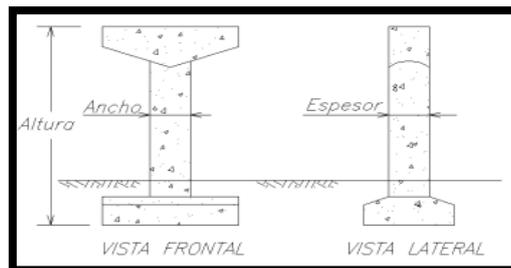


**Ilustración 37.-** Pila tipo columna múltiple.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 62*

**Ilustración 38.-** Detalles pila tipo columna múltiple.



**Ilustración 39.-** Pila tipo columna múltiple.

**Fuente:** Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 62*

El material de la pila, tipo de pilas de la estructura y el código asignado a la forma de la sección transversal de la pila es según la clasificación que se presenta a continuación:

**Tabla 13.- Tipo de pila.**

CÓDIGO	TIPO DE PILA
1	Muro
2	Marco
3	Columna sencilla
4	Columna múltiple
0	Otros

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 63*

**Tabla 14.- Material de pila.**

CÓDIGO	MATERIAL DE LA PILA
1	Concreto reforzado
2	Mampostería

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 63*

**Tabla 15.- Forma de pila.**

CÓDIGO	FORMA DE PILA
1	Circular
2	Rectangular
0	Otra

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 63*

#### **4.1.7.5.4. Otros detalles.**

- **ACCESOS.**

Consiste en el tipo material de los accesos, aproximadamente diez (10) metros antes y después de la superestructura.

**Tabla 16.- Tipo de superficie de accesos.**

CÓDIGO	TIPO DE SUPERFICIE
1	Asfalto.
2	Concreto.
3	Afirmado.
4	Adoquín
0	Otro.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 64*

- **SEÑALIZACIÓN VIAL.**

Consiste en la verificación de la señalización existente en el sitio del puente; debe revisarse la presencia, la legibilidad, la visibilidad de las señales existentes tanto horizontales como verticales (Señalización preventiva, reglamentaria, e informativa) y los reductores de velocidad.

Las fallas normalmente identificadas en la señalización son los siguientes:

- Ilegibilidad.
- Retro reflexividad deficiente.
- Falta de adherencia entre el tablero y los símbolos.
- Invisibilidad. Señales localizadas inadecuadamente o cubiertas por la vegetación.
- Daños ocasionados por agentes externos. Señalización golpeada, vandalismo.
- Demarcaciones defectuosas.

- **ILUMINACIÓN.**

Se deberá verificar la existencia de elementos de iluminación como alumbrado público y el funcionamiento del mismo, en caso de presentar fallas se deben

reportar en el formato de captura de información realizando las aclaraciones respectivas.

- **CAUCE.**

Se debe inspeccionar el área bajo el puente, las orillas de río, el cauce aguas arriba, cauce aguas abajo. En la inspección se debe tener en cuenta la estabilidad del cauce frente a los efectos erosivos que la corriente produce por debajo y alrededor de los elementos que se encuentran en contacto con el agua como es los estribos y las pilas.

Los problemas más frecuentes identificados en el cauce son:

- Inestabilidad de taludes o terraplenes adyacentes a la estructura.
- Erosión en el lecho y márgenes del río.
- Socavación general del cauce.
- Obstrucción del cauce por escombros, presencia de vegetación o invasión del mismo.
- Sedimentación de material transportado por la corriente.
- Falla o colapso de las estructuras de protección de las orillas del río.

En el formato de inspección se debe reportar cualquier falla o anomalía que se presente bajo la estructura, describiendo, si es posible, las posibles causas de la falla.

#### **4.1.8. Síntesis de daños en puentes.**

Aquí debemos registrar los datos en el formato 02, donde se califica el grado de deterioro de cada elemento del puente en función de su condición. Cada elemento se evalúa desde 1 que significa que no existen daños hasta 5, que indica un gran deterioro en el elemento.

#### 4.1.8.1. Carpeta de rodadura.

El pavimento en la losa del puente funciona como una superficie de rodamiento y además tiene como objetivo proveer protección adicional a la losa contra el clima y el tráfico.

##### 4.1.8.1.1. Ondulaciones.

Son deformaciones que se extienden transversalmente en el pavimento, son ocasionados por el paso continuo de vehículos en el puente, en la siguiente tabla se define el grado de daño por ondulaciones en el pavimento.

Tabla 17.- Grado de daño por ondulaciones.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	Sin ondulación
2	La profundidad de la ondulación es menor a 0,02 m.
3	La profundidad de la ondulación esta entre 0,02 y 0,04 m.
4	La profundidad de la ondulación es mayor a 0,04 m.
5	Es necesario detener los vehículos para esquivar la ondulación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 67

##### 4.1.8.1.2. Surcos.

Los surcos son deformaciones en el pavimento originadas por el paso continuo de los vehículos similares a las ondulaciones pero se extienden longitudinalmente.

Tabla 18.- Grado de daño por surcos

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay surcos.
2	La profundidad de los surcos es menor a 0,02 m.
3	La profundidad de los surcos esta entre 0,02 y 0,04 m.
4	La profundidad de los surcos es mayor a 0,04 m.
5	Es necesario detener los vehículos para esquivar los surcos.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 67

#### 4.1.8.1.3. Agrietamiento.

Los agrietamientos son fisuras que se producen generalmente por vibraciones y cambios de temperatura.

Tabla 19.- Grado de daño por fisuras

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan fisuras.
2	El espesor de la fisura es menor a 5.0mm.
3	El espesor de la fisura está entre 5.0 y 10.0 mm.
4	Se observan fisuras en red.
5	Se observan fisuras en red y en algunas partes hay desprendimiento del concreto.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 68.

#### 4.1.8.1.4. Baches en el pavimento.

Un bache es un defecto en la nivelación de la vía; es una depresión u hoyo en la superficie de rodamiento.

Tabla 20.- Grado de daño por baches

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan baches
2	La profundidad del bache es menor que 20.0 mm
3	La profundidad del bache esta entre 20.0 y 50.0 mm
4	La profundidad del bache es mayor que 50.0 mm
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar los baches

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 68

#### 4.1.8.1.5. Sobrecapas de asfalto.

Son capas adicionales sobre la superficie principal por lo tanto cuando se observa una sobrecapa de pavimento el grado del daño por sobrecapas tendrá una calificación de cinco.

*Tabla 21.- Grado de daño por sobrecapas de asfalto.*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa sobrecapas de asfalto.
3	Se observa una sobrecapa de asfalto.
5	Se observan más de una sobrecapa de asfalto.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 68*

#### **4.1.8.1.6. Material ajeno a la vía.**

En este punto se considera la presencia de material ajeno a la vía presente en la carpeta de rodadura el cual afecta a la condición de la carpeta de rodadura.

*Tabla 22.- Grado de daño por material ajeno a la vía.*

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa material ajeno a la vía.
2	Menos del 25% de la vía se encuentra cubierta con otro material.
3	El 50% de la vía se encuentra cubierta con otro material.
4	El 100% de la vía se encuentra cubierta con una capa de otro material con un espesor menor a 0,03 m.
5	El 100% de la vía se encuentra cubierta con una capa de otro material con un espesor mayor a 0,03 m.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 70*

#### **4.1.8.2. Barandas.**

Aquí se consideran dos tipos: de concreto y de acero.

##### **4.1.8.2.1. Deformación (baranda de acero).**

La deformación es el cambio en la forma o el tamaño de un cuerpo debido a la aplicación de una o más fuerzas sobre el mismo.

Tabla 23.- Grado de daño por deformación.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan daños de deformación en el elemento.
2	Deformación menor a 0.05 m.
3	Deformación entre 0.05 m y 0.10 m con respecto al original.
4	Deformación entre 0.10 m y 0.20 m con respecto al original.
5	Deformación mayor a 0.20 m con respecto al original.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 70

#### 4.1.8.2.2. Oxidación (baranda de acero).

La oxidación es una reacción química que se produce en el acero al estar en contacto con el agua, o por la humedad del medio ambiente, lo que puede producir daños en el refuerzo de los elementos:

Tabla 24.- Grado de daño por oxidación

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa oxidación en el elemento.
2	Se observa comienzos de oxidación.
3	20% del elemento está cubierta con oxidación.
4	50% del elemento está cubierta con oxidación.
5	Más del 50% de la superficie del elemento está cubierto con oxidación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 71

#### 4.1.8.2.3. Corrosión (baranda de acero).

La alteración causada por el medio ambiente en un elemento es lo que se conoce como corrosión.

Los grados de daño por corrosión están definidos en la siguiente tabla.

*Tabla 25.- Grado de daño por corrosión*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa corrosión en el elemento.
2	Se observa el principio de la corrosión.
3	La corrosión creció y ha ocasionado orificios en partes del elemento.
4	Algunas partes del elemento están reducidas por corrosión.
5	Algunas partes del elemento se han perdido por la corrosión.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 71*

#### **4.1.8.2.4. Faltante o ausencia (baranda de acero o concreto).**

El faltante o ausencia se refiere a la pérdida parcial o total de algún elemento que constituye la baranda.

*Tabla 26.- Grado de daño por baranda faltante*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	Se cuenta con la totalidad del elemento.
2	Algunas partes del elemento están dañadas.
3	Hace falta menos del 10 % del elemento.
4	Hace falta entre 10% y 30 % del elemento.
5	Hace falta más del 30% del elemento.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 72*

#### **4.1.8.2.5. Daños por colisión (baranda de acero o concreto).**

En este punto se considera si el elemento posee alguna falla provocada por el impacto de vehículos, el grado de daño por colisión se detalla en la siguiente tabla:

*Tabla 27.- Grado de daño por Colisión*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan daños por colisión.
2	Algunas partes de la baranda están dañadas.
3	El 10 % de la baranda está dañada.
4	Entre 10% y 30 % de la baranda está dañada.
5	Más del 30% de la baranda está dañada.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 72*

#### **4.1.8.2.6. Agrietamiento (baranda de concreto).**

Consiste en las aberturas que surgen en alguna superficie para el caso de las barandas de concreto:

*Tabla 28.- Grado de daño por fisuras*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay fisuras.
2	Se observan algunas fisuras.
3	El espesor de la fisura es menor a 0.3mm con intervalos de 50 cm.
4	El espesor de la fisura es mayor a 0.3mm con intervalos de 50 cm.
5	Se observan fisuras con espesores de varios mm

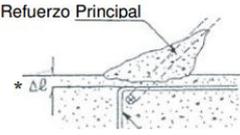
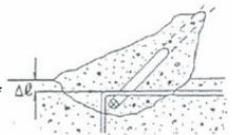
*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 73*

#### **4.1.8.2.7. Acero de refuerzo expuesto (barandas de concreto).**

Se refiere a la exposición del acero de refuerzo que debe estar embebido en el concreto.

Tabla 29.- Grado de daño por acero de refuerzo expuesto

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa acero de refuerzo expuesto.
2	Se observan cáscaras a lo largo del refuerzo principal 
3	El refuerzo está expuesto en pequeñas partes 
4	Se observa el refuerzo principal expuesto y oxidado. 
5	Se observa el acero principal expuesto y con reducción de la sección. 

\* Δl: Recubrimiento de concreto

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 73

#### 4.1.8.2.8. Descascaramiento.

El descascaramiento es la delaminación local o desprendimiento de una superficie terminada de concreto endurecido como resultado de cambios de temperatura, mal proceso constructivo o algún daño en el acero de refuerzo.

Tabla 30.- Grado de daño por descascaramiento en superficies de concreto

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa descascaramiento en la superficie de la estructura
2	Se observa el principio del descascaramiento
3	Ha crecido el descascaramiento en algunas partes de la superficie de la estructura.
4	Se observa un considerable descascaramiento.
5	Se observa un considerable descascaramiento y oxidación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 74

#### 4.1.8.2.9. Nidos de piedra.

La principal causa para que se provoquen los nidos de piedra es por la inapropiada vibración durante el colado del concreto lo que produce segregación de los agregados finos, agregados gruesos y la pasta de cemento.

En la tabla a continuación se describe el grado de deterioro por nidos de piedra.

Tabla 31.- Grado de daño por nidos de piedra

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observaron nidos de piedra
2	Se observaron nidos de piedra en algunos sitios.
3	Se observan más de diez nidos de piedra.
4	Se observan nidos de piedra en muchos sitios
5	Se observa nidos de piedra en todo el elemento.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 74

#### 4.1.8.3. Juntas de expansión.

Las juntas de expansión son una parte muy importante del puente, debe ser capaz de resistir los cambios climáticos para llevar a cabo su función y no comprometer la calidad del viaje de los vehículos que transitan en el puente.

##### 4.1.8.3.1. Filtraciones de agua.

La filtración de agua a través de cualquier junta del puente contribuye al deterioro del concreto, esta filtración de agua debe ser inspeccionada en el asiento de los apoyos del puente y en el muro de las subestructuras.

Tabla 32.- Grado de daño por filtración de agua en juntas de expansión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay filtración de agua proveniente de las juntas de expansión
2	Se observaron filtraciones en algunas partes de los asientos del puente.
3	Se observan filtraciones en menos del 50% del muro y la viga cabezal.
4	Se observan filtraciones en más del 50% del muro y la viga cabezal.
5	Las filtraciones cubren toda la pared frontal y la viga cabezal.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 75

##### 4.1.8.3.2. Sonidos extraños.

Cuando los vehículos transitan sobre las juntas el inspector debe detectar cuidadosamente los sonidos que se produzcan ya que los sonidos provienen de zonas donde la junta presenta algún daño.

Si se detecta un sonido considerable, debe ser calificado con grado tres.

#### 4.1.8.3.3. Faltante o deformación.

El inspector debe poner atención cuando la junta de expansión presenta alguna alteración en su forma o alguna parte o la totalidad de la junta se ha perdido.

Tabla 33.- Grado de daño por faltante o deformación de juntas de expansión

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan faltante o deformación de juntas
2	Se observan pequeñas deformaciones.
3	Algunas partes están deformadas.
4	Algunas partes se han perdido.
5	Falta totalmente la junta.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 76

#### 4.1.8.3.4. Movimiento vertical.

Se refiere al caso en que las juntas de expansión presenten algún desplazamiento vertical.

Tabla 34.- Grado de daño por movimiento vertical de la junta de expansión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan movimientos
2	Se observan pequeños movimientos
3	Algunas partes se mueven verticalmente y se detectaron sonidos
4	Algunas partes se mueven considerablemente o se detectaron grandes sonidos
5	La velocidad del vehículo debe reducirse antes de la junta de expansión

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 77

#### 4.1.8.3.5. Juntas obstruidas.

Cuando se aplica un nuevo pavimento a un puente, frecuentemente se coloca una sobrecapa a las juntas de expansión sin ningún cuidado de permitir el funcionamiento apropiado de la misma.

Tabla 35.- Grado de daño por juntas obstruidas

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan juntas obstruidas.
3	Se observa cierta obstrucción en la junta
5	La junta está cubierta por sobrecapas de asfalto.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 77

#### 4.1.8.4. Drenaje.

El drenaje permite evacuar apropiadamente el agua de las lluvias o agua pluvial de la calzada y aceras del puente.

##### 4.1.8.4.1. Obstrucción de drenajes.

En este punto se considera si el drenaje que se encuentra colocado en la vía está obstruido con tierra, maleza o basura el cual al encontrarse así no permitirá el desfogue del agua lluvia y el agua estancada ocasionará daños a la capa de rodadura y en caso de no poseerla al tablero.

Para la evaluación del grado de la obstrucción de drenajes nos guiaremos en la siguiente tabla:

Tabla 36.- Grado de daño por obstrucción de drenajes

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
3	Aproximadamente el 50% de

	los drenajes se encuentran obstruidos.
5	Drenajes totalmente obstruidos.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 78*

#### **4.1.8.4.2. Longitud o sección insuficiente.**

Nos guiaremos en la siguiente tabla:

*Tabla 37.- Grado de daño por obstrucción de drenajes*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
3	Aproximadamente el 50% de los drenajes no tienen la longitud o sección requerida.
5	Todos los drenajes no poseen longitud o sección requerida.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 78*

*Tabla 38.- Grado de daño por longitud o sección insuficiente*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
3	Aproximadamente el 50% de los drenajes no tienen la longitud o sección requerida.
5	Todos los drenajes no poseen longitud o sección requerida.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 78*

#### 4.1.8.4.3. Ausencia de drenajes.

El daño por la ausencia de drenajes se evaluará en base a la siguiente tabla:

Tabla 39.- Grado de daño por ausencia de drenajes

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	Los drenajes existentes son suficientes.
3	Los drenajes existentes son insuficientes.
5	No existen drenajes.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 79

#### 4.1.8.4.4. Mala ubicación de drenajes.

El grado de daño de drenajes se evaluará con la siguiente tabla:

Tabla 40.- Grado de daño por mala ubicación de drenajes

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
3	Aproximadamente el 50% de los drenajes desfogon sobre otro elemento.
5	Todos los drenajes afectan a los elementos del puente.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 79

#### 4.1.8.4.5. Bombeo de la vía.

La pendiente transversal de la vía debe ser suficiente para evacuar eficientemente las aguas sobre la calzada y que no se produzcan depósitos que puedan afectar la estructura. Ésta evaluación se hará con la tabla siguiente:

*Tabla 41.- Grado de daño por bombeo de la vía*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
2	Se observan pequeños depósitos de agua.
3	La pendiente es insuficiente.
4	Solo 1 carril posee la pendiente necesaria.
5	No existe pendiente transversal.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 80*

#### 4.1.8.5. Aceras.

Por lo general las aceras son de concreto teniendo como daños más comunes: fisuras en una y dos direcciones, faltante o ausencia del elemento, descascaramiento, acero de refuerzo expuesto, nidos de piedra y eflorescencia; cada una de estas fallas se detallan a continuación.

##### 4.1.8.5.1. Fisuras en una dirección.

Las fisuras en el concreto es el indicativo más confiable de futuros problemas en el elemento, por lo tanto es importante determinar la causa que lo produjo.

Las fisuras en una dirección son causadas en muchos casos por los esfuerzos debido a la carga viva y muerta. El ancho y distancia entre fisura debe ser cuidadosamente inspeccionado y registrado en el formato de inspección.

El grado de daño por fisuras en una dirección en las losas se describe a continuación:

*Tabla 42.- Grado de daño por fisuras en una dirección*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan fisuras.
2	El ancho de las fisuras es menor a 0.2mm en intervalos de más de 1.00 m
3	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos de más de 1.00 m
4	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos entre 1.00 m y 0.50 m
5	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos de menos de 0.50 m

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 80*

#### **4.1.8.5.2. Fisuras en dos direcciones**

La fatiga provocada por la repetición de las cargas vivas es la causa principal de las fisuras en dos direcciones, la extensión y el patrón de la malla de la grieta en el elemento deben ser cuidadosamente inspeccionados, ya que es una de las señales más claras del deterioro de la losa de concreto.

El grado de daño por fisuras en dos direcciones en las losas se describe a continuación:

Tabla 43.- Grado de daño por fisuras en dos direcciones

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan fisuras
3	El ancho de fisura es menor a 0.2 mm con intervalos mayores a 0,50 m.
4	El ancho de fisura es mayor a 0.2 mm con intervalos menores a 0,50 m.
5	El ancho de fisura es mayor a 0.2 mm y el concreto de esta descascarando.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 81

#### **4.1.8.5.3. Descascaramiento.**

Para la evaluación del grado de daño por descascaramiento refiérase a la tabla 31 que se detalló anteriormente.

#### **4.1.8.5.4. Acero de refuerzo expuesto.**

Para la evaluación del grado de daño de acero de refuerzo expuesto refiérase a la tabla 30 que se detalló anteriormente.

#### **4.1.8.5.5. Nidos de piedra.**

Para la evaluación del grado de daño provocado por nidos de piedra refiérase a la tabla 32 que se detalló anteriormente.

#### **4.1.8.5.6. Eflorescencia.**

La eflorescencia es una mancha blanca que se forma en el concreto por causa del cloruro de calcio que es traído a la superficie del concreto por el agua. La eflorescencia indica que las fisuras son profundas y que han penetrado a través de la losa, a continuación se muestra en la tabla el grado de daño.

Tabla 44.- Grado de daño por eflorescencia

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa eflorescencia.
2	Se observan pequeñas manchas blancas en la superficie de concreto.
3	Se observa eflorescencia en menos de la mitad del área del elemento.
4	Se observa eflorescencia en más de la mitad del área del elemento.
5	Se observan estalactitas en muchos lugares causadas por el cloruro de calcio.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 82

#### **4.1.8.5.7. Faltante o ausencia**

Para la evaluación del grado de daño por la falta o ausencia del elemento refiérase a la tabla 27 que se detalló anteriormente.

#### **4.1.8.6. Losa**

La losa de un puente están sujetos daños causados por: el tráfico, condiciones climáticas; además de las deficiencias de diseño y construcción, como un recubrimiento insuficiente, remoción del encofrado antes de tiempo, una mezcla de concreto pobre, una vibración inapropiada, todos estos factores pueden contribuir al deterioro del puente.

##### **4.1.8.6.1. Fisuras en una dirección**

Refiérase a la tabla 43 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

#### **4.1.8.6.2. Fisuras en dos direcciones**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

#### **4.1.8.6.3. Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 31 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

#### **4.1.8.6.4. Acero de refuerzo expuesto**

Refiérase a la tabla 30 para la evaluación del grado de acero de refuerzo expuesto.

#### **4.1.8.6.5. Nidos de piedra**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de nidos de piedra.

#### **4.1.8.6.6. Eflorescencia**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño por eflorescencia.

#### **4.1.8.7. Viga principal**

Los daños o deterioros en la viga principal de concreto son similares a los de la losa de concreto.

##### **4.1.8.7.1. Fisuras en una dirección**

Las fisuras de flexión son perpendiculares al refuerzo longitudinal y comienzan en la zona de máxima tensión. En la mitad del tramo de las vigas de concreto, las fisuras de flexión se pueden encontrar algunas veces en la parte inferior de los miembros. Las fisuras debido al esfuerzo cortante son fisuras diagonales que usualmente ocurren en el alma de la viga. Estas fisuras estructurales son usualmente fisuras en una dirección. Refiérase a la tabla 43 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

#### **4.1.8.7.2. Fisuras en dos direcciones**

En la viga principal de concreto muchas veces casi no se observan fisuras en dos direcciones. Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

#### **4.1.8.7.3. Descascaramiento**

Referirse a la tabla 31 de grado de daño en el concreto debido al descascaramiento.

#### **4.1.8.7.4. Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 30 para la evaluación del grado de daño del acero de refuerzo expuesto.

#### **4.1.8.7.5. Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de daño de los nidos de piedra y cavidades.

#### **4.1.8.7.6. Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

#### **4.1.8.8. Vigas secundarias (diafragmas).**

La evaluación del grado de daño de la viga diafragma de concreto es la misma que la de la viga principal de concreto. Ver literal del 4.2.7.7.

#### **4.1.8.8.1. Apoyos del puente.**

La causa principal de daños en los apoyos es el movimiento de la tierra.

#### 4.1.8.8.2. Rotura de pernos.

El perno se lo utiliza para asegurar sobre la estructura en posición fija el apoyo del puente, es una pieza de metal enroscado y ubicado con una tuerca y una arandela en un extremo.

Tabla 45.- Grado de daño por rotura del perno de anclaje

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan daños en el perno del anclaje
2	La tuerca no se encuentra en su posición original
3	El perno de anclaje está deformado.
4	El perno de anclaje se desplazó más de 5cm.
5	El perno de anclaje está completamente cortado.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 86

#### 4.1.8.8.3. Deformación del apoyo.

Tabla 46.- Grado de daño por deformación del apoyo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan deformaciones.
2	Se observa una ligera deformación.
3	Se observan deformaciones pero todavía funciona.
4	El apoyo está considerablemente deformado y deberá ser reemplazado.
5	El apoyo está completamente deforme y no funciona como apoyo.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 86

#### 4.1.8.8.4. **Inclinación**

Tabla 47.- Grado de daño por inclinación del apoyo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa ninguna inclinación.
3	Ligeramente inclinado.
5	Está considerablemente inclinado y no tiene función como apoyo.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 86

#### 4.1.8.8.5. **Desplazamiento.**

Tabla 48.- Grado de daño por inclinación del apoyo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay desplazamiento en el apoyo.
3	El apoyo está ligeramente desplazado
5	El apoyo se desplazó más de 0,05 m de su posición original.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 87

Tabla 49.- Grado de daño por desplazamiento del apoyo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay desplazamiento en el apoyo.
3	El apoyo está ligeramente desplazado
5	El apoyo se desplazó más de 0,05 m de su posición original.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 87

#### **4.1.8.9. Viga cabezal y aletones del estribo.**

Los procedimientos de inspección para la viga cabezal y los aletones son los siguientes.

##### **4.1.8.9.1. Fisuras en una dirección.**

Refiérase a la tabla 43 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

##### **4.1.8.9.2. Fisuras en dos direcciones.**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

##### **4.1.8.9.3. Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 31 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

##### **4.1.8.9.4. Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 30 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

##### **4.1.8.9.5. Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

##### **4.1.8.9.6. Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

##### **4.1.8.9.7. Protección del talud.**

El problema principal de los aletones no es la deficiencia estructural de éstos, sino más bien el colapso del relleno de aproximación cerca de los aletones como se

muestra en la ilustración 40. El inspector debe inspeccionar cuidadosamente el colapso del relleno de aproximación cerca del aletón para identificar correctamente el daño que provoca el talud.



*Ilustración 40.- Relleno de aproximación.*

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 87*

*Tabla 50.- Grado de daño por protección del talud*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay daños en el talud del relleno de aproximación
3	El talud del relleno de aproximación colapsó ligeramente
5	El colapso del talud reduce al ancho de la vía.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 90*

#### **4.1.8.10. Cuerpo principal del estribo.**

Los problemas más comunes que se pueden observar en el estribo son: socavación, falla del material de construcción y desplazamiento. El principal

material de construcción para el estribo es el concreto; los tipos de fallas del estribo de concreto son similares a las de la viga de concreto.

#### **4.1.8.10.1. Fisuras en una dirección.**

Refiérase a la tabla 43 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

#### **4.1.8.10.2. Fisuras en dos direcciones.**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

#### **4.1.8.10.3. Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 31 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

#### **4.1.8.10.4. Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 30 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

#### **4.1.8.10.5. Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

#### **4.1.8.10.6. Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

#### **4.1.8.10.7. Inclinación.**

La inclinación del estribo incluye el movimiento de la estructura lateral, vertical o rotacional; las causas principales de la inclinación del estribo son la falla del talud, la filtración de agua y los sismos.

Tabla 51.- Grado de daño por inclinación del estribo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa movimiento.
3	Se confirma visualmente el movimiento ligero.
5	La inclinación es notable.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 90

#### 4.1.8.10.8. Socavación en la fundación.

La socavación es la erosión de material causada por el movimiento de agua, la socavación puede causar desgaste en el material de relleno en el estribo por la filtración de agua. En la siguiente tabla se describe el grado de daño por socavación en la fundación del estribo.

Tabla 52.- Grado de daño por socavación en la fundación

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa socavación.
3	Se observa socavación pero no se extiende a la fundación.
5	Aparece socavación por la fundación

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).  
Tesis de pregrado Cap. III. p. 90

#### 4.1.8.11. Viga cabezal o martillo de la pila.

Los problemas más comunes observados durante la inspección para el martillo de una pila son la falla en los materiales de construcción. La evaluación del grado de daño es igual a la mencionada para la viga de concreto.

#### **4.1.8.11.1. Fisuras en una dirección**

Refiérase a la tabla 43 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

#### **4.1.8.11.2. Fisuras en dos direcciones**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

#### **4.1.8.11.3. Descascaramiento**

Refiérase a la tabla 31 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

#### **4.1.8.11.4. Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 30 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

#### **4.1.8.11.5. Nidos de piedra**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

#### **4.1.8.11.6. Eflorescencia**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

#### **4.1.8.12. Cuerpo principal de la pila**

Los problemas más comunes observados durante la inspección del cuerpo principal de la pila son el deterioro en el material de construcción, la inclinación y la socavación. El material principal para la construcción de la pila es el concreto y los tipos de deterioro son similares a los citados para la viga de concreto.

#### **4.1.8.12.1. Fisuras en una dirección.**

Refiérase a la tabla 43 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

#### **4.1.8.12.2. Fisuras en dos direcciones.**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

#### **4.1.8.12.3. Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 31 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

#### **4.1.8.12.4. Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 30 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

#### **4.1.8.12.5. Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

#### **4.1.8.12.6. Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

#### **4.1.8.12.7. Inclinación.**

La inspección para la inclinación de la pila debe incluir la verificación de la alineación de la baranda del puente. Si la inclinación de la pila es notable, el registro del daño deberá ser de cinco sin importar el grado de inclinación. Refiérase a la tabla 52 para la evaluación del grado de daño por inclinación.

#### 4.1.8.12.8. Socavación en la fundación.

Generalmente las fundaciones se encuentran completamente enterradas y por lo tanto no pueden ser inspeccionadas visualmente. Sin embargo, las fundaciones que están expuestas debido a la erosión del suelo u otros factores deben ser inspeccionadas. En la siguiente tabla se describe el grado de daño por socavación en la fundación de la pila.

*Tabla 53.- Grado de daño por socavación en la fundación de la pila*

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa socavación.
3	Se observa socavación pero no se extiende a la fundación.
5	Aparece socavación por la fundación.

*Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).*

*Tesis de pregrado Cap. III. p. 93*

#### 4.1.9. Calificación de condición general del puente

Se considerará la calificación máxima a cada uno de los elementos constitutivos del puente si el elemento se encuentra totalmente destruido, por lo que no se puede realizar una inspección al elemento, los valores de mayor grado de daño se encuentran detallados en la siguiente tabla:

Tabla 54.- Calificación de la condición general del puente tipo losa

ELEMENTOS	CALIFICACIÓN MÁXIMA
<b>1.CARPETA DE RODADURA</b>	30
<b>2.BARANDA (ACERO)</b>	25
<b>3.BARANDA (CONCRETO)</b>	30
<b>4.JUNTA DE EXPANSIÓN</b>	25
<b>5. DRENAJE</b>	25
<b>6. ACERAS</b>	35
<b>7.LOSA</b>	35
<b>8.VIGA PRINCIPAL</b>	30
<b>9. VIGAS SECUNDARIAS (DIAFRAGMAS)</b>	30
<b>10. APOYOS</b>	20
<b>11. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN DERECHO)</b>	35
<b>12. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO)</b>	35
<b>13. ESTRIBO MARGEN DERECHO</b>	40
<b>14. ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO</b>	40
<b>15. VIGA CABEZAL O MARTILLO (PILA)</b>	30
<b>16.PILA (CUERPO PRINCIPAL)</b>	40

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 94

Dada una calificación a los elementos primarios y secundarios del puente mediante la sumatoria de los daños del ANEXO 02: FORMATO 02.- GRADO DE DAÑOS DE LA INSPECCIÓN DE PUENTES, se le otorgará una calificación general al puente y para ello debemos guiarnos en las siguientes tablas que

corresponden a calificación de la condición general del puente tipo losa y calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas:

Tabla 55.- Calificación de la condición general del puente tipo losa

	CALIFICACIÓN	SUMATORIA DE GRADO DE DAÑO.	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN.
MUY BUENO	1	$\leq 34$ E. secundarios	No se observa problemas.
BUENO	2	$\leq 80$ E. secundarios	Fallas menores en elementos secundarios.
	3	$\leq 125$ E. secundarios	Hay problemas en algunos elementos secundarios, muestran deterioro de mediana importancia.
REGULAR	4	$\leq 170$ E. secundarios	Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran importante deterioro.
	5	$>41$ y $\leq 68$ E. primarios (sin pilas) $>55$ y $\leq 92$ E. primarios (con pilas)	Fallas de poca importancia en elementos primarios.
MALO	6	$\leq 95$ E. primarios (sin pilas) $\leq 128$ E. primarios (con pilas)	Fallas menores en elementos primarios.
	7	$\leq 123$ E. primarios (sin pilas) $\leq 165$ E. primarios (con pilas)	Fallas que no comprometen la funcionalidad segura del puente pero que deben tener su correcto mantenimiento.
MUY MALO	8	$\leq 150$ E. primarios (sin pilas) $\leq 202$ E. primarios (con pilas)	Fallas graves en elementos primarios. -Se debe realizar un mantenimiento inmediato para evitar un daño avanzado.
	9	$\leq 178$ E. primarios (sin pilas) $\leq 238$ E. primarios (con pilas)	Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. -Conviene cerrar el puente a menos que este sea monitoreado.
PÉSIMO	10	$\leq 205$ E. primarios (sin pilas) $\leq 275$ E. primarios (con pilas)	Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. - El puente se cierra al tráfico pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 95

Tabla 56.- Calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas

	CALIFICACIÓN	SUMATORIA DE GRADO DE DAÑO.	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN.
MUY BUENO	1	$\leq 34$ E. secundarios	No se observa problemas.
BUENO	2	$\leq 80$ E. secundarios	Fallas menores en elementos secundarios.
	3	$\leq 125$ E. secundarios	Hay problemas en algunos elementos secundarios, muestran deterioro de mediana importancia.
REGULAR	4	$\leq 170$ E. secundarios	Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran importante deterioro.
	5	$>53$ y $\leq 90$ E. primarios (sin pilas) $>67$ y $\leq 110$ E. primarios (con pilas)	Fallas de poca importancia en elementos primarios.
MALO	6	$\leq 125$ E. primarios (sin pilas) $\leq 155$ E. primarios (con pilas)	Fallas menores en elementos primarios.
	7	$\leq 160$ E. primarios (sin pilas) $\leq 200$ E. primarios (con pilas)	Fallas que no comprometen la funcionalidad segura del puente pero que deben tener su correcto mantenimiento.
MUY MALO	8	$\leq 195$ E. primarios (sin pilas) $\leq 245$ E. primarios (con pilas)	Fallas graves en elementos primarios. -Se debe realizar un mantenimiento inmediato para evitar un daño avanzado.
	9	$\leq 230$ E. primarios (sin pilas) $\leq 290$ E. primarios (con pilas)	Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. -Conviene cerrar el puente a menos que este sea monitoreado.
PÉSIMO	10	$\leq 265$ E. primarios (sin pilas) $\leq 335$ E. primarios (con pilas)	Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. - El puente se cierra al tráfico pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014).

Tesis de pregrado Cap. III. p. 96

## 5. METODOLOGÍA

### 5.1. TIPO DE ESTUDIO

El propósito de este proyecto se fundamenta en una investigación de campo y consiste en analizar la situación en el lugar real del proyecto y obtener información como: Análisis funcional del puente, Levantamiento topográfico, TPDA, Estudio Hidrológico, Ensayos de suelo (SPT).

Lo más relevante de este estudio será la aplicación de conocimientos adquiridos en el aula de la cátedra de Diseño de puentes y viaductos.

### 5.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

Los beneficiarios directos de este proyecto será el barrio Pedregal, para obtener una muestra de quienes más serán beneficiadas del dicho proyecto se tomó la población de Yaruquíes.

La parroquia de Yaruquíes tiene una población cercana a los 2800 habitantes según INEC en el Censo del 2010.

Cálculo del tamaño de la muestra:

$$n = \frac{N * Z\alpha^2 * p * q}{d^2 * N - 1 + Z\alpha^2 * p * q}$$

Dónde:

N= Total habitantes = 2800

Za= Nivel de Confianza = 1.962

p= Probabilidad de éxito = 0.05

q= Probabilidad de fracaso = 0.95

d= Error máximo admisible = 0.03

$$n = \frac{2800 * 1.962^2 * 0.05 * 0.95}{0.03^2 * 2800 - 1 + 1.962^2 * 0.05 * 0.95} = 190 \text{ habitantes}$$

El número de muestra obtenido para aplicar las encuestas es de 190 habitantes los resultados de la encuesta **ver el anexo 11.10.**

### 5.3. OPERACION DE LAS VARIABLES

*Tabla 57.- Operación de las variables*

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICA	INTRUMENTO
<b>La condición actual de la superestructura y subestructura del puente sobre la quebrada Puctus Barrio el Pedregal</b>	Análisis funcional del estribo	Deteriororo, asentamiento	Elementos edificados e hormigón armado	Visual	Ficha de campo
	Análisis funcional de vigas y tablero	Fisuramientos transversales y deflexión	Elementos específicos en aceros	Visual	Ficha de campo
	Análisis funcional de capara de rodadura y accesos	Fallas estructurales o funcionales y accesibilidad	Severidad de las fallas y deficiencia para soportar el tráfico	Visual	Ficha de campo
	Análisis funcional de barandas y sistema de drenaje	Deterioro avanzado y no existe sistema de drenaje	Elementos edificados de hormigón armado y tubos galvanizados	Visual	Ficha de campo
<b>Funcionalidad de la estructura</b>	Seguridad	Accesibilidad vehicular	Alta probabilidad de accidentes	Visual	Check List y guía de evaluación de puente
	Nivel de servicio	Capacidad de flujo vehicular	Velocidad de circulación y confort del usuario	Visual	
	Valoración individual del elemento	Condición individual	Calificación del elemento	Visual	
	Valoración general de la estructura	Condición General	Calificación general	Visual	

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

#### **5.4. PROCEDIMIENTOS.**

- Ubicación y recopilación de información de la zona de estudio.
- Inspección y análisis funcional del Puente.
- Levantamiento topográfico de la zona de estudio y obtención de planos del lugar, perfiles del cauce y de los accesos al puente.
- Conteo del tráfico en la zona del proyecto (TPDA).
- Estudio hidrológico para obtener datos de crecidas máximas y características de la cuenca hídrica del proyecto.
- Estudio geotécnico de la zona en que se situará el proyecto (SPT).
- Estudio geológico en ambos márgenes donde se ubicarán los estribos del puente.
- Análisis estructural que contendrá la memoria estructural, planos estructurales, planos de señalización, planos de implantación del puente, planos de detalles de encofrado.
- Estudio de impacto ambiental.
- Evaluación económica, programación del proyecto y conclusiones y recomendaciones.
- Realización del informe final del proyecto de graduación y aprobación.

#### **5.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.**

La información recopilada al realizar el análisis funcional serán tabulados en fichas de campo en donde se indicará, la calificación individual de cada uno de los elementos constitutivos del puente, en base a su función, esto permitirá valorar al puente en forma global, dicha valoración establecerá la condición del mismo y por ende se podrá definir el tipo de estructura necesaria en el sector.

## 6. RESULTADOS

El puente sobre la quebrada Puctus perteneciente a la comunidad de El Pedregal se evaluó por el método detallado anteriormente, para posteriormente dar una calificación global al puente, la calificación dicha se obtuvo de GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA SOBRE VIGAS.

### 6.1. EVALUACIÓN DEL PUENTE APLICANDO LA GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA SOBRE VIGAS.

#### 6.1.1. Resultado de la aplicación del formato No. 01.

<b>FORMATO No. 1.- TOMA DE DATOS DE LA INSPECCIÓN</b>		
<b>1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN</b>		
Nombre del puente: Puentes Puctus		Provincia : Chimborazo
Tipo de puente: Puente tipo de losa con vigas		Cantón: Riobamba
<b>COORDENADAS:</b>		Parroquia: Yaruquies
Norte:	<b>9812950</b>	Poblado más cercano: Yaruquies
Este:	<b>760321</b>	Nombre de la vía:
Altitud:	<b>2736 m</b>	Kilometraje:
<b>2. DATOS GENERALES</b>		
Puentes sobre: Quebrada Puctus		Altura libre inferior (m): 7.00
Longitud total (m): 14.70		Número de vías: 1
Ancho de calzada: (m): 3.30		Tipo de servicio: Vehicular - Peatonal
Ancho de acera (m): 0.37		
<b>3. TRAMOS</b>		
Número de tramos: 1		Longitud total: 14.70
Tramos: 1		Longitud segundo tramo (m):
Luz Principal (m):		Longitud tercer tramo
<b><u>TRAMO 1 Principal</u></b>		<b><u>TRAMO 2</u></b>
Tipo: 1		Tipo:
Condición de Borde: 1		Condición de Borde:
<b>4. SUPERESTRUCTURA</b>		
<b>4.1. TABLERO DE RODADURA</b>		

<b>LOSA</b>		<b>CARPETA DE RODADURA</b>			
Material: 1		Material: 2			
Largo (m): 14.70		Espesor (m): 0.05			
Ancho (m): 3.30					
<b>4.2. BARANDAS</b>					
Material: 2		Altura (m): 0.90			
Largo (m): 0.20		Separación (ejes): 2.80			
Ancho (m): 0.20		Número de postes: 16			
<b>4.3. ACERAS</b>					
Material: 2		Ancho (m): 0.37			
Largo (m): 14.30		Espesor (m): 0.40			
<b>4.4. JUNTAS DE EXPANSIÓN</b>					
Tipo:					
Material:					
<b>4.5. DRENAJE DE CALZADA</b>					
Material: PVC		Cantidad: 6			
Separación: 4.00 m		Diámetro: 4 "			
<b>4.6. VIGAS</b>					
Tipo: 2		Peralte: 1,20			
Material: Concreto Reforzado		Ancho (m): 0.40			
No. De vigas: 2		Separación entre ejes: 1.50			
<b>4.7. DIAFRAGMAS</b>					
Material: 2		Peralte:0.80			
No. De diafragmas: 3		Ancho (m): 0.30			
Largo (m): 0.90		Separación entre ejes: 4.30			
<b>5. SUBESTRUCTURA</b>					
<b>5.1. APOYOS</b>					
<b>APOYO 1</b>		<b>APOYO 2</b>		<b>APOYO 3</b>	
Tipo:		Tipo:		Tipo:	
Material:		Material:		Material:	
Ubicación:		Ubicación:		Ubicación:	
Número:		Número:		Número:	
<b>5.2. ESTRIBOS</b>					
<b>ESTRIBO IZQUIERDO</b>			<b>ESTRIBO DERECHO</b>		
Tipo: 2			Tipo: 2		
Material: 3			Material: 3		
Cuerpo/Altura (m): 7.00			Cuerpo/Altura (m): 7.00		
Cuerpo/Ancho (m): 3.30			Cuerpo/Ancho (m): 3.30		
Cuerpo/Espesor (m): 0.50			Cuerpo/Espesor (m): 0.50		
Alas/Altura (m): 7.00			Alas/Altura (m): 7.00		
Alas/Ancho (m): 3.0			Alas/Ancho (m): 3.0		
Alas/Espesor (m): 0.50			Alas/Espesor (m): 0.50		

<b>5.3. PILAS</b>	
<b>PILA 1</b>	<b>PILA 2</b>
Tipo:	Tipo:
Material:	Material:
Forma:	Forma:
Altura (m):	Altura (m):
Ancho (m):	Ancho (m):
Espesor (m):	Espesor (m):
<b>6. OTROS DETALLES</b>	
<b>6.1. ACCESOS</b>	
<b>ACCESO IZQUIERDO</b>	<b>ACCESO DERECHO</b>
Tipo de superficie: 1	Tipo de superficie: 1
Ancho de calzada (m): 3.30	Ancho de calzada (m): 3.30
Ancho de bermas (m):	Ancho de bermas (m):
Visibilidad: Buena	Visibilidad:
<b>6.2. SEÑALIZACIÓN VIAL</b>	
<b>ACCESO IZQUIERDO</b>	<b>ACCESO DERECHO</b>
Señal Informativa:	Señal Informativa:
Señal Preventiva:	Señal Preventiva:
Señal Reglamentaria:	Señal Reglamentaria:
Señal Horizontal:	Señal Horizontal:
<b>6.3. NIVELES DE AGUA</b>	
Aguas máximas (m): 3.30	Galibo determinado (m): - 6.70
Aguas mínimas (m): 0.0	Galibo aguas máximas (m): -

### 6.1.2. Resultado de la aplicación del formato No. 02.

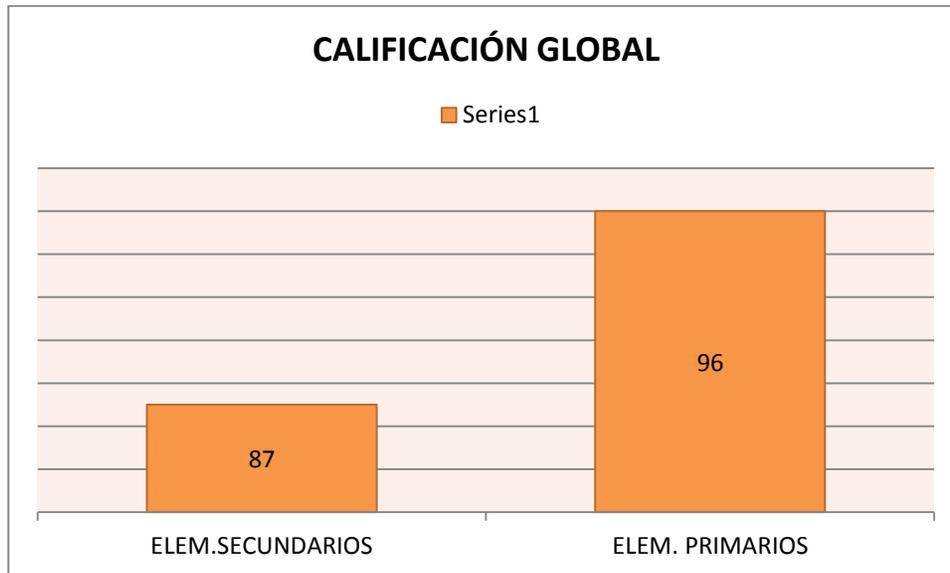
<b>FORMATO N ° 2: GRADO DE DAÑO DE LA INSPECCIÓN DE PUENTES</b>									
<b>TIPO DE DAÑO Y EVALUACIÓN DE GRADO DE DAÑO</b>									
<b>ELEMENTOS SECUNDARIOS</b>									
<b>1. CARPETA DE RODADURA</b>	<b>ITEM:</b>	1. ONDULACIÓN	2. SURCOS	3. AGRIETAMIENTOS	4. BACHES	5. SOBRECARGA DE ASFALTO	6. MATERIA AJENO A LA VÍA		<b>SUBTOTAL</b>
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	1	2	1		3		10
<b>2. BARANDA (ACERO).</b>	<b>ITEM:</b>	1. DEFORMACIONES	2. OXIDACIÓN	3. CORROSIÓN	4. FALTANTE O AUSENCIA	5. DAÑOS POR COLISIÓN			
	<b>EVALUACIÓN:</b>	2	2	2	2	3			11
<b>3. BARANDA (CONCRETO).</b>	<b>ITEM:</b>	1. FALTANTE O AUSENCIA	2. AGRIETAMIENTO	3. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	4. DAÑOS POR COLISIÓN	5. DESCASCARAMIENTO	6. NIDOS DE PIEDRA		
	<b>EVALUACIÓN:</b>	4	4	4	4	4	2		22
<b>4. JUNTAS DE EXPANSIÓN.</b>	<b>ITEM:</b>	1. FILTRACIÓN DE AGUA	2. SONIDO EXTRAÑOS	3. FALTANTE O DEFORMACIÓN	4. MOVIMIENTO VERTICAL	5. JUNTAS OBSTRUIDAS			
	<b>EVALUACIÓN:</b>	4		5	1	5			15
<b>5. DRENAJE</b>	<b>ITEM:</b>	1. OBSTRUCCIÓN DE DRENAJE	2. LONGITUD O SECCIÓN	3. AUSENCIA DE DRENAJES	4. MALA UBICACIÓN DE DRENAJES	5. BOMBEO DE VÍA			
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	5	2	5	5			20
<b>6. ACERAS</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIÓN	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. FALTANTE O AUSENCIA	
	<b>EVALUACIÓN:</b>	1	1	2	1	1	1	2	9
							<b>SUMATORIA TOTALES</b>		<b>87</b>

<b>ELEMENTOS PRIMARIOS</b>									
<b>7. LOSA</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIÓN	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. FALTANTE O AUSENCIA	<b>SUBTOTAL</b>
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	2	1	1	2	2	1	12
<b>8. VIGA PRINCIPAL</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIÓN	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA		
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	2	2	1	2	3		13
<b>9. VIGAS SECUNDARIAS (DIAFRAGMAS).</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIÓN	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA		
	<b>EVALUACIÓN:</b>	2	1	2	1	2	2		10
<b>10. APOYOS</b>	<b>ITEM:</b>	1. ROTURA DE PERNOS	2. DEFORMACIONES	3. INCLINACIÓN	4. DESPLAZAMIENTO				
	<b>EVALUACIÓN:</b>								
<b>11. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN DERECHO)</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. PROTECCION DE TALUD	
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	2	2	1	2	3	1	14
<b>12. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO)</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. PROTECCION DE TALUD	
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	2	3	1	2	3	1	15
<b>13. ESTRIBO DEL MARGEN DERECHO</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. INCLINACIÓN	
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	3	2	1	2	3	1	15
<b>14. ESTRIBO DEL MARGEN IZQUIERDO</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. INCLINACIÓN	
	<b>EVALUACIÓN:</b>	3	3	3	1	2	4	1	17
<b>15. VIGA CABEZAL O MARTILLO (PILA).</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. INCLINACIÓN	
	<b>EVALUACIÓN:</b>								
<b>15. VIGA CABEZAL O MARTILLO (PILA).</b>	<b>ITEM:</b>	1. FISURAS EN UNA DIRECCIÓN	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORECENCIA	7. INCLINACIÓN	
	<b>EVALUACIÓN:</b>								
							SUMATORIA TOTALES		96

### 6.1.3. Resultado de la aplicación del formato No. 03.

<b>FORMATO N° 3: INSPECCIÓN DE PUENTES (FOTOGRAFIAS).</b>											
FOTO No	1	FECHA	dic-05	FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA	
											
ELEMENTO:	PUENTE			ELEMENTO:	PUENTE			ELEMENTO:	PUENTE		
DETALLE:	VISTA DE LINEA CENTRO			DETALLE:	VISTA GENERAL			DETALLE:	VISTA LATERAL		
FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA	
											
ELEMENTO:	PUENTE			ELEMENTO:	BARANDA (CONCRETO)			ELEMENTO:	BARANDA		
DETALLE:	VISTA INFERIOR			DETALLE:	COLAPSO			DETALLE:	FALTANTE O AUSENCIA		
FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA	
											
ELEMENTO:	BARANDA CONCRETO			ELEMENTO:	ESTRIBO MARGEN DERECHO			ELEMENTO:	DRENAJE		
DETALLE:	OXIDACION			DETALLE:	NIDO DE PIEDRA			DETALLE:	FILTRACION HACIA LAS VIGAS		
FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA		FOTO No	1	FECHA	
											
ELEMENTO:	LOSA			ELEMENTO:	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO			ELEMENTO:	VIGA-ESTRIBO		
DETALLE:	FIRURA EN UNA DIRECCION			DETALLE:	SOCAVACION EN LA FUND			DETALLE:	DESPRENDIMIENTO		

#### 6.1.4. Condición global del puente



Para establecer la calificación global del puente en este método nos guiamos en la tabla 56, donde conociendo la sumatoria del grado de daños se tiene:

- En elementos secundarios la sumatoria del grado de daños es 87 que se encuentra en el rango  $\leq 125$ , teniendo así una calificación de 3 cuya condición es BUENO, es decir hay problemas en algunos elementos secundarios y muestran deterioro de mediana importancia.
- En elementos primarios la sumatoria del grado de daños es 96 que se encuentra en el rango  $\leq 123$  E. primarios (sin pilas), teniendo así una calificación de 7 cuya condición es MALO, es decir Fallas que no comprometen la funcionalidad segura del puente pero que deben tener su correcto mantenimiento.
- Podemos observar que los elementos primarios son los más afectados que los elementos secundarios.

## 7. DISCUSIÓN

- Para la construcción de este puente no se lo han considerado las normas que establece el MOP como, el ancho de las aceras.
- El problema más relevante de este puente es que el ancho del tablero que es de 3.30 m, esto hace que no tenga continuidad de los vehículos en este puente.
- Existe otro problema relevante, que es la socavación en la base del estribo izquierdo provocado por las máximas lluvias en su temporal.

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1. CONCLUSIONES

- ✚ Realizado la inspección de todos los elementos primarios se obtuvo una calificación de 3 como una condición BUENA.
- ✚ Realizado la inspección de todos los elementos secundarios se obtuvo una calificación de 7 como una condición MUY MALO.
- ✚ La GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA SOBRE VIGAS<sup>3</sup> utilizada nos brinda resultados reales a la condición que se encuentra el puente.
- ✚ Obtenidos las calificaciones ya sea de todos los elementos secundarios y primarios es notorio que el puente está en condiciones transitables, el problema más notable que sienten todos los usuarios es la insuficiente capacidad que tiene este puente.

---

<sup>3</sup> (Ortiz Valencia & Sanchez Buenaño, 2014)

## 8.2. RECOMENDACIONES.

- ✚ Como medida inmediata:
  - se debe reconstruir las barandas que están destruidas para brindar seguridad a las personas que usan este puente.
  - Colocar la señalización horizontal y vertical hasta que se de una nueva orden sobre el puente.
  - Colocar los accesos a la entrada y salida del puente.
  - Reposición del hormigón en las veredas para que el peatón tenga seguridad.
  
- ✚ Amerita tener su correcto mantenimiento especialmente a los elementos primarios antes de que estos problemas propaguen.
  
- ✚ Realizar todos los estudios de ingeniería necesarios para el diseño del puente como son Topografía, Estudios de Suelos (SPT), Hidrología, Geología, Estudio de tráfico (TPDA).
  
- ✚ Realizar el rediseño del puente utilizando las normas para diseño de puentes existentes como la AASHTO Estándar.

## 9. PROPUESTA.

### 9.1. ANÁLISIS DE LAS DOS ALTERNATIVAS Y ELECCION DE LA MÁS ÓPTIMA.

Se ha realizado un análisis detallado de este proyecto, obviamente dependerá de las siguientes condiciones.

- Ya sean viables y económicas.
- Además dependerán de la configuración del puente.

Se plantean dos alternativas que se describen a continuación.

#### 9.1.1. ALTERNATIVA UNO:

Puente de hormigón con vigas sobre vigas simplemente apoyadas con estribos tipo cantiléver.

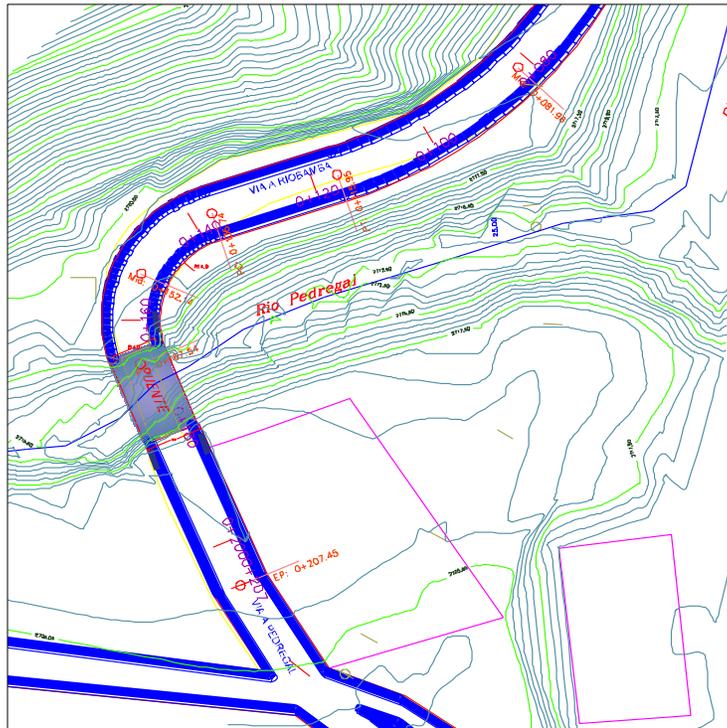


Ilustración 41.- Alternativa uno (Geometría del puente).

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

Se definió una longitud en planta de 17 m, tomando en cuenta las condiciones topográficas y el ensayo de socavación en los dos márgenes de los estribos en 20 años. El terreno para la cimentación del estribo del margen izquierdo está a 3 metros y el margen derecho está a 4.50 metros. Además se consideró que este puente se lo realizó un rediseño total debido a que no tiene continuidad de los vehículos en este puente.

También se realizó un ajuste vial con el puente, esto quiere decir que se adoptó al ancho de la vía con el ancho del tablero, así dando lugar a dos carriles y manteniendo las normas del Mop.

### 9.1.2. ALTERNATIVA DOS:

Puente de hormigón con vigas sobre vigas simplemente apoyadas con estribos tipo cantiléver.



*Ilustración 42.- Alternativa dos (Geometría del puente).*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

Se definió una longitud en planta de 25 m de tablero, tomando en cuenta las condiciones topográficas. El terreno para la cimentación del estribo del margen izquierdo está a 3 metros y el margen derecho está a 5 metros, esto dando un resultado de 7.10 metros de altura para los dos estribos.

Para esta alternativa se realizó un nuevo diseño de todos los elementos, ya sea de la subestructura y la superestructura, además se tuvo que trazar una nueva vía y un nuevo acceso en el margen derecho al puente. Este puente está ubicado a unos 60 metros antes de llegar al puente existente y cabe recalcar que las condiciones hidrológicas son las mismas para las dos condiciones.

### **9.1.3. PROPUESTAS PARA LAS DOS ALTERNATIVAS PUENTES:**

Para ambas alternativas se propone lo siguiente:

- Subestructura y superestructura de hormigón armado.
- El ancho del puente es de 11.50 m.
- Aceras de 0.60 metros a cada lado.
- Barandas de hormigón armado de ancho de 20 cm.
- En las dos alternativas se mantienen el área hidráulica de la quebrada.
- Obras adicionales, como señal ética horizontal y vertical.
- Cunetas y drenes.

#### 9.1.4. RUTAS ALTERNAS AL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION DEL PUENTE:



Ilustración 43.- Rutas alternativas (Al construir el puente).

Fuente: Adquirido de google maps.

Las rutas que se harán uso para llegar al barrio pedregal y sus alrededores afectados por las construcción del nuevo puente, los usuarios de este puente harán uso esta nueva propuesta hasta que dure la construcción del nuevo puente, la nueva ruta está a 1.5 Km entrando por Yaruquies, así mismo lo realizaran al momento de la salida. En la ilustración 23 está el croquis de cómo se circulara los vehículos.

Damos estas alternativas ya que los pobladores del sector del Pedregal viven de la agricultura y se ve necesario crear vías alternas para la salida de los productos, además que este barrió cuentas con instituciones educativas.

### **9.1.5. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.**

- Las dos alternativas están cumpliendo con normas de seguridad y de diseño (AASHTO), pero en la alternativa 2 hay un incremento económico debido a un nuevo diseño de los dos accesos al puente y la longitud 25m del puente que se consideró para esta alternativa 2, además se tendrá complicaciones al momento de realizar la expropiación de los terrenos.
- La alternativa 1 no se ha modificado su posición, la longitud del puente es de 15.80 m.
- Realizado un presupuesto referencial de las 2 alternativas obtuvimos lo siguiente:
  - o Alternativa 1 cuesta 170 mil dólares americanos.
  - o Y la alternativa 230 mil dólares americanos.

Conociendo estas características se opta por seleccionar la primera alternativa.

## **9.2. FUNDAMENTACIÓN TEORICA (CIENTÍFICO – TÉCNICA).**

### **9.2.1. Normas y Especificaciones para el Diseño de Puentes**

#### **9.2.1.1. Cargas De Diseño**

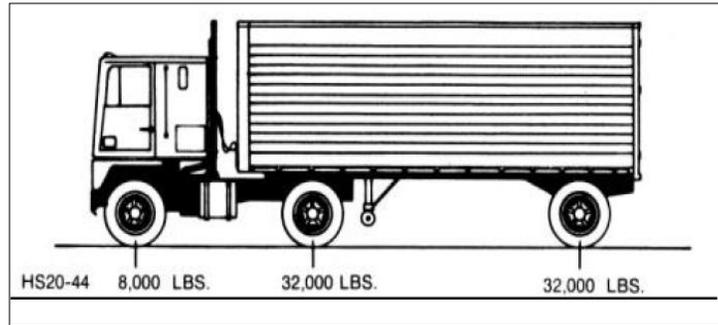
##### **➤ Carga Muerta (AASHTO Standard, sección 3.3)**

La carga muerta consiste en el peso propio de la superestructura completa. Incluye el tablero, aceras, carpeta de rodado, y accesorios tales como tuberías, cables, etc.

Los pesos unitarios utilizados para el hormigón armado será de: 2.4 T/m<sup>3</sup>

➤ **Carga Viva.**

Para determinar las cargas vivas, se emplea el camión HS20-44, el cual se presenta a continuación.



*Ilustración 44.- Camión tipo HS 20-44*

*Fuente: Ochoa Espinoza, C. A. (2008). Tesis de pregrado Cap. II. p. 13*

Camión HS: La carga HS consiste en un camión tractor con semi-trailer. El camión HS 20-44 tiene un peso de 3.63 (T) en el eje delantero y de 14,52 (T) en cada uno de los ejes posteriores.

Además, estas cargas deben ser amplificadas por los siguientes factores:

- Coeficiente de Impacto (CI)
  - Coeficiente de Reducción (CR)
  - Coeficiente de Distribución (CD)
  - Coeficiente de Mayoración (CM)
- **Carga Peatonal (AASHTO Standard, sección 3.14)**

La carga móvil peatonal sobre las veredas y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de 415(kg/m<sup>2</sup>).

Para puentes con luces superiores a 30,50(m), la carga peatonal está dada por:

$$P = 146.47 + \frac{4464.47}{L} * (1.1 - \frac{W}{15.24})$$

Dónde:

P = Carga viva peatonal  $\leq 293$  (kg/m<sup>2</sup>)

L = Longitud cargada de la vereda (m)

W = Ancho de la vereda (m)

### 9.2.1.2. Coeficientes que afectan a los esfuerzos de carga viva.

#### ➤ Coeficiente De Impacto Ci (AASHTO Standard, Sección 3.8.2)

Los esfuerzos provocados por la carga viva vehicular, deben ser incrementados para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto.

Este aumento debe ser aplicado en el diseño de la superestructura, pilares y cepas (Grupo A, indicado en el apartado 3.8.1.1 de la norma AASHTO Standard), no así en el diseño de estribos, fundaciones, estructuras de madera y carga peatonal (Grupo B).

El coeficiente de impacto, se calcula como: 1 + porcentaje de impacto.

$$C1 = 1 + \frac{15,24}{L + 38} \leq 1.3$$

Dónde:

L = Longitud en metros de la porción de luz que es cargada para producir la máxima tensión en el elemento.

Esta depende del miembro y sollicitación a analizar.

➤ **Coeficiente De Distribución De Cargas (AASHTO Standard, Sección 3.23.1)**

El coeficiente de distribución es un factor que se obtiene de un análisis teórico complejo y trata de interpretar la distribución de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

- **Vigas interiores**

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito.

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard.

Para calzada y vigas T de hormigón armado, el coeficiente de distribución que entrega la norma es:

$$C_D = \frac{S}{1.829}$$

Dónde:

S = Separación entre ejes de vigas (m)

- **Vigas Exteriores**

La carga muerta sobre las vigas exteriores del puente, debe ser aquella porción de calzada sostenida por estas. Veredas, barandas y pavimento, si se instalaron después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos equitativamente sobre las vigas.

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga exterior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda. Esta fracción será la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas.

En el caso de que el coeficiente para la viga exterior sea menor que el coeficiente para la viga interior, debe ser asumido este último coeficiente para la viga exterior.

➤ **Coefficiente de Mayoración M C**

Como una disposición interna del M.O.P., y a fin de considerar el aumento de las cargas de los camiones que circulan por las carreteras del país, se ha agregado un coeficiente de mayoración sobre la carga viva del camión HS 20-44.

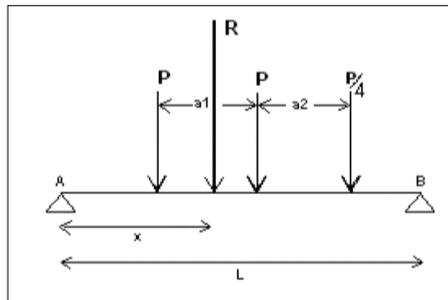
Este coeficiente de mayoración es tomado como 20%, es decir:

$$C_{MOP} = 1,2$$

**9.2.1.3. Solicitación de carga vehicular sobre vigas.**

➤ **Momento**

El momento máximo para la carga de camión HS 20-44, se determina mediante líneas de influencia, tal como se observa en la siguiente ilustración:

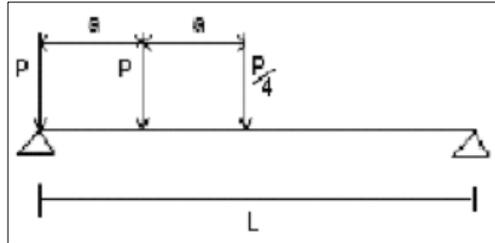


*Ilustración 45.- Carga de camión Tipo HS 20-44 para  $L \geq 10.8$  (m)*

*Fuente: Ochoa Espinoza, C. A. (2008). Tesis de pregrado Cap. II. p. 20*

➤ **Corte**

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas  $P$  del camión HS 20-44 sobre uno de los apoyos.



*Ilustración 46.- Carga de Camión Tipo HS 20-44 para el Cálculo de corte máximo,  $L \geq 10.8$  (m).*

*Fuente: Ochoa Espinoza, C. A. (2008). Tesis de pregrado  
Cap. II. p. 21*

**9.2.1.4. Diseño de losa y vigas.**

El momento de flexión por carga viva vehicular por metro de ancho de losa deberá ser calculado de acuerdo a los siguientes métodos, a no ser que otros más exactos sean utilizados.

➤ **Tramos intermedios**

El momento de flexión por metro de ancho de losa debe ser calculado acorde con los casos A o B, dados en la sección 3.24.3.1 y 3.24.3.2 de la norma AASHTO Standard. En este trabajo se usará el caso A.

- **Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito (AASHTO Standard, sección 3.24.3.1).**

El momento de flexión (por metro de ancho de losa) causado por las cargas vehiculares se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M_{LL}^+ = \frac{S + 0.61}{9.75} * P \quad \frac{T.m}{m}$$

Dónde:

$S$  = Longitud de luz efectiva de la losa ( $m$ )

$P = 7,27(T)$  para camión HS 20-44.

Este momento se verá afectado por los coeficientes de impacto, mayoración y continuidad.

Para losas continuas sobre tres o más vigas, un factor por continuidad de 0.8 debe aplicarse a la fórmula anterior.

➤ **Tamos en voladizo (AASHTO Standard, sección 3.24.5).**

La fórmula para el cálculo de momento debido a carga vehicular sobre losas en voladizo, toma en cuenta que estos toman las cargas en forma independiente de los efectos del refuerzo de borde que se coloque a lo largo de sus extremos.

En el diseño, la carga de rueda deberá ubicarse a 0.305 ( $m$ ) de la cara del guardarruedas. Si no se usan pasillos, la carga de rueda deberá estar a 0.305( $m$ ) del borde interior de la baranda o defensa.

En el diseño de los pasillos y losas, una carga de rueda debe localizarse sobre el pasillo y debe estar a 0.305( $m$ ) del borde interno de la baranda. Esto, en el “caso eventual” de que el camión suba sobre él. Para este caso, se indica que las tensiones admisibles, tanto del hormigón como del acero, pueden ser aumentadas en un 50%.

De igual manera que para la sección anterior, se utilizará el caso A de la norma para el cálculo de los esfuerzos.

- **Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito:**

Cada carga de rueda deberá ser distribuida sobre un ancho de losa de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E = 0.8X + 1.143 \quad (m)$$

X = Distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de soporte del voladizo (*m*)

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda (*m*)

El momento por metro de ancho de losa será evaluado por la expresión:

$$M_{LL}^- = \frac{P}{E} \cdot X$$

Dónde:

$P = 7.27$  (T). Carga de rueda del camión HS 20-44.

➤ **Armadura de Repartición (AASHTO Standard, sección 3.24.10.).**

El refuerzo de repartición debe ubicarse ortogonal y entre el refuerzo principal de la losa.

La cantidad de refuerzo de repartición será un porcentaje del refuerzo requerido para tomar el momento positivo. Si el refuerzo principal es perpendicular al tránsito:

$$P = \frac{121}{S} \leq 67\%$$

Dónde:

$P$  = Porcentaje de la armadura principal que corresponde a la de repartición

$S$  = Separación entre ejes de vigas ( $m$ )

Cuando se use la armadura principal perpendicular al tránsito, la cantidad especificada como armadura de distribución debe ubicarse en la parte central de la losa, y ha de usarse al menos el 50% de dicha armadura en los otros 2 dos cuartos de la losa.

- **Limitaciones de altura para la superestructura (AASHTO Standard, sección 8.9.2).**

Las alturas mínimas estipuladas en la tabla 1 son recomendadas, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que alturas menores pueden ser usadas sin efectos adversos.

**Tabla 58.- Alturas recomendadas para elementos de alturas constantes.**

<u>Elemento</u>	<u>Luces simples (<math>m</math>)</u>	<u>Luces continuas (<math>m</math>)</u>
Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico. (No es nuestro caso)	$1.2 * \frac{(S + 3.05)}{30}$	$\frac{S + 3.05}{30} \geq 16.5 \text{ (cm)}$
Vigas T	$0.07 * S$	$0.065 * S$
Vigas cajón	$0.06 * S$	$0.055 * S$

Fuente: Ochoa Espinoza, C. A. (2008). Tesis de pregrado Cap. II. p. 27

Dónde:

$S$  = Longitud de luz (Efectiva).

➤ **Ancho del ala en compresión (AASHTO Standard, sección 8.10)**

- **Vigas T:**

El ancho efectivo total de la losa como ala de viga T no deberá exceder un cuarto de la luz efectiva de la viga. El ancho efectivo del ala que sobresale a cada lado del alma no deberá exceder seis veces el espesor de la losa o la mitad de la distancia libre a la próxima alma (Distancia entre bordes de almas de vigas consecutivas).

➤ **Diafragmas (AASHTO Standard, sección 8.12).**

La norma indica, que se deben usar diafragmas en los extremos de las vigas T y vigas cajón, a menos que se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y mantener la sección geométrica del tablero. Los diafragmas podrán omitirse solo si un detallado análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura.

Según la norma AASHTO Standard, un travesaño intermedio es recomendado en la sección de máximo momento positivo para luces mayores a  $12(m)$ .

➤ **Armadura mínima**

La armadura mínima a utilizar para el diseño por tensiones admisibles será:

$$A_M = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

Dónde:

$b_w$ = Ancho de alma

$d$ = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

$f_y$ = Resistencia de fluencia del acero.

➤ **Corte (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.1)**

La tensión de diseño para corte,  $v$ , debe ser calculada por:

$$v = \frac{V}{b_w * d}$$

Dónde:

$V$  = Fuerza de corte de diseño en la sección considerada.

$b$  = Ancho de alma

$d$  = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

➤ **Esfuerzo de corte tomado por el hormigón (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.4.1)**

Para miembros sujetos solo a corte y flexión, el esfuerzo de corte soportado por el hormigón,  $v_c$ , puede ser tomado como:  **$0.53 * f'c$  (kg/cm<sup>2</sup>).**

➤ **Área de refuerzo. (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.6.2)**

Cuando la tensión de corte de diseño,  $v$ , exceda la tensión de corte soportada por el hormigón,  $v_c$ , deberá proveerse refuerzo de acero.

Si el refuerzo de acero es perpendicular al eje del elemento, el área usada será:

$$A_v = \frac{v - v_c \cdot b_w \cdot s}{f_s}$$

Dónde:

$s$  = Espaciamiento de la armadura de corte.

$f_s$  = Tensión admisible del acero de refuerzo.

- Refuerzo mínimo para esfuerzo de corte

Una mínima área de refuerzo debe ser proporcionada en todos los miembros a flexión, excepto losas y zapatas, donde la tensión de corte de diseño,  $v$ , exceda la mitad de la tensión admisible de corte soportada por el concreto,  $v_c$ . Cuando refuerzo de corte sea requerido, el área proporcionada no deberá ser menor que:

$$A_v = \frac{bw \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

Dónde:

$bw$  = Ancho del alma

$f_y$  = Resistencia de fluencia del acero

$S$  = Espaciamiento entre refuerzo

El espaciamiento del refuerzo de corte colocado perpendicular al eje del elemento no debe exceder  $d/2$  ó  $0.6 (m)$  (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.4.1).

### 9.2.1.5. Diseño de estribos en puentes de hormigón armado.

#### ➤ Cargas de diseño y combinaciones de diseño

- **Carga de Impacto**

El fenómeno de impacto se relaciona a la interacción del vehículo con el puente. Los esfuerzos provocados por la carga viva, deben ser incrementados para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto, ya que es conocido que la carga en movimiento produce mayor momento que una carga aplicada de forma estática.

El impacto se incluye como parte de las cargas transferidas de la superestructura a la infraestructura pero no se incluye en las cargas transferidas a las cimentaciones ni aquellas partes de pilas y columnas que estén bajo tierra.

El coeficiente de impacto, se calcula como el porcentaje de impacto con la expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 0.30$$

Dónde:

$L$  = Luz del vano que se encuentra la sección en análisis, en m.

- **Cargas en bordillo**

Los bordillos se deben diseñar para resistir una fuerza lateral de al menos 7,30 kN/m (744 kg/m). Esta fuerza se debe aplicar en la parte superior del mismo, o a 25,40 cm por encima de la capa de rodadura si el bordillo es más alto de 25,40 cm.

➤ **Teoría de Rankine**

Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica,
2. No existe fricción entre el suelo y el muro,
3. La cara interna del muro es vertical ( $\beta = 90^\circ$ ),
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura, y
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo  $\alpha$  con la horizontal.

El coeficiente  $K_a$  según Rankine es:

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

Dónde:

$Ka$  = Coeficiente de presión activa de tierras (adimensional),

$a$  = Ángulo de inclinación del suelo detrás del muro, y

$f$  = Ángulo de fricción interna del material de relleno.

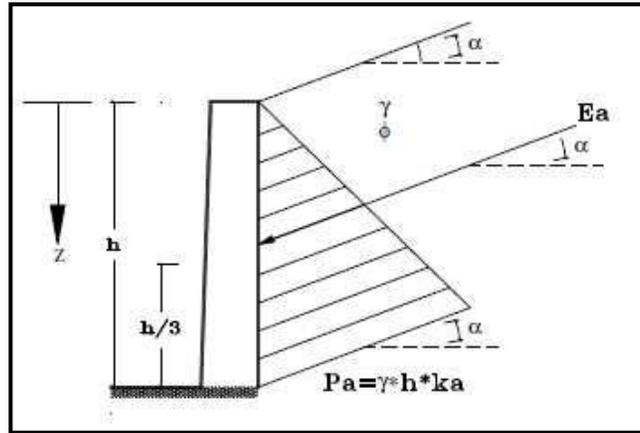


Ilustración 47.- Presión activa del suelo

Fuente: Vela Oñate, V. A. (2013). Tesis de pregrado Cap. II. p. 41

Si en la expresión anterior la inclinación del terreno es nula ( $\alpha = 0^\circ$ ), se obtiene una expresión similar a la de Coulomb para el caso particular que ( $\delta = \alpha = 0^\circ$ ;  $\beta = 90^\circ$ ), ambas teorías coinciden:

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Ka = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para efectos de revisar la estabilidad del estribo, el volumen de presiones puede considerarse sustituido por fuerzas concentradas equivalentes, cuya magnitud dada por  $Ea$  (empuje activo) y  $Ep$  (empuje pasivo), se obtiene de integrar los productos de la presión activa o pasiva, según el caso, por las respectivas superficies de contacto. Por otro lado, dada la distribución lineal que para ambas presiones se tienen en la teoría de Rankine, se

sigue que el punto de aplicación de tales fuerzas se encuentra a un tercio de la altura del relleno medida desde la base, y que su dirección es paralela a la superficie de acceso al puente:

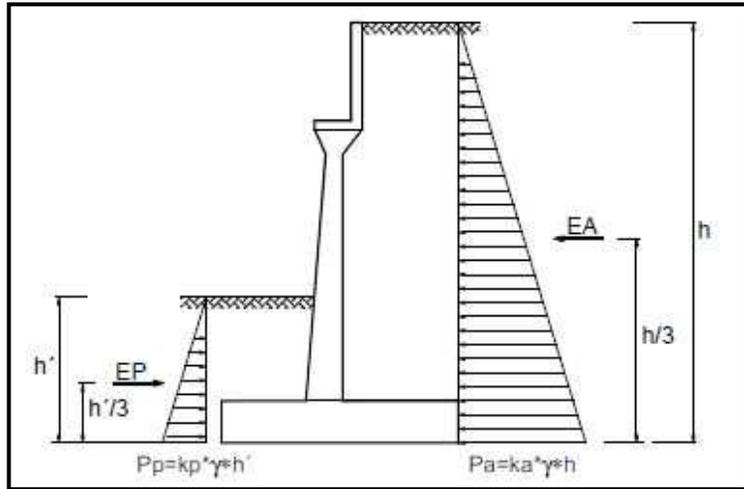


Ilustración 48.- Teoría de Rakine

Fuente: Vela Oñate, V. A. (2013). Tesis de pregrado Cap. II. p. 42

$$Ea = \frac{1}{2} Ka * \gamma * h^2 \quad \text{Se encuentra a } \frac{h}{3} \text{ de la base del relleno}$$

$$Ep = \frac{1}{2} Kp * \gamma * h'^2 \quad \text{Se encuentra a } \frac{h'}{3} \text{ de la base del relleno}$$

➤ **Pre-dimensionamiento del estribo.**

• **Longitudes de apoyo mínimas.**

Después de un evento sísmico los apoyos de la superestructura con la subestructura sufren desplazamientos longitudinales y laterales.

Estos desplazamientos pueden ser grandes y podrían ocasionar un colapso de la superestructura, para ello las Especificaciones AASHTO ESTANDAR establecen longitudes de apoyo mínimas que se muestran a continuación.

**Tabla 59.- Longitud de apoyo mínimas (N)**

Categoría de Comportamiento Sísmico	Mínima longitud de Apoyo N (mm)
A y B	$N_{A,B}=(203+1.67*L+6.66*H)(1+0.000125S^2)$
C y D	$N_{C,D}=(305+2.5*L+10*H)(1+0.000125S^2)$

Fuente: Vela Oñate, V. A. (2013).Tesis de pregrado Cap. II. p. 21

Dónde:

- L = Longitud medida en el tablero en metros a la siguiente junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para articulaciones entre luces, L debe ser la suma de L1 + L2, correspondiente a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz, L es igual a la longitud del tablero.
- H = Altura de la subestructura en metros. Para estribos, H es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas o pilas, H es la altura de la pila o de la columna. Para juntas dentro de un tramo, H es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes. Para puentes simplemente apoyados, H = 0 m.
- S = Angulo de esviaje de apoyo en grados (°), medido desde la línea normal al tramo.

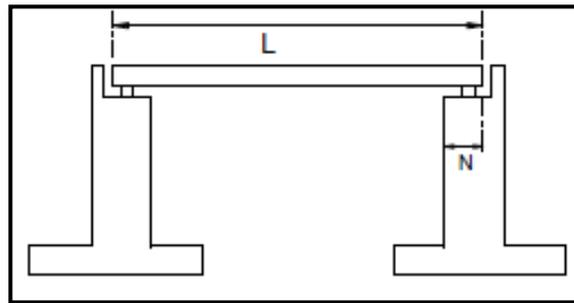


Ilustración 49.- Longitud de apoyo mínimo N para puentes de un tramo.

Fuente: Vela Oñate, V. A. (2013).Tesis de pregrado Cap. II. p. 22

- **Altura del cabezal.**

La altura del cabezal se determina con la expresión:

Hc= Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo).

- **Altura de la zapata.**

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ O } \frac{H}{12}$$

- **Altura de la pantalla.**

La altura de la pantalla se determina con la expresión:

$$H_p = H - H_z - H_c$$

Dónde:

B= Ancho de la zapata del estribo en m;

H= Altura del estribo.

H<sub>z</sub>= Altura de la zapata del estribo;

H<sub>c</sub>= Altura del cabezal del estribo.

- **3.9.3.4 Ancho de la superficie de asiento.**

El ancho de la superficie de asiento se determina con la expresión:

$$b = N + j$$

Dónde:

b= Ancho superficie de asiento en m;

N= Longitud mínima de asiento por consideraciones sísmicas;  
j= Ancho mínimo de la junta de dilatación.

- **Ancho del cabezal.**

El ancho del cabezal está comprendido entre los valores siguientes:

$$tbw = 0.20 \text{ o } 0.30 \text{ m}$$

- **Ancho de la zapata.**

El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

$$B = 0.40H \text{ o } 0.70H$$

Dónde:

B= Ancho de la zapata del estribo en m;

H= Altura del estribo.

- **Ancho del dedo.**

El ancho del dedo se determina con la expresión:

$$td = \frac{B}{3}$$

Dónde:

td= Ancho del dedo del estribo en m;

B= Ancho de a zapata del estribo.

- **Ancho del talón.**

El ancho del talón se determina con la expresión:

$$tt = B - td - tbw - b$$

Dónde:

tt= Ancho del talón del estribo en m;

td= Ancho del dedo del estribo;

B= Ancho de la zapata del estribo;

tbw= Ancho del cabezal del estribo;

b= Ancho de la superficie del asiento.

- **Ancho del asiento de la pantalla**

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$tp = \frac{H}{12} \quad O \quad \frac{H}{10}$$

Dónde:

tp= Ancho del asiento de la pantalla del estribo en m.

H = Altura del estribo.

➤ **Verificación De Las Condiciones De Estabilidad Del Prediseño.**

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

Los principios que rigen el análisis de estabilidad y resistencia de los estribos son comunes a los que gobiernan el análisis de los muros de contención en voladizo.

En general, el análisis de un estribo se efectúa tanto en el sentido transversal como longitudinal al eje del puente. Sin embargo, por ser tan grande la rigidez del estribo en el sentido transversal a la dirección del flujo del tránsito, los efectos producidos por las cargas en este sentido son comúnmente menos desfavorables, por lo cual es frecuente limitar el análisis al sentido longitudinal del estribo.

- **Estados de carga.**

- a) **Muro solo:**

1. Peso (Estribo + relleno) + Empuje de Tierras.
2. Estado 1 + Sismo.

- b) **Muro y puente**

3. Estado 1 + Reacción de Carga Viva y Muerta del puente.
4. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Sismo (Puente y Muro).
5. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Carga Viva en el terraplén.

- c) **Factores de seguridad.**

Los factores de seguridad son los siguientes mediante los criterios establecidos:

- Factor de seguridad asumido al deslizamiento  $FSD = 1.50$ .
- Factor de seguridad asumido al volcamiento  $FSV = 2.00$ .
- Esfuerzo admisible  $\tau_{\text{suelo}} \leq \tau_{\text{diseño}} = \tau_{\text{adm}}/3$ .

- **Empuje de tierra del terraplén.**

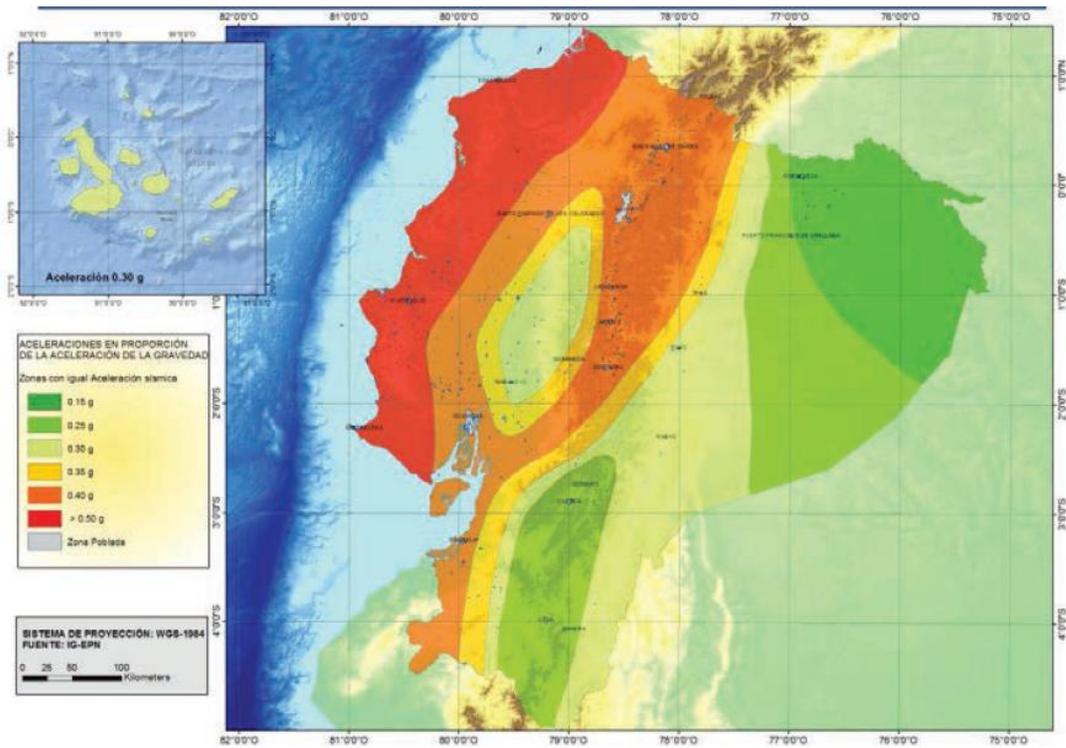
Se le conoce también como empuje de suelo, ya que todo volumen de tierra en contacto lateral con una estructura ejerce sobre ella cierta acción denominada Presión de Tierras.

En el análisis de estribos, el problema consiste generalmente en estimar el empuje activo de terreno sobre el estribo y diseñarlo de tal manera que sea seguro ante las siguientes sollicitaciones:

- Volcamiento, respecto al pie de la fundación del estribo,
- Deslizamiento de la base del estribo sobre el suelo de fundación,
- Aplastamiento del material de fundación o sobrecarga de pilotes en el punto de máxima presión, y
- Esfuerzos máximos de corte y flexión generados en las secciones críticas del estribo.

Las Especificaciones AASHTO Estándar, establecen que las estructuras que retienen rellenos se diseñan para soportar las presiones calculadas por la ecuación de Rankine. Sin embargo, estas estructuras, se deben diseñar para una presión de fluido equivalente (masa) de al menos 30 lb/pie<sup>3</sup>, la teoría de Rankine se fundamenta en un caso particular de material no cohesivo y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo para otro tipo de material la teoría puede utilizarse, aunque es solo aproximada.

- **Sismo.**



*Ilustración 50 Zona sísmica y valor del factor de zona Z.  
Fuente: NEC-15*

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

*Tabla 60 Valores del factor Z.*

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

*Fuente: NEC-15*

- **Curvas de peligro sísmico**

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, de acuerdo con lo estipulado en la sección 4.3.2 NECC 2105.

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad de Riobamba, las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En cada figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos (NEC-11).

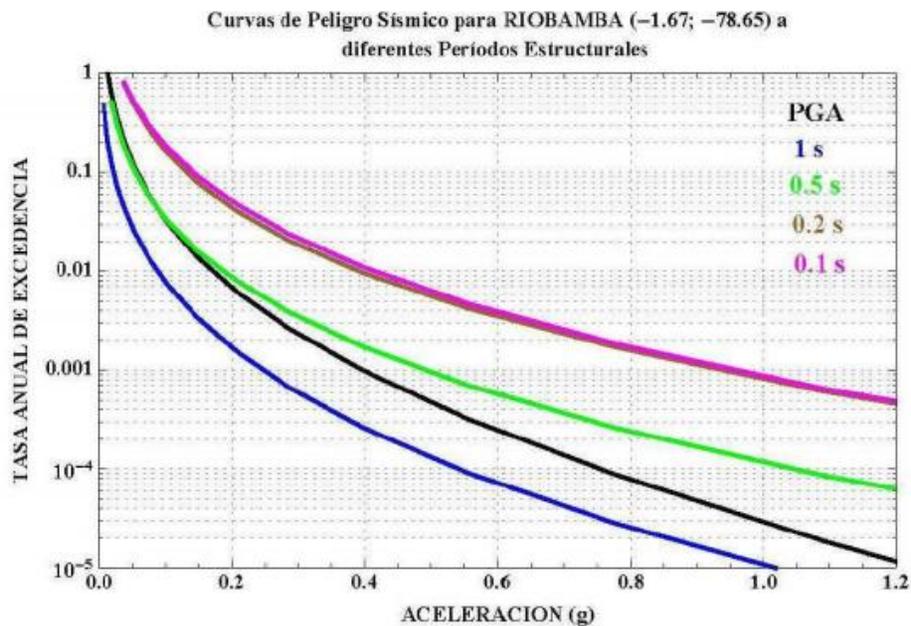


Ilustración 51 Curvas de peligro sísmico para Riobamba.  
Fuente: NEC-15

- **Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico**

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos

claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Tabla 61 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total <i>H</i> mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$ )	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 30$ m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC-15

### 9.3. PROPUESTA.

A diferencia de la topografía y el estudio hidrológico todos los estudios y ensayos de ingeniería realizadas servirán para el diseño de las dos alternativas.

#### 9.3.1. Cálculo de socavación al pie del estribo.

##### 9.3.1.1. Método de liu, chang y skinner.

Este método se basa en las siguientes hipótesis.

- La socavación se produce en un lecho móvil.
- Los estribos se proyectan dentro del cauce principal.
- No existen flujo sobre las bancas del cauce de inundaciones.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- El lecho del cauce es arenoso.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_{\theta}$  para considerar el efecto del ángulo de incidencia del flujo.

La profundidad de socavación se calcula con la ecuación:

$$\frac{ds}{h} = K_f \frac{L}{h}^{0.4} Fr^{0.33}$$

Donde:

ds - profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del nivel de socavación, en m

h - profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal, m

L - longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, en m

Fr - número de Froude en la sección de aguas arriba,  $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$

V - velocidad media del flujo aguas arriba, en m/s

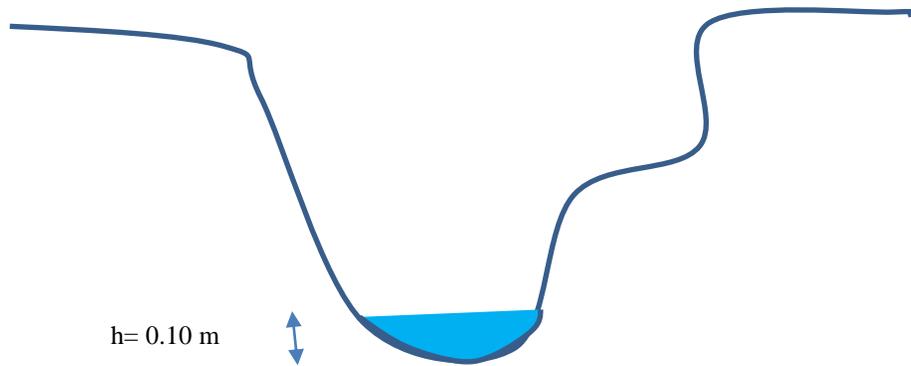
$K_f$  - coeficiente de corrección por la forma del estribo

- $K_f = 1.1$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce
- $K_f = 2.15$  para estribos con pared vertical

### 9.3.1.2. Cálculo de la socavación.

Datos:

V=	2,1	m/s
g=	9,8	m/s <sup>2</sup>
h=	0,1	m
Kf	2,15	
L	3,3	m
h	0,1	m
Fr	2,12	m/s
h	0,1	m



- Cálculo de froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$Fr = \frac{2.1 \text{ m/s}}{\frac{9.8 \text{ m}}{\text{s}^2} * 0.10 \text{ m}}$$

$$Fr = 2.12 \text{ m/s}$$

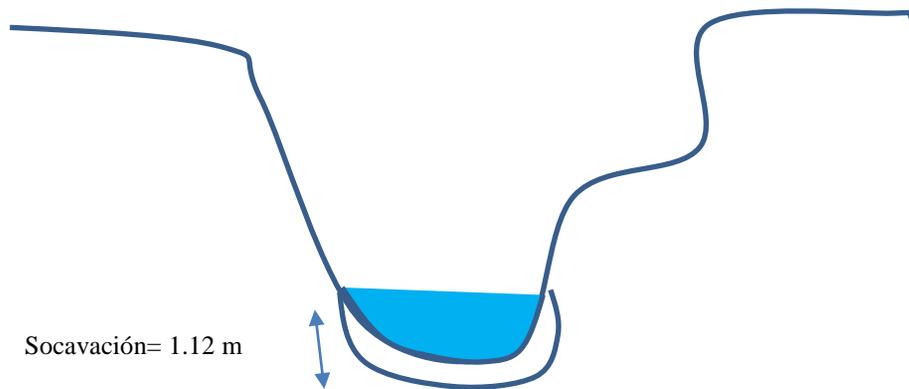
- Cálculo de la profundidad de la socavación:

$$\frac{ds}{h} = Kf \frac{L}{h}^{0.4} Fr^{0.33}$$

$$ds = Kf \frac{L}{h}^{0.4} Fr^{0.33} h$$

$$ds = 2.15 \frac{3.30}{0.10}^{0.4} 2.12^{0.33} 0.10$$

$$ds = 1.12 \text{ m}$$



### 9.3.2. Estudio topográfico del puente sobre la Quebrada Puctus.

#### 9.3.2.1. Introducción.

En el diseño de cualquier puente, la topografía del terreno es muy importante porque de ella obtenemos la geometría del puente. El estudio topográfico se concentra en una franja topográfica de un largo de 50 m a cada lado del eje de la vía y a 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del puente.

El levantamiento Topográfico es primordial para todo proyecto de nueva creación, proyectos que van desde Infraestructura Urbana, Caminos y Puentes, Obras Civiles y Edificaciones en General.

### **9.3.2.2. Equipos utilizados.**

Para la elaboración del trabajo topográfico se utilizaron los siguientes equipos.

- 01 Estación Total Tremble.
- 02 Porta prismas.
- 02 Prismas.
- 02 Miras.
- 01 GPS (Garrim).
- 01 Camioneta.
- 01 Cinta de 50 metros.
- 01 Metro de 5 m.
- 01 Cámara fotográfica.
- 10 Estacas.

#### **Equipo de Cómputo**

- 01 Lapto marca Compaq
- 01 Lapto marca Hp
- 01 Impresora LaserJet 1015

#### **Equipo de Software Topográfico**

- Autocad 2015.
- Civil 3d 2015 en español.

#### **Brigadas de Campo y Gabinete**

- 01 Brigadas de campo, consta de 01 Topógrafo, 01 Operador de Estación Total y 02 Porta prismas.
- 01 Técnico Cadista especializado en procesar información de campo, colección de equipo digital y planos computarizados (puentes, caminos, carreteras, obras de saneamiento, etc.).

### 9.3.2.3. Reconocimiento del terreno.

En este ítem básicamente se visita el lugar donde se realizara el proyecto, es decir, es una visita de campo y reconocimiento de zonas vinculadas al proyecto, permitiéndonos proyectar los trabajos según los cronogramas establecidos, para determinada actividad en zonas determinadas.

Como actividad de campo se ha realizado la ubicación de los puntos de donde se partirá a realizar el levantamiento.

### 9.3.2.4. Procedimiento de trabajo

#### ✓ En campo.

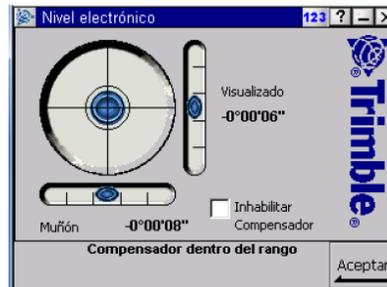
A continuación describimos los pasos que se realizaron al momento de realizar el levantamiento topográfico utilizando la estación total Trimble.

#### ✓ Pasos para levantamiento con estación total Trimble.

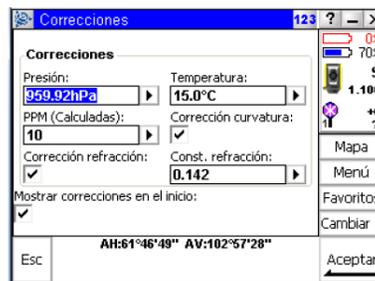
- ABRIR SURVEY CONTROLLER: doble clic sobre el icono que se encuentra en el escritorio.



- NIVELAR EL EQUIPO y colocarlo en el punto medio de la plomada.



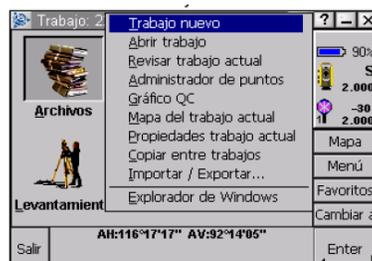
- Editar las correcciones donde se debe colocar la precisión y temperatura de acuerdo al sitio donde se encuentra realizando el trabajo



- Clic en Archivos



- Clic sobre trabajo nuevo.



- Teclar el nombre del trabajo nuevo.



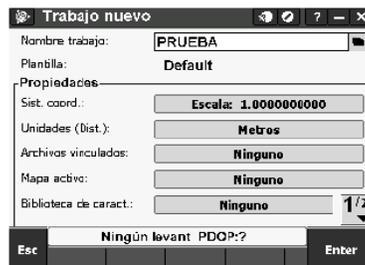
- Clic en ENTER.



- Regresar al menú principal (Levantamiento /Configurar estación).



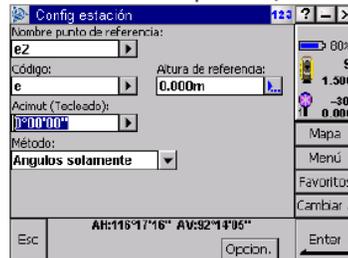
- Se ingres el nombre del trabajo y eliges sistema de coordenadas sigues los pasos, aceptas y almacenas.



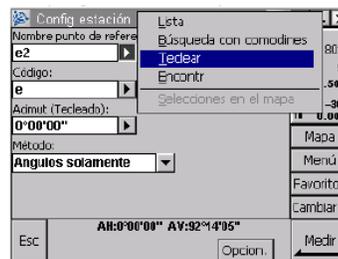
- Colocar nombre del punto del instrumento del equipo, Código, Coordenadas del punto instrumento/Enter. En el caso de ser coordenadas de un punto ya guardado clic la flecha junto al nombre del punto del instrumento y clic en lista.



- Colocar el nombre del punto de referencia y el azimut de referencia, así como la altura del prisma /Enter.



- En caso de tener coordenadas del punto de referencia clic sobre la flecha junto a nombre del punto/teclear. Si se tiene ya guardado el punto clic en lista.



- Ingresar las coordenadas del punto de referencia /Almacenar.



- Ingresar la altura de referencia y el método como Ángulos y Distancia/ Apuntar al prisma/ Enter.



- Clic sobre Almacenar.



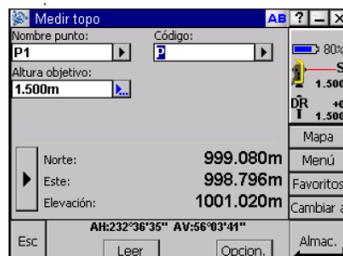
- Regresamos a menú principal y clic en Levantamiento/ Medir topo.



- Colocar nombre del punto / Código / Método: Ángulos y Distancia/ Altura del Prisma.



- Revisar las coordenadas que satisfagan al operador/clic en Almacenar. Esto se debe realizar con cada uno de los puntos.



- El momento de ya haber tomado todos los puntos necesarios para una radial o del proyecto clic sobre Esc/Regresar al menú principal / Levantamiento / Finalizar levantamiento.

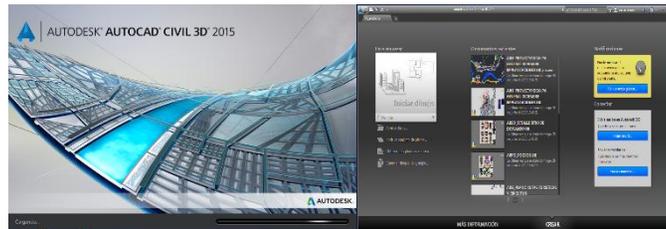


De esta forma se procedió a realizar el levantamiento topográfico del sector en donde se va a realizar el nuevo trazado del puente sobre la Quebrada Puctus.

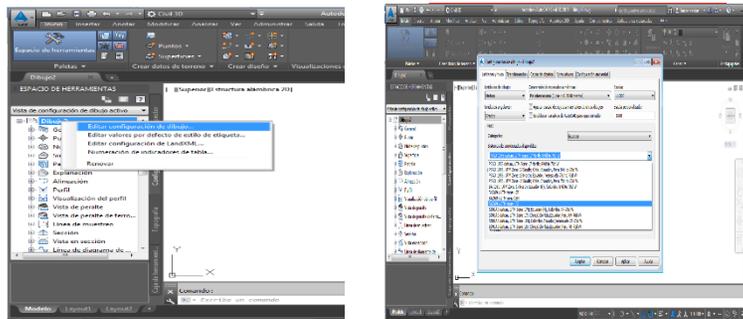
✓ **Trabajos de Gabinete (Procesamiento de la Información de Campo).**

○ **Importación de puntos.**

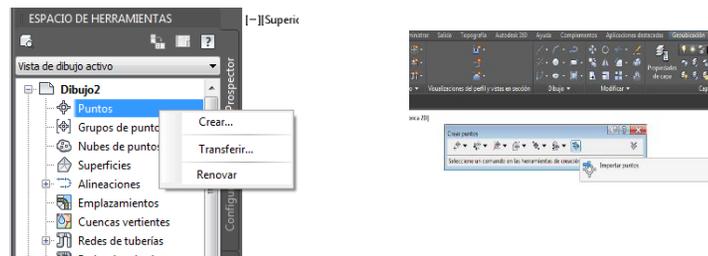
- Abrimos el AUTACAD CIVIL 3D.



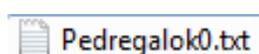
- Configuramos la página / clic en configuración / clic derecho en dibujo/ editar configuración de dibujo/ elegir el país y coordenadas UTM



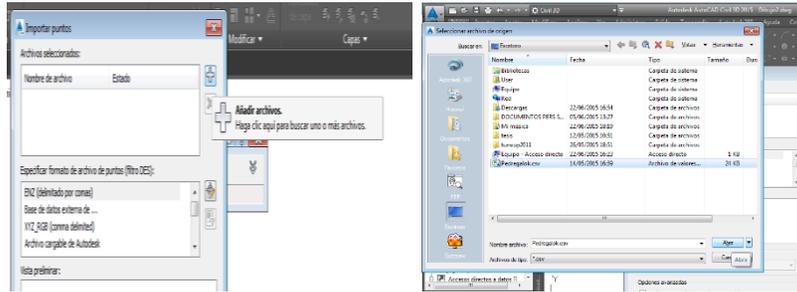
- Importar puntos: Clic en prospecto/ clic derecho en puntos/ clic en crear puntos /clic en importar puntos/



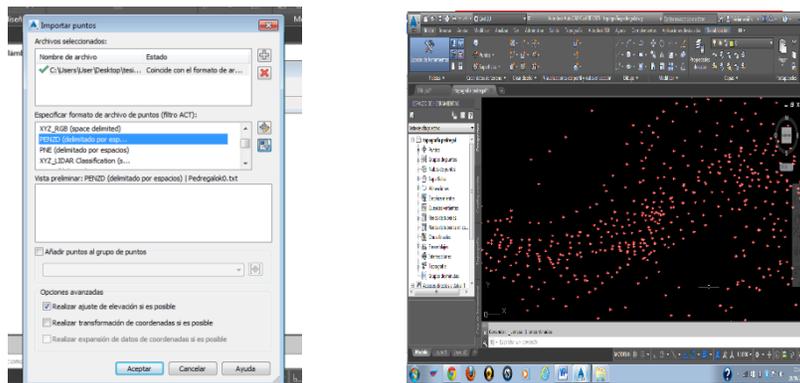
- El archivo debe estar en Excel archivo csv o txt.



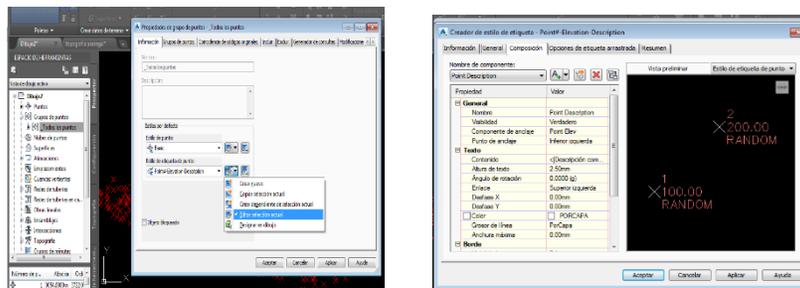
- Clic en añadir puntos/ elegir archivo / abrir



- Una vez cargado el archivo: Se establece el Formato de archivo y aceptar.

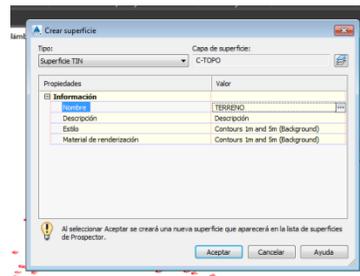


- Es importante tener un adecuado estilo de punto, para ello se configurara el estilo apropiado para visualizar los puntos. Clic configuración / Clic todos los puntos /editar la selección actual / editar como desee los puntos importados.

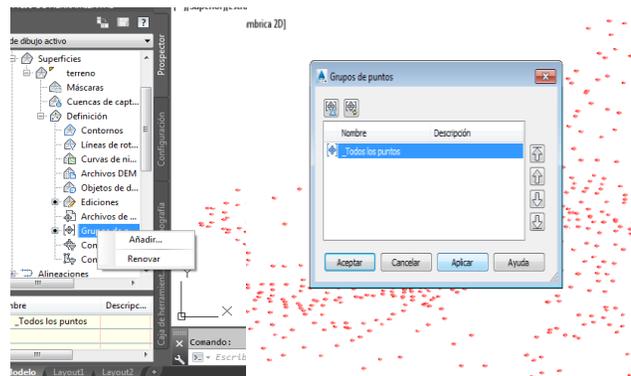


✓ **Creación De Curvas De Nivel.**

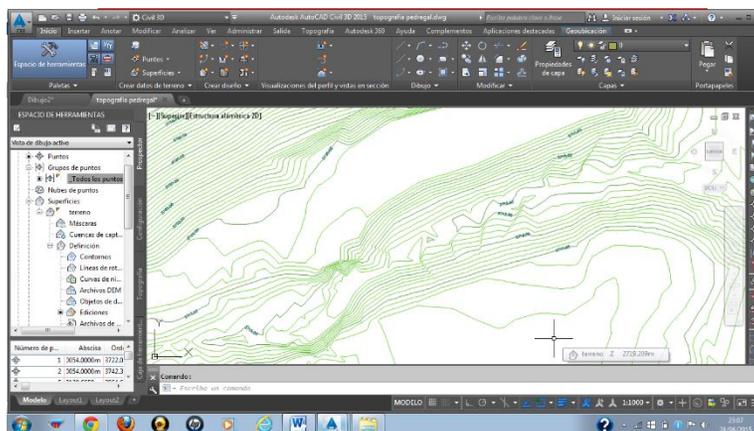
- Una vez importado los puntos/ Clic en prospector / Clic derecho en superficie /Clic en crear superficie / Editar nombre de la superficie / Elegir intervalo de curvas de nivel/ aceptar.



- Clic en icono (+) de superficie / Clic en icono (+) nombre de superficie creada/ clic en icono (+) de definición / clic derecho en grupo de puntos/ clic en añadir / clic en todos los puntos y aceptar.

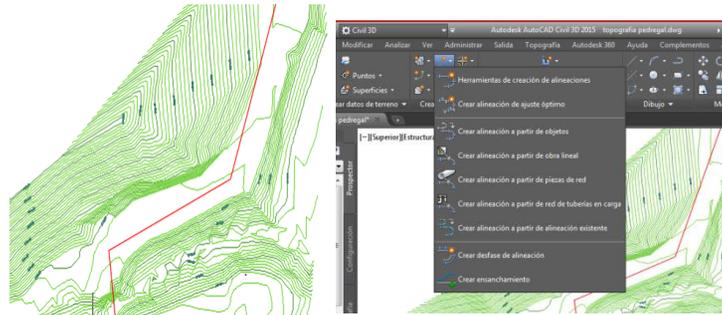


- Curvas de nivel.

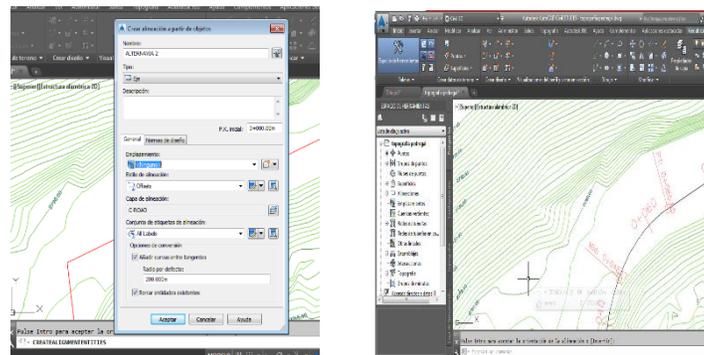


## ✓ Abscisado.

- Realizar un poli línea por donde se quiere absicisar / clic en alineación / se escoge el tipo de alineación que se requiera hacer.

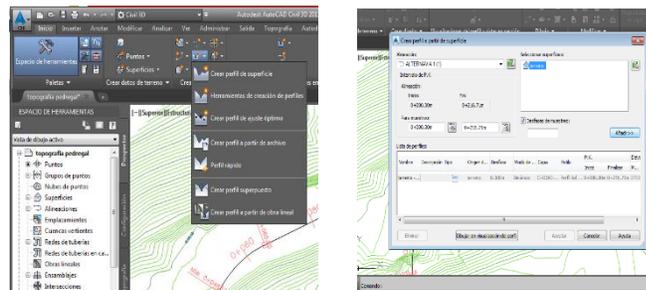


- Elegir tipo de alineacion/ se coloca nombre de alineacion / y se configura de acuerdo como se quiere que se represente los datos y aceptamos.

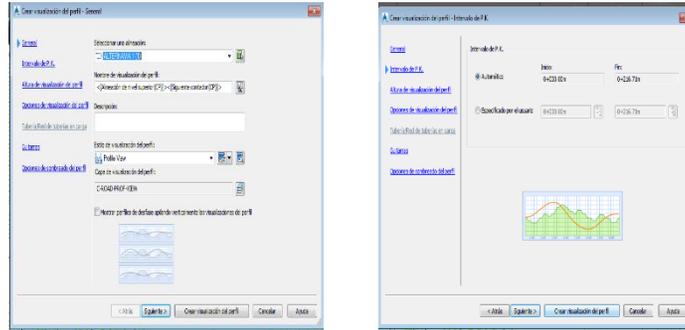


## ✓ Creación De Perfiles.

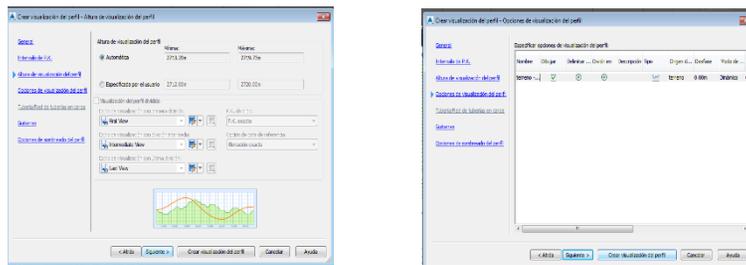
- Clic en el icono de perfiles / seleccionamos la aliniacion realizada anteriormente /seleccionamos añadir/ Clic en dibujar visualizacion de perfil.



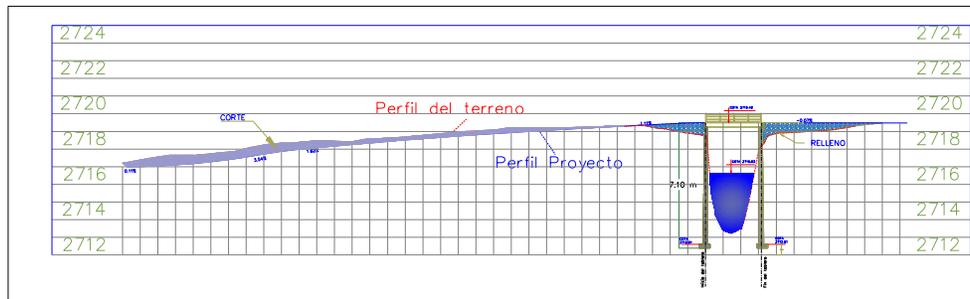
- Click en siguiente / click en siguiente.



- Clic en siguiente/ clic en siguiente /Clic en visualizar perfil.



- Perfil creado

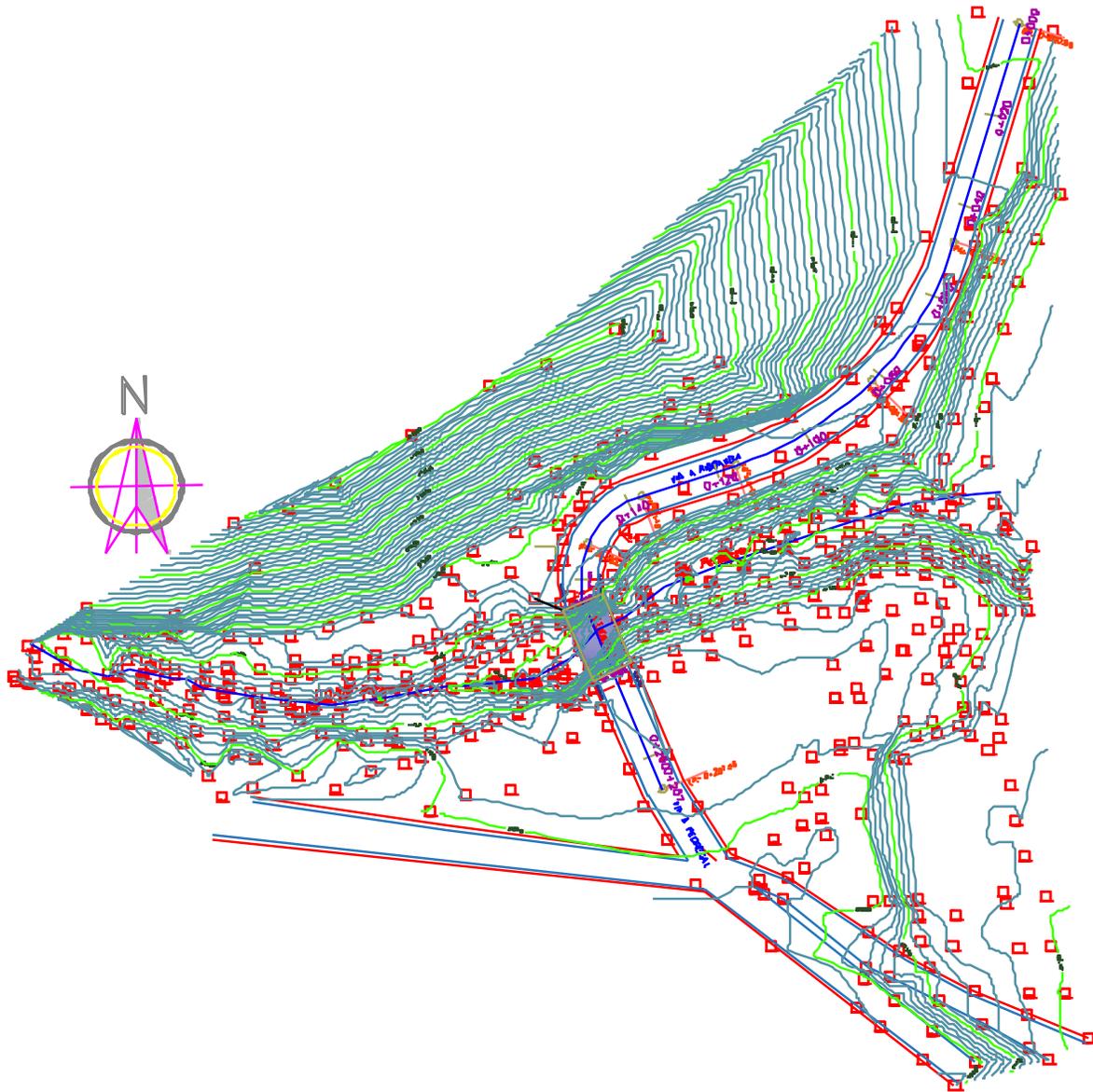


### 9.3.2.5. Puntos topográficos levantados.

(Ver anexo 4)

### 9.3.2.6. Área de estudio levantada.

En la siguiente ilustración se muestra la topografía obtenida luego de procesados los puntos obtenidos en campo.



*Ilustración 52.- Topografía del área del proyecto.*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

## **9.4. Estudio geotécnico de suelos del puente sobre la quebrada puctus.**

### **9.4.1.1. Requerimientos técnicos vigentes en la ejecución de los estudios.**

- Exploración Mecánica.
- Ensayos In Situ.
- Ensayos de Laboratorio.
- Informes y Anexos.

### **9.4.1.2. Equipos requeridos.**

#### **Equipos para ensayo de SPT**

- **Pesa:** 140 lb y altura de caída de 75 cm (30 plg).
- Barras y brazos de perforación.
- **Muestreador:** Longitud de 50 cm, diámetro exterior de 5.1 cm y diámetro interior de 3.5 cm.
- Trípode de Carga.
- Flexómetro.
- Fundas plásticas.

### **9.4.1.3. Actividades y trabajos desarrollados.**

Este trabajo tiene como objeto fundamental proporcionar al calculista, el conocimiento de las características mecánicas de los suelos, a fin de que se puedan seleccionar y dimensionar las cimentaciones de las obras previstas para garantizar su estabilidad en el período de servicio; por lo que se debe efectuar una exploración subterránea relativamente profunda, complementada con ensayos de laboratorio suficientes para caracterizar los diferentes estratos de suelos encontrados.

✓ **Trabajo de campo.**

El equipo disponible para la ejecución de estos ensayos, está ligado directamente con la calidad de exploración subterránea y la cantidad de información que se pueda obtener de una perforación.

- **Técnicas para la perforación en el suelo.**

1. Primero se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que se hincan 15 cm en la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.
2. Luego se hace una señal sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de 45 cm. El trabajo que realiza la pesa es de 0.5 KJ por golpe, aproximadamente.
3. Entonces el parámetro medido será N correspondiente al número de golpes necesarios para hundir los 45 cm.
4. Finalmente se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, para realizar los ensayos correspondientes (contenido de humedad, granulometría, Límites de Consistencia y Densidad).
5. El ensayo se debe realizar máximo hasta 50 golpes, ya que, después de este límite, introducir el equipo de perforación dentro del estrato puede causar daños al mismo. Cuando tenemos este caso se dice que existe rechazo y el suelo es de roca o un suelo de alta resistencia.

✓ **Trabajo de laboratorio.**

Con las muestras obtenidas se ejecutaron los ensayos de:

- Granulometría bajo la norma INEN 696;
- Límite Líquido de acuerdo a la norma INEN 691;
- Límite Plástico bajo la norma INEN 692.

#### 9.4.1.4. Ensayos realizados en laboratorio.

##### 9.4.1.4.1. Ensayo de granulometría (norma inen 696):

Este método, describe el procedimiento para determinar cuantitativamente la distribución del tamaño de las partículas de suelo.

- AASHTO T-88.
- ASTM D 422.

Proceso para determinar la proporción en que participan los granos del suelo, en función de sus tamaños. Esa proporción se llama gradación del suelo. Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de los suelos, con fines de análisis.

El análisis granulométrico al cuál se somete un suelo es de mucha ayuda para la construcción de proyectos, tanto estructuras como carreteras.

Tabla 62.- Sistema de clasificación de suelos.

La fracción gruesa tendrá denominaciones, según el sistema:				
	BRITÁNICO <sub>1</sub>	AASHTO <sub>2</sub>	ASTM <sub>3</sub>	SUCS <sub>4</sub>
	$\phi$ (mm)	$\phi$ (mm)	$\phi$ (mm)	$\phi$ (mm)
Grava	60 – 2	75 – 2	> 2	75 – 4,75
Arena	2 – 0,06	2 – 0,05	2 – 0,075	4,75 – 0,075
Limo	0,06 – 0,002	0,05 – 0,002	0,075 – 0,005	< 0,075 FINOS
Arcilla	< 0,002	< 0,002	< 0,005	

{
   
4: Sistema Unificado de
   
Clasificación de Suelos
   
3: American Society for
   
Testing and Materials
   
2: American Association of
   
State Highway and
   
Transportatio Official
   
1: B S – 5930: 1981

Fuente: DUQUE Gonzalo, ESCOBAR ENRIQUE. Mecánica de los Suelos. Cap3. Pg 29.

#### ➤ Método del tamizado.

Una vez se pasa el suelo por la estufa y se pulverice, se hace pasar por una serie organizada de tamices, de agujeros con tamaños decrecientes y conocidos, desde arriba hacia abajo. El primer tamiz, es el de mayor tamaño y es donde inicia el tamizado. Se tapa con el fin de

evitar pérdidas de finos; el último tamiz está abajo y descansa sobre un recipiente de forma igual a uno de los tamices, y recibe el material más fino no retenido por ningún tamiz.

Con sacudidas horizontales y golpes verticales, mecánicos o manuales, se hace pasar el suelo por la serie de tamices, de arriba abajo, para luego pesar por separado el suelo retenido en cada malla.

➤ **Representación de la distribución granulométrica (Curva granulométrica).**

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo, un suelo constituido por partículas de granulometría uniforme que corresponde generalmente a la arenas está representado por una línea casi vertical.

Los suelos con  $C_u < 3$  se consideran muy uniformes, aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan  $C_u < 2$ .

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

Como dato complementario necesario para definir la uniformidad se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = (D_{30}^2) / (D_{60} * D_{10})$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \gg \text{Bien graduado cuando } \left( \begin{matrix} C_u > 4 \text{ a } 6 \\ 1 < C_c < 3 \end{matrix} \right)$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

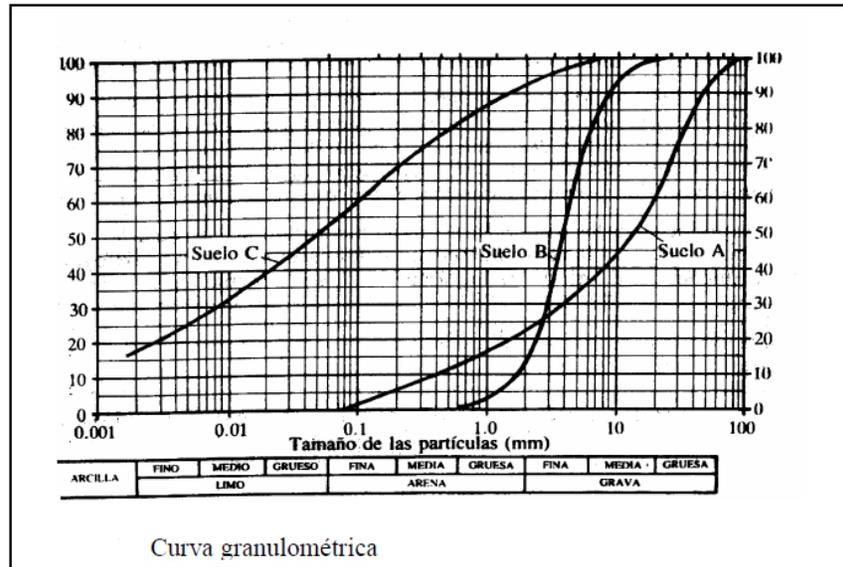


Ilustración 53.- Curva granulométrica.

Fuente: DUQUE Gonzalo, ESCOBAR ENRIQUE.  
Mecánica de los Suelos. Cap3. Pg 29.

➤ **Descripción de la gradación.**

La forma de la curva de distribución de tamaños de partículas, indica si los tamaños varían en un rango amplio (curva C) o estrecho (curva B); si el rango tiende a los tamaños mayores del suelo grueso (A) o a los menores del suelo fino (C). Si todos los tamaños tienen proporciones en peso relativamente iguales, el rango es amplio y la curva suave, el suelo así será bien gradado (A y C). La mala gradación puede ser por falta de extensión (B) o por discontinuidad.

Esta clasificación es necesaria en geotecnia, pero no suficiente. Se complementa siempre la granulometría con el ensayo de Límites de Atterberg, que caracterizan la plasticidad y consistencia de los finos en función del contenido de humedad.

➤ **Equipo y herramientas.**

- Horno.
- Bandejas.
- Tamizador Mecánico.

- Serie de Tamices con tapa y bandeja: #4, #8, #16, #30, #40, #100, #200, bandeja.
- Balanza.

➤ **Procedimiento para la obtención de Granulometría por tamizado.**

- La muestra obtenida del ensayo SPT pesar en una bandeja cualquiera.
- Secar la muestra
- De la muestra ya sacada pesar en la bandeja antes mencionada.
- Seleccionamos los tamices antes mencionados.
- Ordenamos los tamices en forma decreciente.
- Poner la respectiva bandeja para el material que pasa el #200.
- Tapar el tamiz de #4 para que no salgan los finos y colocar en la tamizadora mecánica por un periodo de 5 minutos.
- Se determina el peso de la muestra en cada tamiz y se registra.
- Tabular los resultados.
- Dibujar la curva granulométrica para su respectivo análisis.

➤ **Cálculo y tabulación de resultados.**

✓ **Perforación de margen izquierdo.**

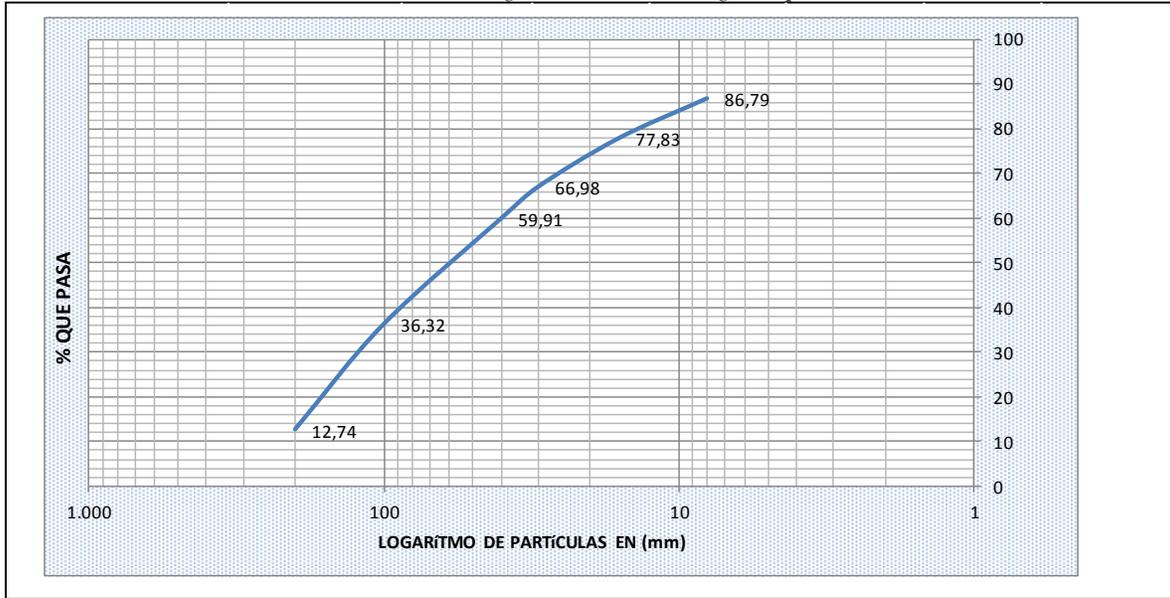
Tabla 63.- Granulometría margen izquierdo.

GRANULOMETRIA MARGEN IZQUIERDO									
Masa Inicial	212	g	PREFORACIÓN/MUESTRA:		P 1; M1	PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Puctus		
Masa Recipiente	60,12	g	PROFUNDIDAD:		3 m	UBICACIÓN:	Yaruquies		
TAMIZ		MASA	% RETE.	% RETE.	% PASA				
#	TAMAÑO (mm)	RETENIDA PARCIAL (g)	PARCIAL	ACUMULADO		# TAMIZ	% PASA		
8	2.373	28	13,21	13,21	86,79	8	86,79		
16	1.188	19	8,96	22,17	77,83	16	77,83		
30	0,59	23	10,85	33,02	66,98	30	66,98		
40	0,425	15	7,08	40,09	59,91	40	59,91		
100	0,15	50	23,58	63,68	36,32	100	36,32		
200	0,075	50	23,58	87,26	12,74	200	12,74		
BANDEJA		26	12,26	99,53	0,47				
MATERILA PERDIDO %		1	0,47	100,00	0,00				
TOTAL (g)		212	100,00						

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Como el porcentaje de pérdida del material es 0,47 que equivale menor al 1% es aceptable el ensayo.

Tabla 64.- Curva granulométrica margen izquierdo.



Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

### Coefficiente de uniformidad y curvatura.

Tabla 65.- Coeficiente de uniformidad y curvatura.

RESULTADOS								
D10	0,00	D30	0,12	D60	0,43	Cu	0,00	
%GRABA	13,21	%ARENA	74,06	%FINO	12,74	Cc	0,00	
NOMENCLATURA						RESULTADO		
GRANULOMETRÍA	D10	Diámetro correspondiente al porcentaje que pasa 10%				ARENA LIMOSO SM		
	D30	Diámetro correspondiente al porcentaje que pasa 30%						
	D60	Diámetro correspondiente al porcentaje que pasa 60%						
	Cu	Coeficiente de Uniformidad						
	Cz	Coeficiente de graduación o curvatura						
CLASIFICACIÓN	G	Grava						
	S	Arena						
	M	Limo						
	C	Arcilla						
	W	Bien Graduada						
	P	Mal Graduada						

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro

### CALCULO TIPO:

- Datos:**

Masa inicial = 147 g

Masa del recipiente = 60,12 g

Masa retenida parcial = 18 g

Tamiz 8

1. % retenida parcial (g).

$$\% \text{ ret par} = \frac{18g}{147g} * 100$$

$$\% \text{ ret par} = 12,24 \text{ gr.}$$

2. % retenida acumulado (g).

$$\% \text{ ret acomul} = 12,24 \text{ gr}$$

3. % pasa (g).

$$\% \text{ pasa} = 100 - \% \text{ ret ac}$$

$$\% \text{ pasa} = 100 - 12,24 \text{ gr}$$

$$\% \text{ pasa} = 87,76 \%$$

✓ **Perforación de margen derecho.**

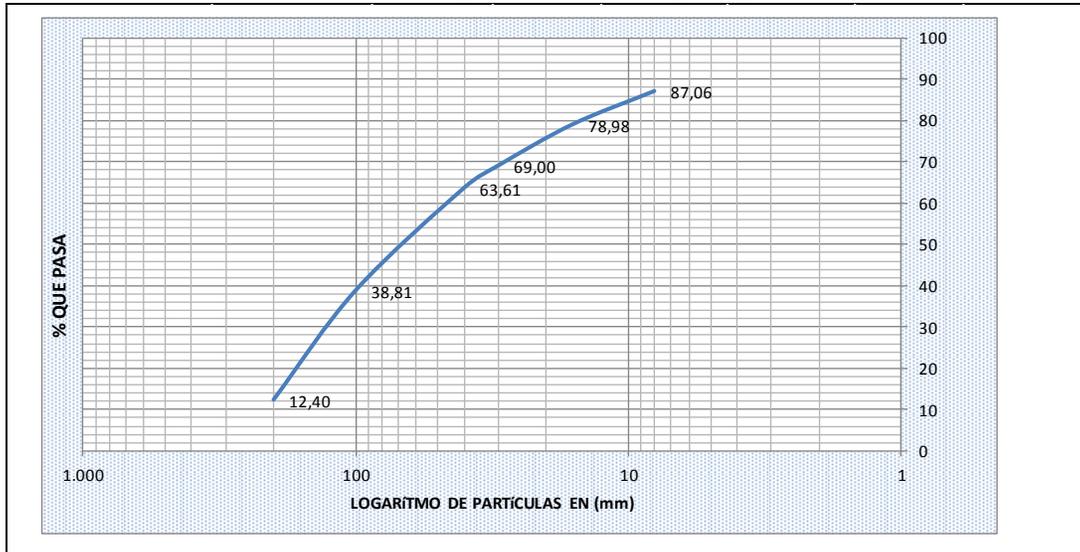
Tabla 66.- Granulometría margen derecho.

GRANULOMETRIA MARGEN DERECHO										
Masa Inicial	371	g	PREFORACIÓN/MUESTRA:			P 2; M2	PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Puctus		
Masa Recipiente	60,12	g	PROFUNDIDAD:			4,5 m	UBICACIÓN:	Yaruquies		
TAMIZ		MASA	% RETE.	% RETE.	% PASA	# TAMIZ	% PASA			
#	TAMAÑO (mm)	RETENIDA	PARCIAL	ACUMULADO						
8	2.373	48	12,94	12,94	87,06	8	87,06			
16	1.188	30	8,09	21,02	78,98	16	78,98			
30	0,59	37	9,97	31,00	69,00	30	69,00			
40	0,425	20	5,39	36,39	63,61	40	63,61			
100	0,15	92	24,80	61,19	38,81	100	38,81			
200	0,075	98	26,42	87,60	12,40	200	12,40			
BANDEJA		45	12,13	99,73	0,27					
MATERILA PERDIDO %		1	0,27	100,00	0,00					
TOTAL (g)		371	100,00							

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro

Como el porcentaje de pérdida del material es 0,27 que equivale menor al 1% es aceptable el ensayo.

Tabla 67.- Curva granulométrica margen izquierdo.



Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

### Coefficiente de uniformidad y curvatura.

Tabla 68.- Coeficiente de uniformidad y curvatura.

RESULTADOS							
D10	0,00	D30	0,12	D60	0,40	Cu	0,00
%GRABA	12,94	%ARENA	74,66	%FINO	12,40	Cc	0,00
NOMENCLATURA		RESULTADO					
GRANULOMETRÍA	D10	Diámetro correspondiente al porcentaje que pasa 10%					SUELO LIMOSO SM
	D30	Diámetro correspondiente al porcentaje que pasa 30%					
	D60	Diámetro correspondiente al porcentaje que pasa 60%					
	Cu	Coeficiente de Uniformidad					
	Cz	Coeficiente de graduación o curvatura					
CLASIFICACIÓN	G	Grava					
	S	Arena					
	M	Limo					
	C	Arcilla					
	W	Bien Graduada					
	P	Mal Graduada					

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

#### 9.4.1.4.2. Límites de Attemberg.

Los límites de Attemberg fueron originalmente ideados por un sueco de nombre Attemberg especialista en agronomía y posteriormente redefinidos por Casagrande para fines de mecánica de suelos de la manera que hoy se conocen.

Los suelos que poseen algo de cohesión, según su naturaleza y cantidad de agua, pueden presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico o semilíquido. El contenido de agua o humedad límite al que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro.

El ensayo en laboratorio de estos límites de Attemberg o también llamados límites de consistencia nos permiten determinar los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la clasificación Unificada de Suelos (Unified Soil Classification System, SUCS).

Los límites de Attemberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.

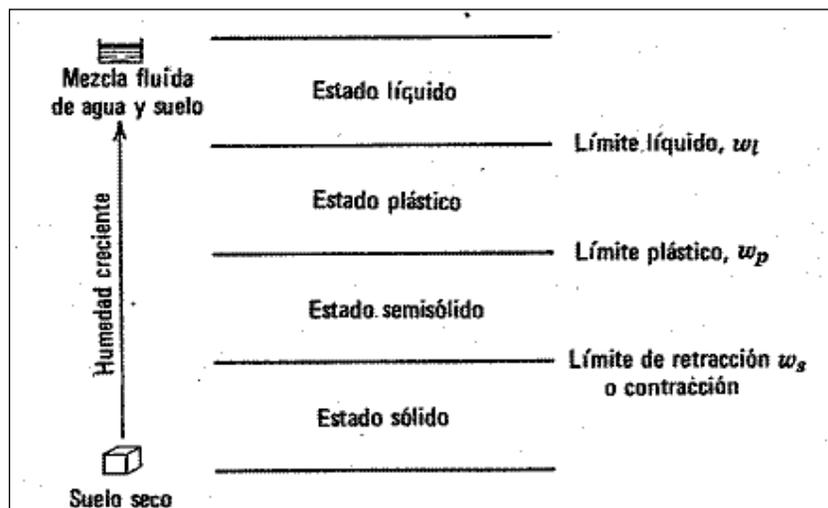


Ilustración 54.- Estado del suelo y límites de Attemberg.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

➤ **Ensayos importantes.**

a) **Contenido de humedad (w):** Razón entre peso del agua y peso del suelo seco de una muestra. Se expresa en porcentaje:

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Dónde:

WW: peso agua y WS: peso suelo seco

b) **Límite Líquido (LL):** Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semi-líquido y plástico.

c) **Límite Plástico (LP):** Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semi-sólido y plástico.

d) **Índice de Plasticidad (IP):** es la diferencia entre los límites líquido y plástico, es decir, el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene plástico:

$$IP = LL - LP.$$

➤ **Equipos y Herramientas.**

**Límite Líquido.-**

- Dispositivo mecánico (Copa de Casagrande).
- Acanalador.
- Plato o fuente de mezclado
- Espátula.
- Calibrador.
- Recipientes herméticos.
- Recipiente con agua destilada.

### **Límite Plástico.-**

- Plato o fuente de mezclado
- Espátula.
- Placa de rolado. Puede ser de vidrio, mármol o de cualquier material que tenga una superficie lisa absorbente, de alrededor de 15 x 20 cm.
- Recipiente con agua destilada.
- Varilla de calibración e 3 mm de diámetro y más o menos 10 mm de largo.

#### ➤ **Normas.**

- INEN 692- AASHTO T 90- ASTM D 4318.- DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO
- INEN 691- AASHTO T 89- ASTM D 4318 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO. METODO DE CASA GRANDE

#### ➤ **Determinación de límites plásticos.**

- Tomar una muestra de alrededor de 100 g de la porción del material que pase el tamiz de 425 mm (No. 40).
- A esta muestra se la añade agua destilada y se la mezcla completamente en el plato o fuente, usando la espátula hasta obtener una pasta de suelo homogénea y plástica, en cantidad suficiente como para moldearla con los dedos como una bola.
- Cuando el límite plástico se determina conjuntamente con el límite líquido, se toma al iniciar el ensayo del límite líquido una muestra de aproximadamente 30 gr, la cual debe ser suficientemente homogénea y plástica para que pueda formarse con facilidad una bola, sin que se adhiera a los dedos al comprimirla.
- Tomar aproximadamente 10 gr de la muestra preparada anteriormente moldearla entre los dedos, en una bola, luego amasar y rodar la bola entre las palmas de las

manos hasta que aparezcan en su superficie pequeñas fisuras, con lo cual se asegura que el suelo tenga un suficiente secado.

- Si el rollo de suelo se desmenuza antes de alcanzar los 3 mm de diámetro, añadir agua destilada a toda la masa de suelo. Volver a mezclarlo en el plato o fuente, amasarlo completamente.
- Si el rollo llega a los 3 mm de diámetro sin presentar fisuras o signos de desmenuzamiento, recoger el rollo y moldearlo nuevamente entre los dedos en una bola y repetir el proceso hasta cuando el rollo al llegar a los 3 mm de diámetro se corte, tanto longitudinalmente como transversalmente, o se desmenuce.
- Recoger las porciones desmenuzadas de los rollos de suelo en un recipiente hermético y determinar el contenido de agua.

➤ **Determinación de límite líquido.**

- Colocar una porción de la pasta anteriormente preparada en la copa, sobre la parte que descansa en la base, extendiéndola rápida y cuidadosamente con la espátula, cuidando que no queden atrapadas burbujas de aire.
- Nivelar el suelo con la espátula paralelamente a la base, de tal manera que tenga una profundidad de 10 mm en la sección de espesor máximo; el suelo sobrante debe regresar al plato o fuente de mezclado.
- Con el acanalador adecuado, realizar un canal en el muestra, evitando despegarla de la copa, de manera que su plano de simetría sea perpendicular a la articulación de la copa, y procurando, además, que el acanalador se mantenga normal a la superficie de la copa.
- Para evitar la rotura de los lados del canal o el deslizamiento de la muestra de suelo en la copa, se permiten hasta seis recorridos del acanalador, desde atrás hacia adelante o desde adelante hacia atrás; la profundidad del canal se incrementa con cada recorrido y sólo el último debe tocar el fondo de la copa.
- Colocar la copa en su dispositivo mecánico, cuidando que la superficie inferior de la copa y la superficie de la base se encuentren libres de suelo o agua, girar el

manubrio a una velocidad de 2 revoluciones por segundo, contar los golpes necesarios para que las dos mitades de la muestra se pongan en contacto al fondo del canal, en una distancia continua de alrededor de 10 mm, por la fluencia del suelo y no por deslizamiento entre el suelo y la copa; anotar el número de golpes necesarios para que esto ocurra.

- Regresar la muestra de la copa al plato o fuente de mezclado, mezclar completamente, limpiar y secar la copa y el acanalador y repetir las operaciones.
- Del lugar donde se juntan los bordes del canal, tomar con la espátula una porción de suelo de alrededor de 10 g, colocarla en un recipiente adecuado y determinar el contenido de agua de acuerdo con la Norma INEN 690.
- Realizar las operaciones por lo menos cuatro veces, usando la misma muestra con nuevos incrementos de agua destilada, los cuales deben hacerse de tal manera que el número de golpes necesario para cerrar el canal varíe de 45 a 5, de modo que dos ensayos estén bajo los 25 golpes y dos sobre los 25 golpes, mezclando cada incremento de agua por lo menos durante 5 minutos.

#### ➤ **Determinación del índice plástico**

Se calcula el índice plástico de un unitario como la referencia numérica entre su límite líquido y su límite plástico.

Para el cálculo del índice plástico es la diferencia marcada o referida tiene excepciones:

$$\text{Índice plástico} = \text{Limite liquido} - \text{Limite plástico}$$

- Cuando el contenido de humedad no puede ser determinado entonces el índice plástico es considerado como no plástico.
- Cuando el suelo es arenoso el contenido plástico deberá determinarse antes que el contenido líquido en ciertos momentos estos valores son igual a cero entonces el índice plástico es igual a no plástico (NP).
- Cuando el contenido plástico es igual o mayor al contenido líquido entonces el índice plástico es igual a no plástico (NP)

➤ **Cálculo y tabulación de resultados.**

**Margen derecho.**

**RESULTADOS:**

De acuerdo al ensayo de granulometría se obtuvo un suelo ARENA LIMOSA SM (mediante el cuadro de clasificación SUCS).

Mediante la norma INV E-126-07 (Limite Plástico e Índice de Plasticidad de suelos) indica que cuando el suelo es arenoso el contenido plástico deberá determinarse antes que el contenido liquido en cierto momentos estos valores son igual a cero entonces el índice plástico es igual a no plástico (NP).

**Margen izquierdo.**

**RESULTADOS:**

De acuerdo al ensayo de granulometría se obtuvo un suelo ARENA LIMOSA SM (mediante el cuadro de clasificación SUCS).

Mediante la norma INV E-126-07 (Limite Plástico e Índice de Plasticidad de suelos) indica que cuando el suelo es arenoso el contenido plástico deberá determinarse antes que el contenido liquido en cierto momentos estos valores son igual a cero entonces el índice plástico es igual a no plástico (NP).

➤ **Clasificación SUCS Margen Izquierdo:**

Debido a que más del 50% pasa el tamiz #4 y más del 12% pasa el tamiz #200, podemos decir que es **ARENA LIMOSA SM (ARENA LIMOSA)**, de acuerdo a la clasificación S.U.C.S.

➤ **Clasificación SUCS Margen Derecho:**

Debido a que más del 50% pasa el tamiz #4 y más del 12% pasa el tamiz #200, podemos decir que es **ARENA LIMOSA SM (ARENA LIMOSA)**, de acuerdo a la clasificación S.U.C.S.

➤ **Determinación del peso específico.**

Es la relación entre el peso en el aire de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y el peso en el aire del mismo volumen de agua destilada, a la misma temperatura. Se obtiene dividiendo un peso conocido de la sustancia entre el volumen que ocupa.

$$P_c = \frac{p}{v}$$

Saturado superficialmente seco SSS: Condición en la cual los poros permeables de las partículas del árido se llenan con agua al sumergirlos por un determinado periodo de tiempo, pero sin agua libre en la superficie de las partículas.

➤ **Equipo y Herramientas.**

- Horno.
- Bandejas.
- Picnómetro.
- Molde Truncocónico.
- Agua.
- Balanza

➤ **Normas**

Esta norma establece el método de ensayo para determinar: la densidad, la densidad relativa y la absorción del árido.

- **ASTM C-128.**
- **NTE INEN 856:2010.**

➤ **Procedimiento del Ensayo.**

**Condición saturada superficialmente.-**

- La muestra obtenida del ensayo SPT pesar en una bandeja cualquiera.
- Sobresaturar la muestra de árido fino llenando el recipiente con agua durante 24±4 horas, etiquetar las muestras.
- Luego de transcurrido el período de saturación, retirar el agua contenida en el recipiente, con la precaución de evitar la pérdida de finos.
- Secar la muestra esparciéndola sobre una superficie plana, no absorbente, revolviéndola continuamente para obtener un secado uniforme.
- Tomar el molde troncocónico y asentarlos en una superficie lisa no absorbente, llenarlo en su totalidad con una parte del árido fino parcialmente seco para finalmente apisonar 25 veces con el compactador, cada caída debe iniciar aproximadamente 5mm sobre la superficie del árido.
- Levantar el molde en forma lenta y vertical: si conserva la forma del molde significa que la muestra todavía contiene humedad superficial. Caso contrario continuamos revolviendo la muestra hasta que el árido se desmorone un poco al retirar el molde, obteniendo así su estado de superficie saturado seco (SSS).

➤ **Ensayo gravimétrico para el peso específico:**

- Pesar el picnómetro vacío.
- Tomar cierta cantidad de la muestra en SSS e introducirla inmediatamente en el picnómetro; registrar el peso del picnómetro más árido en SSS.
- Llenar con agua el picnómetro hasta un 90% de su capacidad.
- Agitar el picnómetro con movimientos lentos circulares para eliminar las burbujas de aire.
- Completar el nivel de agua hasta su aforamiento.

- Pesar y registrar el conjunto picnómetro, agua y muestra.
- Vaciar el picnómetro, limpiarlo y secarlo.
- Tabular la masa del picnómetro calibrado.
- Calcular y tabular Masa del árido en SSS, Volumen Desalojado y finalmente el Peso Específico.

➤ **Cálculos y tabulación de resultados:**

**Peso específico del margen izquierdo**

*Tabla 69.- Peso específico del suelo margen izquierdo.*

<b>PESO ESPECÍFICO A UNA PROFUNDIDAD DE 3.00METROS</b>			
A	Masa de pignometro vacio	211	Unidad
B	Masa de pignometro + arido en SSS	900	g
C	Masa de pignometro + arido en SSS +agua	1560	g
D	Masa de pignometro + agua (calibrado)	1389	g
E= B-A	Masa de arido en SSS	689	g
F= D+E-C	Volumen desalojado	518	cm3
G= E/F	<b>PESO ESPECIFICO</b>	<b>1,33</b>	<b>g/cm3</b>

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

**Peso específico del margen derecho.**

*Tabla 70.- Peso específico del suelo margen derecho.*

<b>PESO ESPECÍFICO A UNA PROFUNDIDAD DE 4,50 METROS</b>			
A		492	Unidad
B		900	g
C		1575	g
D		1389	g
E= B-A	Masa de arido en SSS	408	g
F= D+E-C	Volumen desalojado	222	cm3
G= E/F	<b>PESO ESPECIFICO</b>	<b>1,84</b>	<b>g/cm3</b>

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

#### 9.4.1.4.3. Determinación de la capacidad portante del suelo.

El método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

Para calcular el ensayo de penetración estándar se optó por las fórmulas de Bowles y Peck por que permiten alcanzar profundidades mayores a 4 metros y determinar factores como cohesión, peso específico, Angulo de fricción interna para calcular la capacidad portante del suelo.

Las profundidades están tomados en 3 muestras, la primera muestra está tomada en cuenta con 4 profundidades de 0.15m, la primera muestra de 0.15m no es aceptable por que son arenas sedimentadas con el transcurso del tiempo.

**La capacidad de carga admisible puede calcularse a partir de:**

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	$\phi$
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

*Fuente: ASTM D 1586*

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm <sup>2</sup> ) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm <sup>2</sup> )
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

*Fuente: ASTM D 1586*

➤ **Equipo y Herramientas.**

- Trípode
- Polea
- Motor
- Cuerda
- Martinete
- Barrenos
- Muestreador o cuchara partida con las siguientes características.
- Largo: 50 cm
- Diámetro exterior: 51 mm
- Diámetro interior 35 mm
- Peso total 70 N – 16 lb
- Llaves
- Fundas plásticas
- Flexómetro

➤ **Normas.**

ASTM D 586.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

➤ **Procedimiento de perforación:**

Deberá hacerse avanzar la perforación por incrementos, de manera que permita una toma de muestras intermitente o continua, los intervalos y profundidades de 0.15 m en estratos homogéneos, con su muestreo o en cada variación de los estratos.

Se aceptará cualquier procedimiento de perforación que proporcione un agujero limpio y estable, antes de insertar el “muestreador” y que garantice que el ensayo de penetración se efectúa sobre suelos esencialmente inalterados.

Después que haya avanzado la perforación hasta la profundidad deseada y que se hayan limpiado los sobrantes de la excavación se prepara el muestreo con la secuencia de operaciones siguientes:

Conéctese la cuchara partida a la tubería de perforación, dejándolo caer suavemente, sin permitir que se introduzca dentro el suelo que va a ser muestreado.

Colóquese el martillo en posición e instálese el yunque en la parte superior de la tubería de perforación.

Déjese en reposo el peso muerto del “muestreador”, tubería y cabezote, sobre el fondo del hueco y aplíquese un golpe de asentamiento. Si se hallan sobrantes excesivos en el fondo del hueco, extráigase el “muestreador” y la tubería para eliminar los sobrantes.

Márquese el extremo superior de la tubería de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.15 m de manera que el avance del “muestreador” bajo el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente para cada incremento de 0.15 m (6”).

Hínquese el “muestreador” con golpes del martillo de 63.5 kg (140 lb), con caída de 0.76 m (30”), cuéntese el número de golpes aplicados a cada incremento de 0.15 m, hasta cuando ocurra una de las siguientes condiciones.

Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0.15 m vistos en el numeral.

Que se haya aplicado un total de 100 golpes para 0.30 m (12”).

Que no se observe avance del “muestreador” mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.

Regístrese el número de golpes-requeridos para efectuar cada 0.15 m (6”) de penetración o de la fracción correspondiente. Se considera que los primeros 0.15 m (6”) son para una penetración de asentamiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer avance de 0.15m de penetración, se llama la “resistencia a la penetración normal” o valor "N".

Si el “muestreador” se introduce menos de 0.45 m (18”), el número de golpes para completar cada incremento de 0.15 m (6”) y para cada incremento parcial deberá anotarse en el registro de la perforación.

Para incrementos parciales, la penetración deberá informarse con aproximación a 25 mm (1”), en adición al número de golpes. Si avanza el “muestreador” por debajo del fondo del hueco bajo el peso estático de la tubería de perforación o bajo el peso de ésta más el peso estático del martillo, deberá anotarse esta información en el registro de la perforación.

La elevación y caída del martillo de 63.5 kilogramos (140 libras), deberá obtenerse empleando cualquiera de los siguientes métodos.

Empleando para la caída del martillo un sistema semiautomático o automático que levante los 63.5 kilogramos (140 libras) del martillo y los deje caer sin ningún obstáculo en  $0.76 \text{ m} \pm 25 \text{ mm}$  ( $30 \pm 1.0''$ ).

Extraer el “muestreador” a la superficie y abra. Regístrese el porcentaje de recuperación o longitud de la muestra recobrada. Descríbase la muestra de suelo recuperado en cuanto a su composición, color, estratificación y condición; colóquense luego una o más partes representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados para el ensayo de humedad, sin que se compacte o distorsione cualquier estratificación aparente.

Séllese cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Pónganse etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad, la cuenta de golpes para cada incremento de 15 mm (6") y la descripción del material. Protéjense las muestras contra cambios extremos de temperatura.

➤ **Ubicación de perforación:**

**Margen Izquierdo.**

Se perforo a 3 metros con las siguientes coordenadas:

$$X = 760053.39$$

$$Y = 9813714.63$$

**Margen derecho.**

Se perforo a 4.50 metros con las siguientes coordenadas:

$$X = 760044.36$$

$$Y = 9813733.7$$

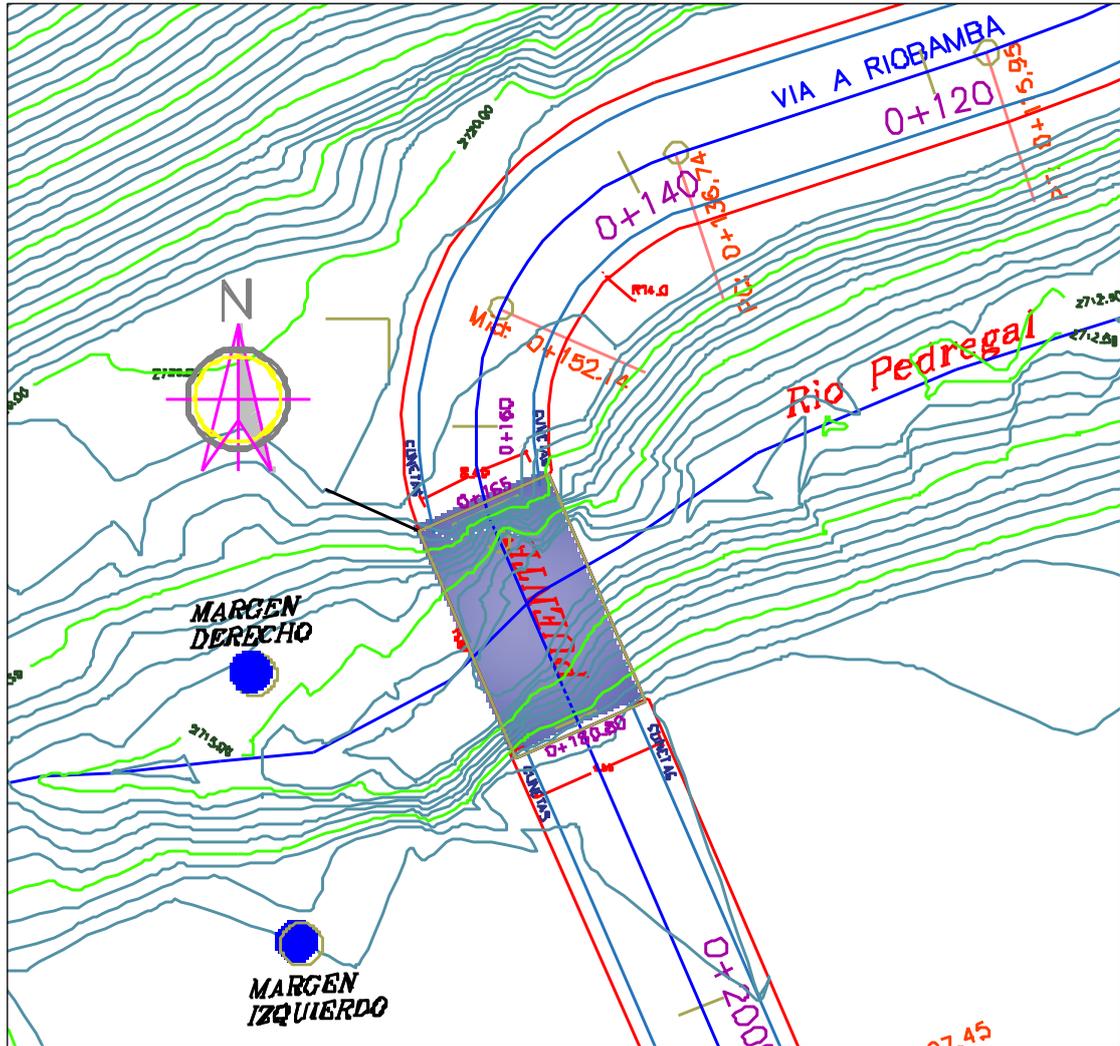


Ilustración 55.- Ubicación de las perforaciones realizadas.

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

➤ **Cálculo y tabulación de resultados:**

**Formula de PECK para calcular Factor de Corrección.**

$$CN = 0.77 * \text{Log} \frac{20}{\frac{\sigma'}{Pa}}$$

CN= Factor de corrección

$\sigma'$ = Presión sobre carga

Pa = Presión Atmosférica = 100KN/m<sup>2</sup>

**Fórmula para calcular Presión sobrecarga (KN/m<sup>2</sup>).**

$$\sigma' = \gamma * H$$

H= Profundidad del ensayo

**6**

**Fórmula para calcular N Corregido para un valor standard de  $\sigma' = 100$  (KN/m<sup>2</sup>).**

$$N_{corr} = CN * N$$

N= Numero de golpes del ensayo

**Corrección de N por longitud de varillaje**

Factor de corrección por longitud de varillaje menor a 4 m es de 0.75

**Fórmula para calcular Capacidad Admisible del suelo  $q_{adm} =$  (KN/m<sup>2</sup>).**

**Fórmula de Bowles  $B > 1.22 m$ .**

$$q_{adm} = 11.98 * N * \frac{3.28*B + 1}{3.28*B}^2 * Fd \frac{Se}{25.4} = B > 1.22 m.$$

Se= Asentamiento tolerable 25 mm según Bowles

$$Fd = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

Df= Profundidad de cimentación

Se utiliza la fórmula de Bowles por que la cimentación va empotrado con el suelo y para base mayores a 1.2 m

## Formula de Peck, Hanson, Thornburn para calcular el Angulo de fricción interna del suelo

$$\phi = 27.1 + 0.3 * N_{corr} - 0.00054 * N_{corr}^2$$

$N_{corr}$  se utiliza para calcular el ángulo de fricción interna del suelo, para verificar si existe o no la variación del ángulo en diferentes profundidades. Si se determina la variación del ángulo de fricción interna del suelo se debe estimar un promedio para el diseño de una cimentación superficial.

## Fórmula para calcular la carga máxima admisible $Q_{adm} = \text{Ton/m}^2$

$$Q_{adm} = q_{adm} * B^2$$

B= Base de la cimentación

$q_{adm}$  = Capacidad admisible del suelo

### ✓ Margen izquierdo:

Tabla 71.- Tabulación de datos de la perforación del ensayo SPT.

Datos a ingresar													
Pa=	100	KN											
Se=	25	mm											
Df=	2,5	m											
		<b>PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL PUENTE PUCTUS</b> <b>REGISTRO DE ENSAYO DE LABORATORIOS DE SUELOS - LABORATORIO UNACH</b> <b>CANTÓN PENIPE - PROVINCIA DE CHIMBORAZO</b>											
		<b>REGISTRO DE LABORATORIO</b> PROPIEDADES MECÁNICAS TIPO DE MUESTRA: Suelo Muestra 1 Margen Izquierdo INFORME No. 1 PERFORACIÓN/MUESTRA: Promedio PROFUNDIDAD: Indicada			<b>INFORMACIÓN DEL PROYECTO</b> INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA PUCTUS UBICACIÓN: YARUQUIES - RIOBAMBA SOLICITANTE: TESISISTAS				<b>CORRELACIONES UTILIZADAS</b> CN: Formula de Peck $q_{adm}$ : Formula de Bowles $\phi$ : Peck, Hanson, Thornburn FECHA: 08/06/2015				
Nivel de Cimentación (m)	Profundidad (m)	N SPT (golpes)	Peso específico efectivo (kN/m <sup>3</sup> )	Presión de Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	CN	N <sub>corr</sub> (golpes)	N <sub>corr</sub> (Long. Varillaje)	B (m)	F <sub>d</sub>	Capacidad Admisible del Suelo (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)		
Muestra 1	0 - 0,60	0,15	2	14,30	2,145	2,29	5	4	3	1,28	3,72	28	
		0,15	4	14,30	2,145	2,29	9	8	3	1,28	7,45	29	
		0,15	7	14,30	2,145	2,29	16	12	3	1,28	13,03	31	
		0,15	9	14,30	2,145	2,29	21	16	3	1,28	16,76	32	
Muestra 2	0,90 - 2,10	0,90	10	14,30	12,87	1,69	17	14	3	1,28	18,62	31	
		1,50	16	14,30	21,45	1,52	24	18	3	1,28	29,79	32	
		2,10	14	14,30	30,03	1,40	20	16	3	1,28	26,06	32	
Muestra 3	2,40 - 3,60	2,40	21	14,30	34,32	1,36	29	22	3	1,28	39,10	33	
		3,00	25	14,30	42,9	1,28	32	24	3	1,28	46,54	34	
		3,60	27	14,30	51,48	1,22	33	26	3	1,28	50,27	35	

Fuente: Realizado por tesisistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 72.- Esfuerzo admisible con el N corregido.

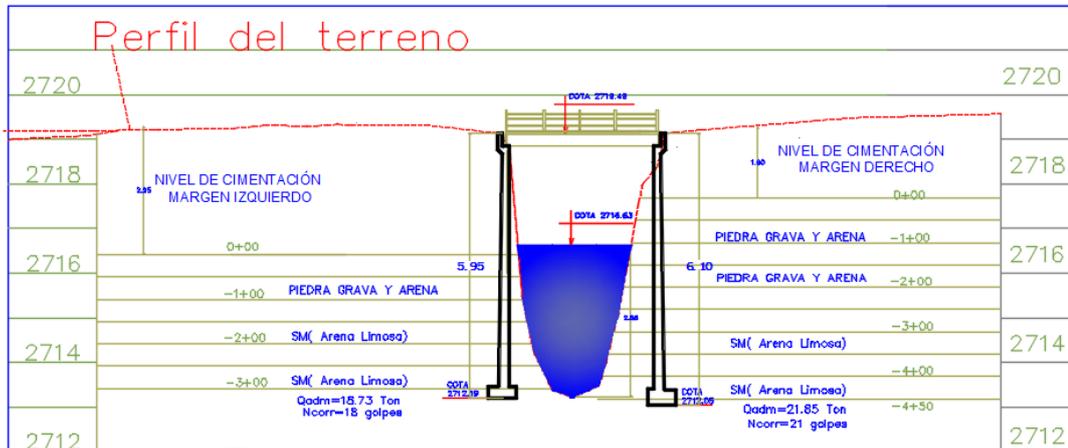
GRAFICA: ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO vs. BASE DE LA CIMENTACIÓN										
Df (m)	NF	Se (m)	N (golpes)	B (m)	Sin NF	Con NF	Sin NF	Con NF	Carga Maxima Admisible	
					q adm (KPa)	q adm (kN/m2)	q adm (ton/m2)	q adm (ton/m2)	Q adm (kN)	Q adm (ton)
2,5	no	25	22	0,50	857,07		87,46		214,27	21,86
				1,00	563,17		57,47		563,17	57,47
				1,20	520,16		53,08		749,03	76,43
				1,50	478,86		48,86		1077,44	109,94
				1,50	478,86		48,86		1077,44	109,94
				2,00	439,27		44,82		1757,08	179,29
				2,10	433,75		44,26		1912,86	195,19
				2,50	416,34		42,48		2602,10	265,52
				3,08	399,47		40,76		3789,50	386,68
				3,30	394,68		40,27		4298,11	438,58



Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

NOMENCLATURA			RESPONSABLE TÉCNICO
Corrección del N SPT	N SPT	Número de golpes de campo	
	CN	Factor de corrección del N SPT	
	Ncorr	Número de golpes corregido = N SPT * CN	
	Ncorr.Lon.Var	Corrección de N por Longitud de Varillaje	
	Se	Asentamiento máximo permitido según Bowles 25 mm	
	φ	Ángulo de fricción interna del suelo	
Curva q adm vs. B	Df	Profundidad de Cimentación	
	Nf	Nivel freático	
	B	Base de la zapata propuesta	
	Q adm	Carga admisible del suelo	
	q adm	Esfuerzo admisible del suelo	
	Sin NF	Sin nivel freático	
	Con NF	Con nivel freático	

PERFIL ESTRATOGRAFICA



✓ Margen derecho.

Tabla 73.- Tabulación de datos de la perforación del ensayo SPT.

Datos a ingresar	
Pa=	100 KN
Se=	25 mm
Df=	3,4 m

 <b>PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA PUCTUS</b> <b>REGISTRO DE ENSAYO DE LABORATORIOS DE SUELOS - LABORATORIO UNACH</b>					
<b>CANTÓN PENIPE - PROVINCIA DE CHIMBORAZO</b>					
REGISTRO DE LABORATORIO		INFORMACIÓN DEL PROYECTO		CORRELACIONES UTILIZADAS	
<b>PROPIEDADES MECÁNICAS</b> TIPO DE MUESTRA: Suelo Muestra 1 Margen Derecho INFORME No. 1 PROFUNDIDAD: Promedio Indicada		INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA PUCTUS UBICACIÓN: YARUQUIES - RIOBAMBA SOLICITANTE: TESISISTAS		CN: Formula de Peck q adm: Formula de Bowles ϕ: Peck, Hanson, Thornburn FECHA: 08/06/2015	

Nivel de Cimentación (m)	Profundidad (m)	N SPT (golpes)	Peso específico efectivo (kN/m3)	Presión de Sobrecarga (kN/m2)	CN	Ncorr (golpes)	Ncorr(Long. Varillaje)	B (m)	Fd	Capacidad Admisible del Suelo (Ton/m2)	ϕ (grados)	
Muestra 1	0 - 0,60	0,15	2	14,30	2,145	2,287	5	4	3,4	1,33	3,80	28
		0,15	5	14,30	2,145	2,287	11	10	3,4	1,33	9,50	30
		0,15	5	14,30	2,145	2,287	11	10	3,4	1,33	9,50	30
		0,15	7	14,30	2,145	2,287	16	12	3,4	1,33	13,30	31
Muestra 2	0,90 - 2,10	0,90	12	14,30	12,87	1,687	20	16	3,4	1,33	22,80	32
		1,50	15	14,30	21,45	1,517	23	18	3,4	1,33	28,50	32
		2,10	15	14,30	30,03	1,404	21	16	3,4	1,33	28,50	32
Muestra 3	2,40 - 3,60	2,40	18	14,30	34,32	1,359	24	18	3,4	1,33	34,20	32
		3,00	18	14,30	42,9	1,285	23	18	3,4	1,33	34,20	32
		3,60	20	14,30	51,48	1,224	24	18	3,4	1,33	38,00	32

Fuente: Realizado por tesisistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 74.- Esfuerzo admisible con el N corregido.

GRAFICA: ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO vs. BASE DE LA CIMENTACIÓN											
Df (m)	NF	Se (m)	N (golpes)	B (m)	Sin NF	Con NF	Sin NF	Con NF	Carga Maxima Admisible		
					q adm (Kpa)	q adm (KPa)	q adm (ton/m2)	q adm (ton/m2)	Q adm (KPa)	Q adm (ton)	
3,4	no	25	18	0,50	731,49		74,64		182,87	18,66	
				1,00	480,65		49,05		480,65	49,05	
				1,20	443,94		45,30		639,28	65,23	
				1,50	408,70		41,70		919,57	93,83	
				1,50	408,70		41,70		919,57	93,83	
				2,00	374,91		38,26		1499,63	153,02	
				2,10	370,20		37,78		1632,58	166,59	
				2,50	355,33		36,26		2220,83	226,62	
				3,00	342,57		34,96		3083,17	314,610	
				3,30	336,853		34,37		3668,33	374,32	

Fuente: Realizado por tesisistas Chela Richard y Guamán Pedro.

NOMENCLATURA			RESPONSABLE TÉCNICO
Corrección del N SPT	N SPT	Número de golpes de campo	
	CN	Factor de corrección del N SPT	
	Ncorr	Número de golpes corregido =N SPT*CN	
	Ncorr.Lon.Var	Corrección de N por Longitud de Varillaje	
	Se	Asentamiento maximo permitido según Bowles 25 mm	
	ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo	
Curva q adm vs. B	Df	Profundidad de Cimentación	
	Nf	Nivel freático	
	B	Base de la zapata propuesta	
	Q adm	Carga admisible del suelo	
	q adm	Esfuerzo admisible del suelo	
	Sin NF	Sin nivel freático	
	Con NF	Con nivel freático	

#### **9.4.2. Estudio del tráfico promedio diario anual (TPDA) de tramo que corresponde al puente sobre la quebrada Puctus.**

La clasificación se lo realizó bajo los siguientes conceptos de los vehículos.

**Livianos.-** Son vehículos que pueden transportar hasta cinco personas, de dos ejes con tracción sencilla y en las cuatro ruedas, así como también camionetas con cajón y camiones livianos de reparto con capacidad de carga de 910 Kg.

**Buses.-** Son vehículos pesados, de 6 llantas con capacidad superior a 30 asientos, tienen dos o más ejes, destinados al transporte de pasajeros, o cualquier vehículo de servicio público con capacidad de carga de 1500 Kg.

**Pesados.-** Vehículo pesado de 6 a 12 llantas con capacidad superior a 3 toneladas, destinados al transporte de mercadería y carga, poseen uno o más ejes sencillos de doble llanta, pueden ser camiones, remolques y semirremolques.

##### **9.4.2.1. Aforo de tráfico.**

Es un procedimiento de conteo que permite determinar la cantidad de vehículos que circula por una determinada sección de la vía en un periodo de tiempo definido.

##### **9.4.2.2. Sentidos de circulación vehicular.**

Trayectorias del vehículo que se debe tomarse en cuenta el momento del aforamiento.

Para nuestro caso los giros que se han considerado son 2 los cuales son:

Tabla 75.Sentido de circulación vehicular.

FOTOGRAFIA	DIRECCION
	<p>RIOBAMBA- BARRIO PEDREGAL</p>
	<p>BARRIO PEDREGAL- RIOBAMBA-</p>

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

### 9.4.2.3. Identificación de los puntos de aforo.

La estación de conteo se realizará en el puente de la quebrada Puctus, el cual se encuentra emplazado en la vía al barrio El Pedregal.



*Ilustración 56.- Puntos de conteo.*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro*

#### **9.4.2.4. Aforo de tráfico promedio anual.**

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

Para las proyecciones del tráfico utilizaremos las siguientes consideraciones.

**TPDA futuro (proyectado).**- Es el TPDA actual proyectado en el número de años de la vida útil de la vía y dependerá de la tasa de crecimiento o índice de crecimiento vehicular.

$$TPDA_{futuro} = TPDA_{actual} * (1 + i)^n$$

*i: Tasa de crecimiento vehicular*

*n: Periodo de proyección (años)*

**Tráfico desviado.**- Equivale al 0.20% del TPDA proyectado.

$$Tráfico\ desviado\ Td = 0.20 * Tp$$

**Tráfico generado.**- Equivale al 0.25% del TPDA proyectado.

$$\text{Tráfico generado } Tg = 0.25 * Tp$$

**Tráfico Promedio Diario Anual Proyectado.**- Considerado tráfico del proyecto ya que es este tráfico el que se usará para los diseños.

$$TPDA = Tp + Td + Tg$$

#### 9.4.2.5. Horarios de aforo vehicular.

Para calcular el TPDA del proyecto, se realizó el conteo de tráfico durante 8 días, los cuales fueron los días con los siguientes horarios del 2015.

Tabla 76.- Horario de aforo vehicular

DIAS	HORARIO
Lunes 27 de abril Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:00
Martes 28 de abril Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:01
Jueves 30 de abril Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:02
Viernes 1 de mayo Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:03
Lunes 4 de mayo Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:04
Martes 5 de mayo Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:05
Miercoles 6 de mayo Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:06
Sabado 9 de mayo Barrio <b>EL PEDREGAL</b>	06:00 - 18:07

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

### 9.4.2.6. Formatos de aforo vehicular.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR							
	PROVINCIA:	CHIMBORAZO	FECHA DE CONTEO:		VIERNES 1 DE MAYO 2015		
	CIUDAD:	RIOBAMBA	FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES		
	COMUNIDAD:	BARRIO EL PEDREGAL	RESPONSABLES:				
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES		
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		
	→	←	→	←	→	←	
N°	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00 a 7:00	159	189	1	0	0	0	
7:00 a 8:00	200	190	1	1	0	0	
8:00 a 6:45	99	56	2	0	0	0	
9:00 a 10:00	75	95	0	0	0	0	
10:00 a 11:00	71	97	0	0	0	0	
11:00 a 12:00	123	101	0	0	0	0	
12:00 a 13:00	98	110	3	1	0	0	
13:00 a 14:00	95	71	0	0	0	0	
14:00 a 15:00	78	87	1	0	0	0	
15:00 a 16:00	76	61	1	0	0	0	
16:00 a 17:00	60	44	3	0	0	0	
17:00 a 18:00	30	41	1	0	0	0	
TOTAL	1164	1142	13	2	0	0	

### 9.4.2.7. Vehículo de diseño.

Entre las clasificaciones de vehículos se tiene a la clasificación de la AASHTO, la cual está en base a la distribución del tránsito por tipos de vehículos predominantes en la mayor parte de los Estados Unidos, por lo que no es muy apropiado utilizarlo en nuestro medio.

Para nuestro país Ecuador el Ministerio de Obras Públicas, clasifica los vehículos de la siguiente manera:

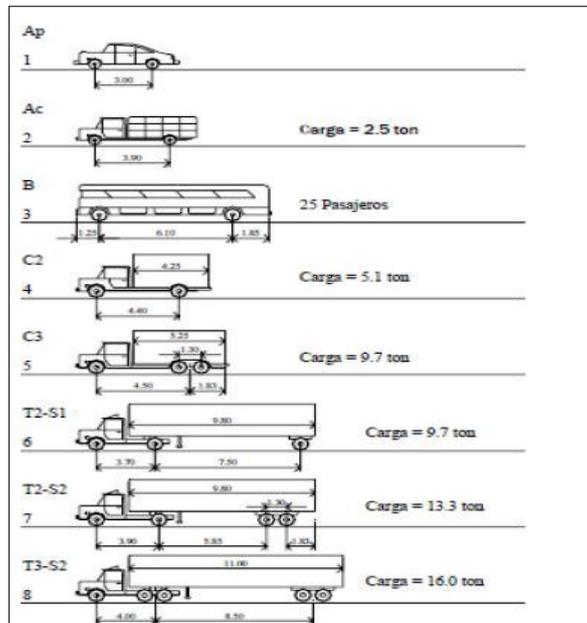


Ilustración 57.- Tabla de vehículo de diseño según el MOP.  
Fuente: Moop

### 9.4.2.8. Clasificación de la vía según el MTOP.

Para el diseño de carreteras en el país, se recomienda la clasificación en función del pronóstico de tráfico que se muestra en la tabla 2 basada en el cuadro III – I del libro de normas y diseño geométrico de carreteras emitido por el MTOP.

Tabla 77.- Tabla de clasificación de la carretera según el MOOP

CLASE DE CARRETERA	T.P.D.A.
R-I o R-II	Más de 8000
I	De 3000 a 8000
<b>II</b>	<b>De 1000 a 3000</b>
III	De 300 a 1000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

Fuente: Moop

### 9.4.2.9. Cálculo del tráfico promedio diario anual proyectado.

Datos obtenidos del TPDA actual.

A continuación se presenta todos los conteos manuales realizados diariamente de los 8 días.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
	PROVINCIA:		CHIMBORAZO	FECHA DE CONTEO:		UNES 27 DE ABRIL 2013		
	CIUDAD:		RIOBAMBA	FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES		
	COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL	RESPONSABLES:				
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES			
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO			
	→ ←		→ ←		→ ←			
N°		RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	155	178	7	3	0	0
7:00	a	8:00	160	210	4	4	0	0
8:00	a	6:45	98	54	0	0	0	0
9:00	a	10:00	122	62	1	0	0	0
10:00	a	11:00	102	65	0	0	0	0
11:00	a	12:00	93	109	0	0	0	0
12:00	a	13:00	80	156	1	3	0	0
13:00	a	14:00	70	133	1	0	0	0
14:00	a	15:00	84	78	1	0	0	0
15:00	a	16:00	105	25	1	1	0	0
16:00	a	17:00	60	44	1	0	0	0
17:00	a	18:00	50	23	1	2	0	0
TOTAL			1179	1137	18	13	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
	PROVINCIA:		CHIMBORAZO		FECHA DE CONTEO:		MARTES 28 DE ABRIL 2016	
	CIUDAD:		RIOBAMBA		FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
	COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL		RESPONSABLES:			
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES			
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO			
	→ ←		→ ←		→ ←			
N°	RIOBAMBA - PEDREGAL		PEDREGAL-RIOBAMBA		RIOBAMBA - PEDREGAL		PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	200	256	2	0	0	0
7:00	a	8:00	125	104	2	2	0	0
8:00	a	6:45	95	75	1	0	0	0
9:00	a	10:00	105	62	1	0	0	0
10:00	a	11:00	89	95	0	0	0	0
11:00	a	12:00	99	103	0	0	0	0
12:00	a	13:00	121	101	3	1	0	0
13:00	a	14:00	100	107	2	0	0	0
14:00	a	15:00	115	55	2	0	0	0
15:00	a	16:00	69	59	1	1	0	0
16:00	a	17:00	50	54	0	0	0	0
17:00	a	18:00	50	22	0	0	0	0
TOTAL			1218	1093	14	4	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
	PROVINCIA:		CHIMBORAZO		FECHA DE CONTEO:		JUEVES 30 DE ABRIL 2016	
	CIUDAD:		RIOBAMBA		FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
	COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL		RESPONSABLES:			
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES			
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO			
	→ ←		→ ←		→ ←			
N°	RIOBAMBA - PEDREGAL		PEDREGAL-RIOBAMBA		RIOBAMBA - PEDREGAL		PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	97	96	0	0	0	0
7:00	a	8:00	87	95	1	0	0	0
8:00	a	6:45	125	104	1	0	0	0
9:00	a	10:00	95	75	0	1	0	0
10:00	a	11:00	105	62	0	1	0	0
11:00	a	12:00	89	95	1	0	0	0
12:00	a	13:00	99	103	0	0	0	0
13:00	a	14:00	121	101	1	0	0	0
14:00	a	15:00	100	107	2	0	0	0
15:00	a	16:00	115	55	2	0	0	0
16:00	a	17:00	69	59	0	1	0	0
17:00	a	18:00	20	26	0	1	0	0
TOTAL			1122	978	8	4	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
	PROVINCIA:		CHIMBORAZO		FECHA DE CONTEO:		VIERNES 1 DE MAYO 2016	
	CIUDAD:		RIOBAMBA		FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
	COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL		RESPONSABLES:			
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES			
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO			
	→ ←		→ ←		→ ←			
N°	RIOBAMBA - PEDREGAL		PEDREGAL-RIOBAMBA		RIOBAMBA - PEDREGAL		PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	159	189	1	0	0	0
7:00	a	8:00	200	190	1	1	0	0
8:00	a	6:45	99	56	2	0	0	0
9:00	a	10:00	75	95	0	0	0	0
10:00	a	11:00	71	97	0	0	0	0
11:00	a	12:00	123	101	0	0	0	0
12:00	a	13:00	98	110	3	1	0	0
13:00	a	14:00	95	71	0	0	0	0
14:00	a	15:00	78	87	1	0	0	0
15:00	a	16:00	76	61	1	0	0	0
16:00	a	17:00	60	44	3	0	0	0
17:00	a	18:00	30	41	1	0	0	0
TOTAL			1164	1142	13	2	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
		PROVINCIA:		CHIMBORAZO	FECHA DE CONTEO:		LUNES 4 DE MAYO 2015	
		CIUDAD:		RIOBAMBA	FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
		COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL	RESPONSABLES:			
INTERVALO			LVIANOS		PESADOS		BUSES	
			GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO	
		→ ←		→ ←		→ ←		
N°		RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	151	165	0	0	0	0
7:00	a	8:00	178	192	1	0	0	0
8:00	a	6:45	108	80	2	2	0	0
9:00	a	10:00	95	75	1	0	0	0
10:00	a	11:00	85	82	0	0	0	0
11:00	a	12:00	100	84	0	0	0	0
12:00	a	13:00	150	148	0	0	0	0
13:00	a	14:00	169	69	2	1	0	0
14:00	a	15:00	97	84	1	0	0	0
15:00	a	16:00	65	65	0	0	0	0
16:00	a	17:00	60	46	0	0	0	0
17:00	a	18:00	40	28	0	1	0	0
TOTAL			1298	1118	7	4	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
		PROVINCIA:		CHIMBORAZO	FECHA DE CONTEO:		MARTES 5 DE MAYO 2015	
		CIUDAD:		RIOBAMBA	FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
		COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL	RESPONSABLES:			
INTERVALO			LVIANOS		PESADOS		BUSES	
			GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO	
		→ ←		→ ←		→ ←		
N°		RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	200	151	0	1	0	0
7:00	a	8:00	198	145	2	0	0	0
8:00	a	6:45	75	85	1	0	0	0
9:00	a	10:00	100	70	0	0	0	0
10:00	a	11:00	98	69	0	0	0	0
11:00	a	12:00	88	98	0	0	0	0
12:00	a	13:00	170	149	0	0	0	0
13:00	a	14:00	79	55	2	2	0	0
14:00	a	15:00	87	77	1	2	0	0
15:00	a	16:00	55	75	0	1	0	0
16:00	a	17:00	60	45	0	0	0	0
17:00	a	18:00	40	45	1	0	0	0
TOTAL			1250	1064	7	6	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
		PROVINCIA:		CHIMBORAZO	FECHA DE CONTEO:		MIERCOLES 6 DE MAYO 2015	
		CIUDAD:		RIOBAMBA	FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
		COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL	RESPONSABLES:			
INTERVALO			LVIANOS		PESADOS		BUSES	
			GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO	
		→ ←		→ ←		→ ←		
N°		RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	
6:00	a	7:00	156	189	0	0	0	0
7:00	a	8:00	156	178	0	0	0	0
8:00	a	6:45	165	100	1	1	0	0
9:00	a	10:00	144	100	2	1	0	0
10:00	a	11:00	66	34	1	2	0	0
11:00	a	12:00	60	50	0	0	0	0
12:00	a	13:00	100	91	0	0	0	0
13:00	a	14:00	40	40	1	1	0	0
14:00	a	15:00	167	198	1	0	0	0
15:00	a	16:00	178	154	0	0	0	0
16:00	a	17:00	178	166	0	0	0	0
17:00	a	18:00	25	25	1	1	0	0
TOTAL			1435	1325	7	6	0	0

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - DATOS DE CONTEO VEHICULAR								
	PROVINCIA:		CHIMBORAZO		FECHA DE CONTEO:		SABADO 9 DE MAYO 2015	
	CIUDAD:		RIOBAMBA		FISCALIZA:		ING OSCAR PAREDES	
	COMUNIDAD:		BARRIO EL PEDREGAL		RESPONSABLES:			
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES		TOTAL	
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO			
	→	←	→	←	→	←		
N°	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA	RIOBAMBA - PEDREGAL	PEDREGAL-RIOBAMBA		
6:00	a	7:00	156	189	2	1	0	0
7:00	a	8:00	156	178	3	1	0	0
8:00	a	6:45	165	100	1	1	0	0
9:00	a	10:00	144	100	2	1	0	0
10:00	a	11:00	66	34	0	0	0	0
11:00	a	12:00	60	50	0	0	0	0
12:00	a	13:00	100	91	0	0	0	0
13:00	a	14:00	167	198	0	0	0	0
14:00	a	15:00	178	154	3	2	0	0
15:00	a	16:00	178	166	2	1	0	0
16:00	a	17:00	189	178	2	1	0	0
17:00	a	18:00	167	190	1	1	0	0
TOTAL			1726	1628	16	9	0	0

#### 9.4.2.10. Resúmenes de los datos obtenidos del TPDA actual.

Esta tabla se representa el tráfico total de los 8 días y los vehículos/día.

Tabla 78.- Resumen de los datos obtenidos del TPDA actual.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO - CÁLCULO DEL TPDA								
	PROVINCIA:		CHIMBORAZO		FECHA:			
	CIUDAD:		RIOBAMBA		FISCALIZA:			ING OSCAR PAREDES
	SECTOR:		BARRIO EL PEDREGAL		RESPONSABLES:			
INTERVALO	LIVIANOS		PESADOS		BUSES		TOTAL	
	GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO		GIROS EN EL TRAMO			
	→	←	→	←	→	←		
DÍAS	RIOBAMBA-PEDREGAL	RIOBAMBA-PEDREGAL	RIOBAMBA-PEDREGAL	RIOBAMBA-PEDREGAL	RIOBAMBA-PEDREGAL	RIOBAMBA-PEDREGAL		
Lunes	1178	1137	18	13	0	0	2347	
Martes	1218	1093	14	4	0	0	2329	
JUEVES	1122	978	8	4	0	0	2112	
Viernes	1164	1142	13	2	0	0	2321	
Lunes	1298	1118	7	4	0	0	2427	
Martes	1280	1084	7	8	0	0	2369	
Miércoles	1438	1328	7	8	0	0	2773	
Sábado	1726	1628	16	9	0	0	3379	
PROMEDIO	1299	1186	11	6	0	0	2502	

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro

El volumen de tráfico total es 2502 vehículos.

#### 9.4.2.11. Proyección del tpda actual a tpda proyectado.

Según los términos de referencia para la elaboración de este estudio, el tráfico deberá ser proyectado para 50 años, se proyectará el tráfico actual, mediante el empleo de tasas de crecimiento vehicular.

Las Tasas de Crecimiento Anual de Tráfico Vehicular para la Provincia de Chimborazo son:

Tabla 79.- Tasa de crecimiento vehicular por tipos.

TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR POR TIPOS			
PERIODO	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES
2010– 2015	3.87	1.32	3.27
2016 - 2020	3.44	1.17	2.90
2021 - 2025	3.10	1.05	2.61
2026 - 2030	2.82	0.96	2.35

Fuente: Ministerio de transportes y obras publicas

A continuación se observa el resultado que se utilizará para el cálculo del TPDA.

Tabla 80.- Proyección del tpda actual a tpda proyectado.

TIPO DE VEHÍCULO		TRÁFICO ACTUAL	FACTOR DE CONVERSIÓN	VEHÍCULO DE DISEÑO
PESADOS	LIVIANO	2485	0,25	621
	BUSES	0	1	0
	CAMIONES	17	1,5	26
	TRAILERS	0	2,5	0
<b>TOTAL</b>				<b>647</b>

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

El vehículo de diseño para livianos es 621 Veh/día.

El vehículo de diseño para camiones es 26 Veh/día.

Con estos valores se procederá al calcular el TPDA.

<b><u>VEHÍCULO DE DISEÑO LIVIANOS</u></b>	621	Vehículos
<b>TRÁFICO ACTUAL (Ta)</b>	621	Vehiculos/día
Tráfico Proyectado (Tp): $Tp = Ta (1+i)^n$		
<b>TRÁFICO PROYECTADO (Tp)</b>	3370	Vehiculos/día
Tráfico Desviado (Td) = $0.20 * Tp$		
<b>TRÁFICO DESVIADO (Td)</b>	674	Vehiculos/día
Tráfico Generado (Tg) = $0.25 * Tp$		
<b>TRÁFICO GENERADO (Tg)</b>	842	Vehiculos/día

**TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)**

$$TPDA = Tp + Td + Tg$$

**TPDA LIVIANOS                      4886                      Vehiculos/día**

**VEHÍCULO DE DISEÑO PESADOS**                      0                      Vehículos

**TRÁFICO ACTUAL (Ta)**                      0                      Vehiculos/día

Tráfico Proyectado (Tp):  $Tp = Ta (1+i)^n$

**TRÁFICO PROYECTADO (Tp)**                      0                      Vehiculos/día

Tráfico Desviado (Td) =  $0.20 * Tp$

**TRÁFICO DESVIADO (Td)**                      0                      Vehiculos/día

Tráfico Generado (Tg) =  $0.25 * Tp$

**TRÁFICO GENERADO (Tg)**                      0                      Vehiculos/día

**TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)**

$$TPDA = Tp + Td + Tg$$

**TPDA PESADOS BUSES                      0                      Vehiculos/día**

<b><u>VEHÍCULO DE DISEÑO PESADOS</u></b>	26	Vehículos
<b>TRÁFICO ACTUAL (Ta)</b>	26	Vehiculos/día
Tráfico Proyectado (Tp): $Tp = Ta (1+i)^n$		
<b>TRÁFICO PROYECTADO (Tp)</b>	108	Vehiculos/día
Tráfico Desviado (Td) = $0.20 * Tp$		
<b>TRÁFICO DESVIADO (Td)</b>	22	Vehiculos/día
Tráfico Generado (Tg) = $0.25 * Tp$		
<b>TRÁFICO GENERADO (Tg)</b>	27	Vehiculos/día

**TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)**

$$TPDA = Tp + Td + Tg$$

**TPDA PESADOS CAMIONES            157            Vehiculos/día**

$$TPDA\ TOTAL = LIVIANOS + BUSES + CAMIONES$$

$$TPDA\ TOTAL = 4886 + 0 + 157$$

**TPDA TOTAL = 5043 VEHICULOS/DIA (diseño para 50 años)**

**9.4.2.12. Categorización de la vía.**

La clasificación de la carretera se hace en función del tráfico proyectado de acuerdo al siguiente cuadro de las normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P. Del cuadro de clasificación de carreteras se puede observar que este caso corresponde a una carretera tipo I, ya que el T.P.D.A. se encuentra dentro del rango de **5043** veh/día.

Tabla 81.- Clasificación de carreteras en función del Tráfico proyectado.

CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS EN FUNCIÓN DEL TRAFICO PROYECTADO	
CLASE DE CARRETERA	TRAFICO PROYECTADO (T.P.D.A)
R-I O R-II	Más de 8000
<b>I</b>	<b>De 3000 - 8000</b>
II	De 1000 - 3000
III	De 300 - 1000
IV	De 100 - 300
V	Menos de 100

Fuente: Elaborado por MTOP.

Según el MTOP para el criterio de las bases de la estructura de la red vial del país, se presenta la relación entre la función jerárquica y la clasificación de las carreteras.

El proyecto vial en estudio se encuentra dentro del rango de las vías Arteriales.

#### 9.4.2.13. Determinación del ancho de calzada.

Para determinar el ancho de la calzada utilizamos las tablas del MOP (valores de diseño recomendados para carreteras de dos carriles y caminos vecinales de construcción)

El dato proporcionado del TPDA para un periodo de 50 años es de 5043 vehículos/día, determina según el MOP en una vía de Clase I con un ancho de calzada absoluto de 7.30m, con espaldones de 3 mt, y aceras de 0.60 m es decir que la calzada mide 11.50 m. **Ver anexo 3**

### **9.4.3. Estudio hidrológico del puente sobre la quebrada Puctus.**

#### **9.4.3.1. Localización del Proyecto.**

La sub cuenca de la quebrada “PUCTUS” se sitúa al noroeste de la ciudad de Riobamba – Provincia Chimborazo, ubicada en el sector de Yaruquies con coordenadas **X:** 76005770 **Y:** 9`813727.71 y una altitud de 2717 m.s.n.m tomadas con G.P.S. (Ver Anexo B) presenta un esquema de la localización general de la cuenca de la quebrada “PUCTUS”.

#### **9.4.3.2. Red Hidrográfica.**

El territorio compromete drenajes de tres micro cuencas (Q. Cachihuaycu – Q. Cachatan – Q. Ugshapamba) que están articuladas en el espacio biocultural definido con los actores locales. La Q. Ugshapamba a su vez compromete drenajes 9 micro cuencas (Q. Amula – Quinche – Cashaloma – Q. Cacha – Limapamba – Amulag – Gaubug – Gualaquiz – La Puntilla), que disponen de una importante red fluvial que alimenta fundamentalmente a la cuenca del Rio Chibunga; y por ende a la quebrada Puctus. Características geomorfológicas de la cuenca

En Yaruquies se puede visualizar con bastante claridad una zona alta (montañoso), con alturas que van desde los 2821 m.s.n.m hasta los 3517 m.s.n.m, los cuales en su mayoría son utilizados para cultivos por parte de los moradores del sector, obteniendo un dato importante para nuestro análisis hidrológico. Además es considerado como un suelo arenoso.

Tiene un clima templado interandino con una temperatura promedio de 14°C, la precipitación media anual varía de 250 a 500mm con una humedad de 67.27%.

### 9.4.3.3. Delimitación del área de influencia de la cuenca.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia, que caen sobre ella, tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La cuenca hidrográfica constituye la unidad de gestión del recurso hidráulico, y por definición es el territorio donde las aguas fluyen al mar a través de una red de cauces que convergen en uno principal, o bien el territorio en donde el agua forma una unidad autónoma o diferenciada de otras, aún sin que desemboque en el mar.

Tradicionalmente, la delimitación de cuencas se ha realizado mediante la interpretación de los mapas cartográficos. Este proceso ha ido evolucionando con la tecnología; hoy en día, con los sistemas de información geográfica y los Modelo Digitales de Elevación se puede delimitar el área de escurrimiento en forma sencilla.

Tabla 82.- Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos.

<b>Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos.</b>		
<b>UNIDAD HIDROLÓGICA</b>	<b>AREA (Km2)</b>	<b>NUMERO DE ORDEN</b>
Micro cuenca	10-100	1,2,3
Sub cuenca	101-700	4,5
Cuenca	Más de 700	6 o mas

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

El área del micro cuenca que se obtiene es de:

$$A = 14630496.50 \text{ m}^2$$

$$A = 1463.04965 \text{ hectáreas}$$

$$A = 14,63 \text{ km}^2.$$

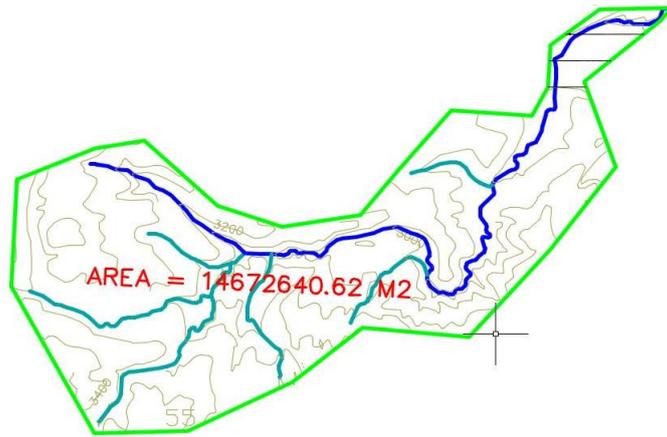


Ilustración 58.- Área del micro cuenca.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

#### 9.4.3.4. Determinación de la longitud del cauce del río.

Para obtener la longitud del río más alejado de la cuenca, utilizamos el AUTOCAD y medimos cada uno de los ríos por los que está compuesto el micro cuenca, obteniendo de esta manera:

L 10109.11 m

**L = 10.11 Km**

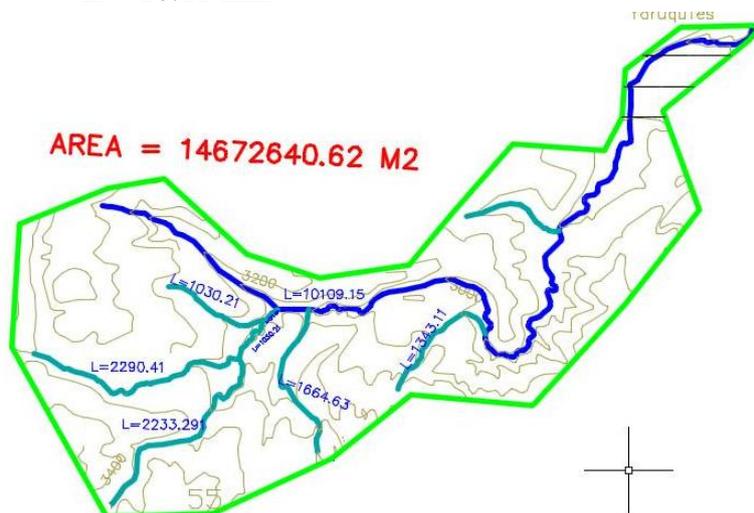


Ilustración 59.- Longitud del cauce del río.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

#### 9.4.3.5. Cálculo del coeficiente de forma de Horton (kf).

Este factor indica la tendencia de la cuenca a las crecientes.

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

Dónde:

A: área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

L: longitud del cauce principal km

$$Kf = \frac{14.63 \text{ km}^2}{10.11 \text{ km}^2}$$

$$Kf = 0,14$$

Este factor nos indica el tipo de cuenca, en el cual no se produce crecidas de magnitudes considerables ( $Kf < 1$ ) por ende no es propensa a concentrar el escurrimiento de una lluvia.

#### 9.4.3.6. Cálculo del índice de alargamiento.

Este índice propuesto por Horton relaciona la longitud máxima (Lm) encontrada en la cuenca medida en sentido del río principal y en el ancho máximo (B) medido en la cuenca en sentido perpendicular.

$$INDICE_{ALARGAMIENTO} = \frac{Lm}{B}$$

Dónde:

Lm = Longitud máxima encontrada en el sentido del río principal en m.

B = Ancho máximo de la cuenca en m.

Cuando  $I_A$  es mayor a 1, se trata de cuencas alargadas y para valores cercanos a uno, se trata de una cuenca cuya densidad de drenaje presenta forma de abanico y puede tenerse un río principal corto.

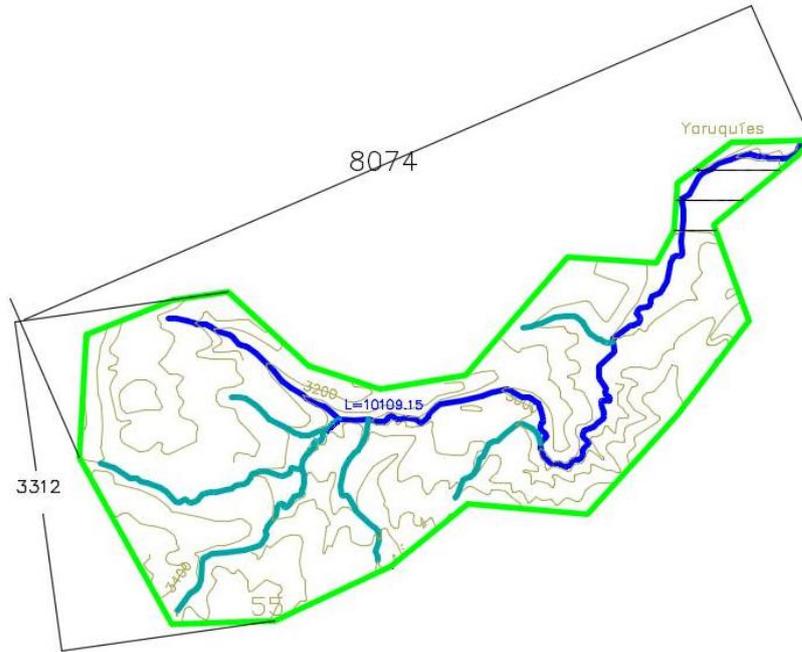


Ilustración 60.- Índice de alargamiento.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

$$I_A = \frac{8074m}{3312m}$$

$$I_A = 2.44$$

Como  $I_A$  es  $> 1$  la cuenca de la quebrada Puctus es ligeramente alargada.

#### 9.4.3.7. Cálculo de la pendiente de la cuenca.

Para determinar la pendiente de la cuenca de la quebrada Puctus se utilizó el método de Horton:

$$P_{vert} = \frac{n \cdot e}{I_{vert}}$$

Dónde:

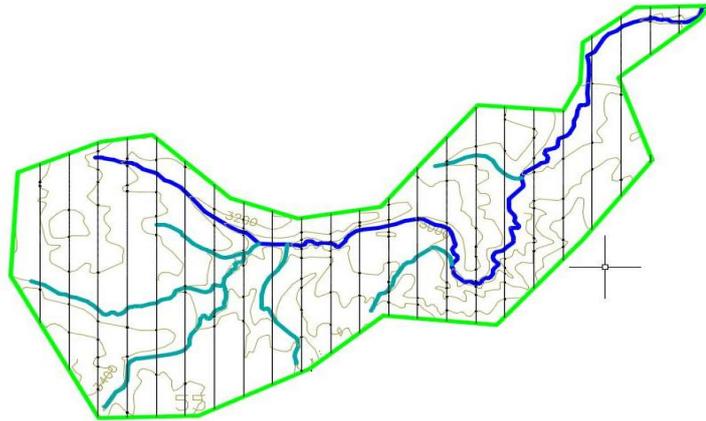
$n$  = número de intersecciones de curvas de nivel con los ejes verticales.

$e$  = equidistancia entre curvas de nivel (metros)

$I_{vert}$  = suma de las longitudes de las verticales de la cuadrícula (metros).

➤ **Medida de la pendiente en sentido vertical.**

Contamos los puntos de intersección de las líneas verticales con cualquier curva de nivel. Medimos la longitud de los tramos verticales de la rejilla dentro de los límites de la cuenca. Medida de la pendiente en sentido vertical.

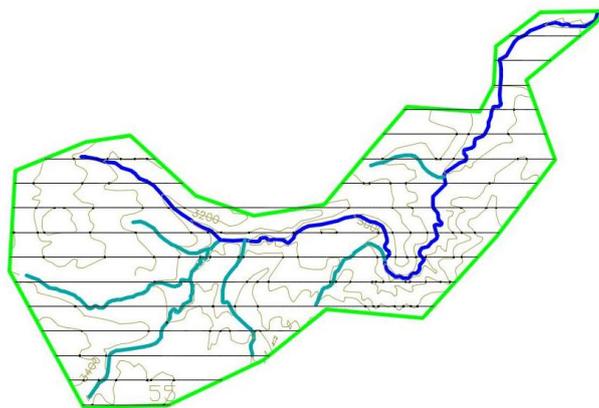


*Ilustración 61.- Pendiente en sentido vertical.*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

$$P_{vert} = \frac{116 * 300}{48386.97} = 0.70$$

➤ **Medida de la pendiente en sentido horizontal.**



*Ilustración 62.- Pendiente en sentido horizontal.*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

Medida de pendiente en sentido horizontal.

$$P_{horiz} = \frac{101 * 300}{47621.11} = 0,63$$

➤ **Cálculo de la pendiente media de la cuenca**

Hacemos simplemente la media de las dos anteriores (que en este ejemplo son curiosamente similares):

$$P_{media\ de\ la\ cuenca} = \frac{0,30 + 0,31}{2} = 0,305$$

**9.4.3.8. Coeficiente de Escorrentía de la cuenca de la Quebrada Puctus**

Se conoce como coeficiente de escorrentía a la relación entre el índice de escorrentía y la precipitación anual.

Tabla 83.- Cuadro de variables para coeficiente de escorrentía.

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		> 50%	50% - 20%	20% - 8%	8% - 1%	< 1%
VEGETACION	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,60
	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 VEGETACION 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
URBANA 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 VEGETACION DENSA	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: H.C.P.CH.

Debido a que es una zona de vegetación densa y a más de esto es un suelo permeable el coeficiente de escorrentía para estas características de suelo con una pendiente de 66 % es de 0,25

#### **9.4.3.9. Cálculo del Caudal Máximo de Precipitación.**

Con la ayuda de las tablas del INAMHI se puede determinar las intensidades máximas de lluvia.

$$I_{TR} = 170.39 t^{-0.5052} I_{d_{TR}} \text{ si } 5 \text{ min} < t < 23 \text{ min.}$$

$$I_{TR} = 515.76 t^{-0.8594} I_{d_{TR}} \text{ si } 23 \text{ min} < t < 1440 \text{ min.}$$

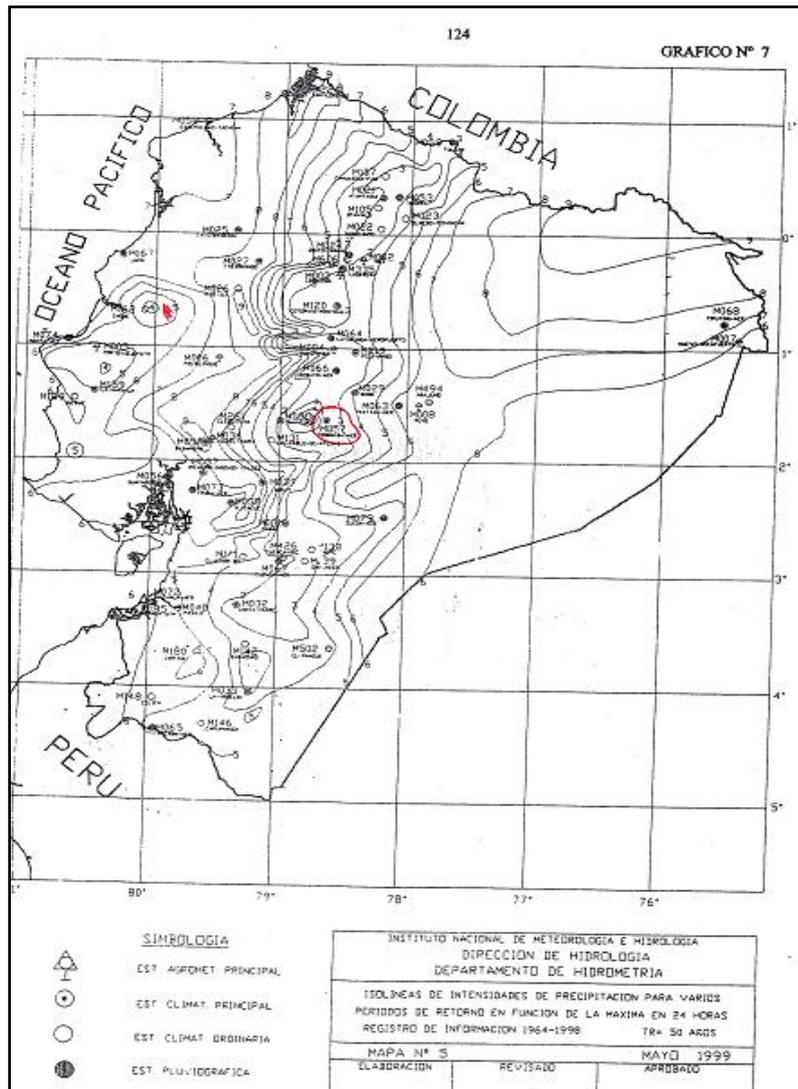
Dónde:

$I_{TR}$ : Intensidad máxima de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h,

$I_{d_{TR}}$ : Intensidad máxima diaria en mm/h para un periodo de retorno dado.

t: Tiempo de duración de la lluvia en minutos.

Las intensidades máximas diarias  $I_{d_{TR}}$ , se determinan de los mapas de isolíneas correspondientes.



*Ilustración 63 Mapa de Isolíneas.*

*Fuente: INAMHI*

Como se puede observar en el gráfico de las isolíneas para un periodo de retorno de 50 años tenemos una  $I_{TR}=3$  mm/h.

De igual manera podemos obtener las  $I_{TR}$  a diferentes periodos de retorno, observando las tablas de las isolíneas especificadas para cada periodo de retorno.

#### 9.4.3.10. Tiempo de Concentración (Tc):

El tiempo de concentración Tc de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca.

Existen varias formas para calcular el tiempo de concentración entre una de ellas tenemos por la siguiente formula:

$$Tc = 3,989 * L^{0,77} * J^{-0,385}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración (minutos)

L= Longitud del rio más alejado de la cuenca (Km)

J = Pendiente media del curso principal.

J = (cota mayor-cota menor)/longitud del rio más alejado de la cuenca.

$$J = \frac{3400-2735}{10109.11} = 0,066$$

$$Tc = 3,989 * 12,11^{0,77} * 0,066^{-0,385}$$

$$Tc = 77.51 \text{ minutos}$$

#### 9.4.3.11. Cálculo de la intensidad Máxima de Precipitación para cualquier periodo de retorno.

Para el cálculo del  $I_{TR}$  = Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h.

$$I_{TR} = 515,76 * t^{-0,8594} * Id_{TR}$$

Si 23 minutos < t < 1440 min

$$I_{TR} = 36,80 \text{ mm/h}$$

#### 9.4.3.12. Determinación del Caudal Máximo de la cuenca.

Aplicación de la Fórmula de Bürkli-Ziegler.

Su aplicación puede ser útil en zonas de bastante extensión, por ejemplo de área superior a 200 Ha.

$$Q=3,90 \cdot A \cdot Im \cdot C \cdot (J/A)^{1/4}$$

Dónde:

Q es el caudal, en l/s.

A es la superficie de la cuenca, en Ha.

Im es la intensidad de la lluvia, en mm.

C es el coeficiente de escorrentía.

J es la pendiente

$$Q = 3,90 * 1463,05 * 36.80 * 0,20 * (0,66/1463.05)^{1/4}$$

$$Q = 6120.30 \text{ lts/seg}$$

$$Q = 6.12/ \text{ m}^3/\text{seg}.$$

#### 9.4.3.13. Simulación en el software “Hec-ras” del estudio hidrológico.

Para el funcionamiento de HEC-RAS debemos aportar dos tipos de datos: geométricos y de caudales. Los datos geométricos fundamentales son diversas secciones transversales a lo largo del cauce. Los caudales para evaluar el efecto producido por un caudal máximo para un periodo de retorno dado.

$I_{dTR}$  encontrados en las isolíneas de la cuenca en estudio.

- **TR= 5 años.** La isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es  $I_{dTR} = 2$  mm/h.
- **TR=10 años.** Interpolando, la isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es  $I_{dTR} = 2.25$  mm/h.
- **TR=25 años.** En la cuenca en estudio atraviesan las isolíneas 2 y 3, entonces en este caso utilizaremos el promedio quedando un  $I_{dTR} = 2.5$  mm/h.
- **TR= 50 años.** La isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es  $I_{dTR} = 3$  mm/h.

Así tenemos los siguientes datos para el cálculo del ITR.

L =	10.11	Km
A =	14.63	km <sup>2</sup>
J =	0.066	%

Obteniendo así los siguientes resultados.

Tabla 84.- Resumen de cálculo del ITR.

TR (años)	$I_{dTR}$ (mm/h)	Tc (min)	$I_{TR}$ (mm/h)
5	2	77.51	24.53
10	2.25		27.60
25	2.5		30.67
50	3		36.80

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

➤ **Caudales para diferentes periodos de retorno.**

Para el cálculo de los caudales en los diferentes periodos de retorno se utilizara la fórmula de Bürkli-Ziegler.

$$Q = 3,90 \cdot A \cdot ITR \cdot C \cdot (S/A)^{1/4}$$

Donde:

Q = es el caudal máximo a la salida de la cuenca, en l/s.

A= es la superficie de la cuenca, en Ha.

ITR= es la intensidad de la lluvia en (mm/h).

C= es el coeficiente de escorrentía.

S= es la pendiente de la cuenca

Cálculo del periodo de retorno:

- Para un periodo de retorno de 5 AÑOS

$$Q = 3.9 * 3151.029 \text{ hec} * 24.53 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.20 * \left(\frac{0.66}{1463.05}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{max}} = 4079.65 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max}} = 4.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para un tiempo de retorno = 10 AÑOS

$$Q = 3.9 * 3151.029 \text{ hec} * 27.60 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.20 * \left(\frac{0.66}{1463.05}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{max}} = 4590.23 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max}} = 4.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para un tiempo de retorno = 25 AÑOS

$$Q = 3.9 * 3151.029 \text{ hec} * 30.67 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.20 * \left(\frac{0.66}{1463.05}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{max}} = 5100.81 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max}} = 5.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para un tiempo de retorno = 50 AÑOS

$$Q = 3.9 * 1463.05 \text{ hec} * 35.28 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.20 * \left(\frac{0.66}{1463.05}\right)^{1/4}$$

$$Q_{max} = 6120.30 \text{ l/s}$$

$$Q_{max} = 6.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 85.- Tabla de resumen del caudal máximo´.

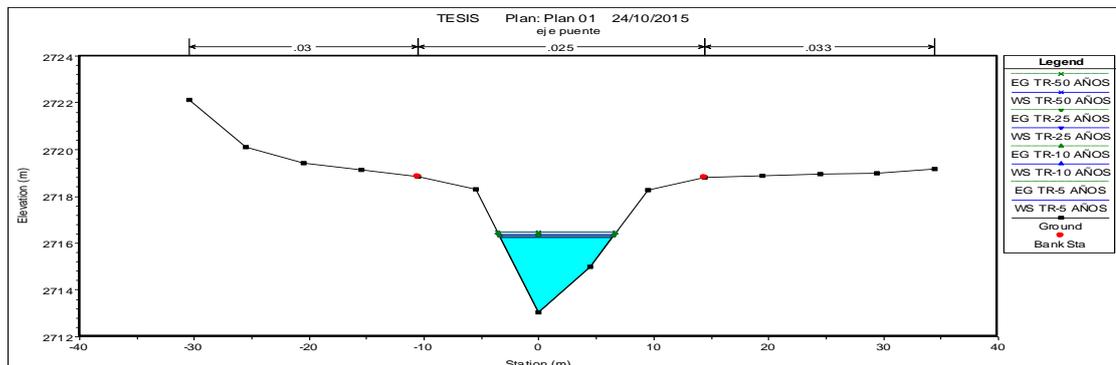
TR (años)	CAUDAL MAXIMO(lt/s)	CAUDAL MAXIMO(m3/s)
5	4079.65	4.08
10	4590.23	4.59
25	5100.81	5.10
50	6120.30	6.12

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

### ➤ Secciones transversales de la Quebrada Puctus Simulación Con El Programa Hec-Ras.

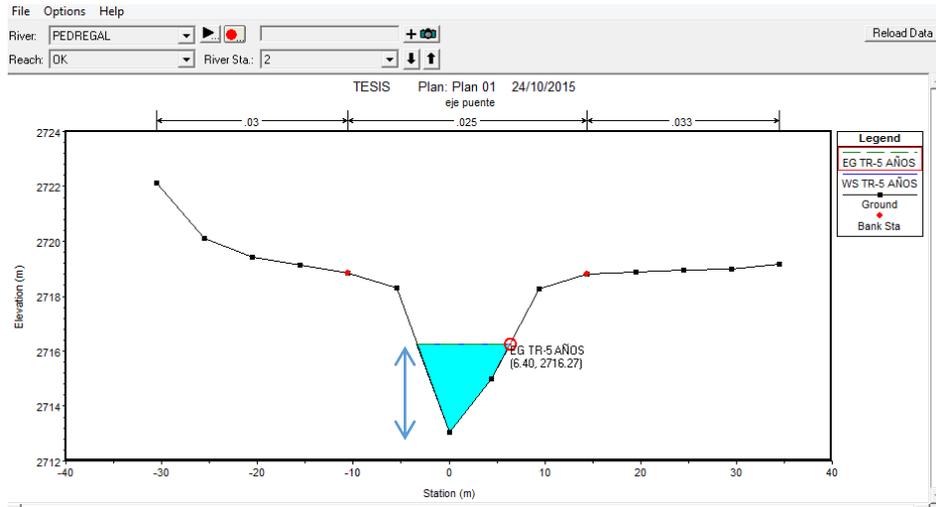
HEC-RAS es un modelo unidimensional para los perfiles de la superficie del agua de computación para el estado de equilibrio o flujo gradualmente variado. HEC-RAS compatible con las redes de canales y es capaz de modelar perfiles de régimen de flujo subcrítico, supercrítico, y se mezcló. HEC-RAS es capaz de modelo obstrucciones en la trayectoria de flujo.

Tabla 86.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de los 4 periodos (5, 10, 25 y 50) años.



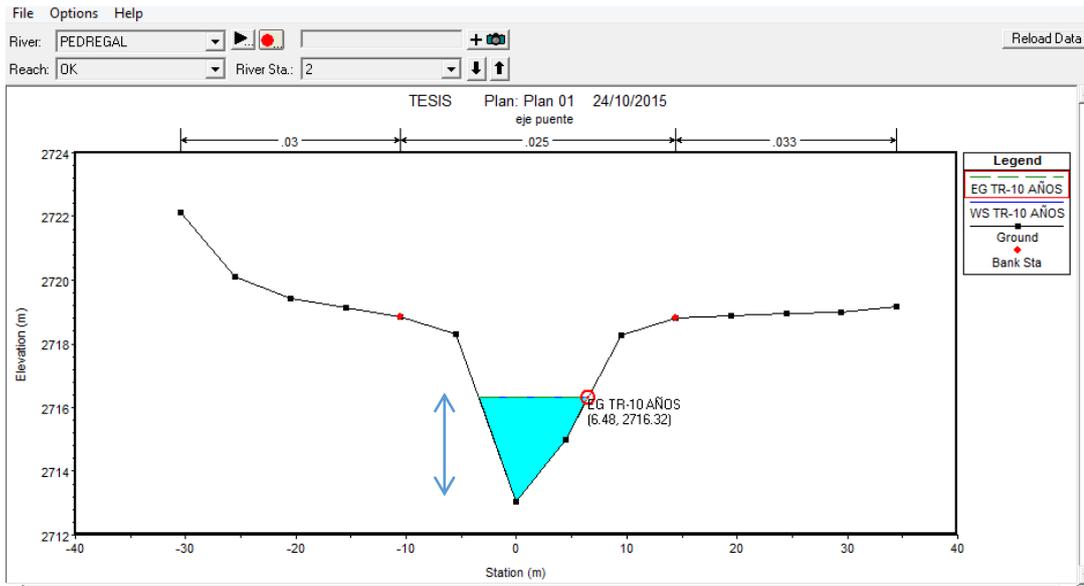
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 87.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de 5 años.



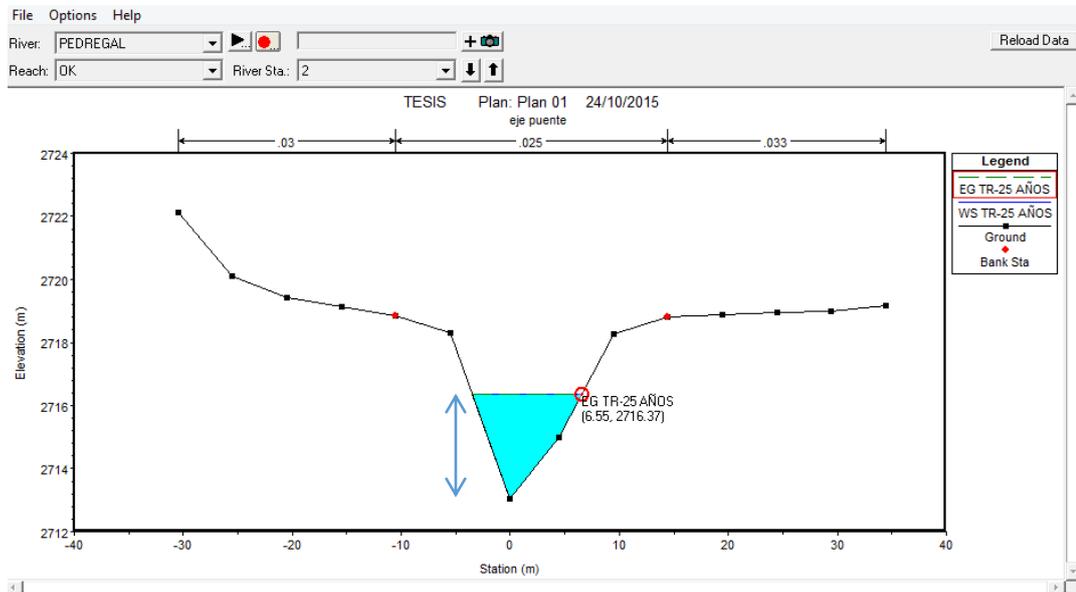
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 88.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus “Eje del Puente” en un Periodo de Retorno de 10 años.



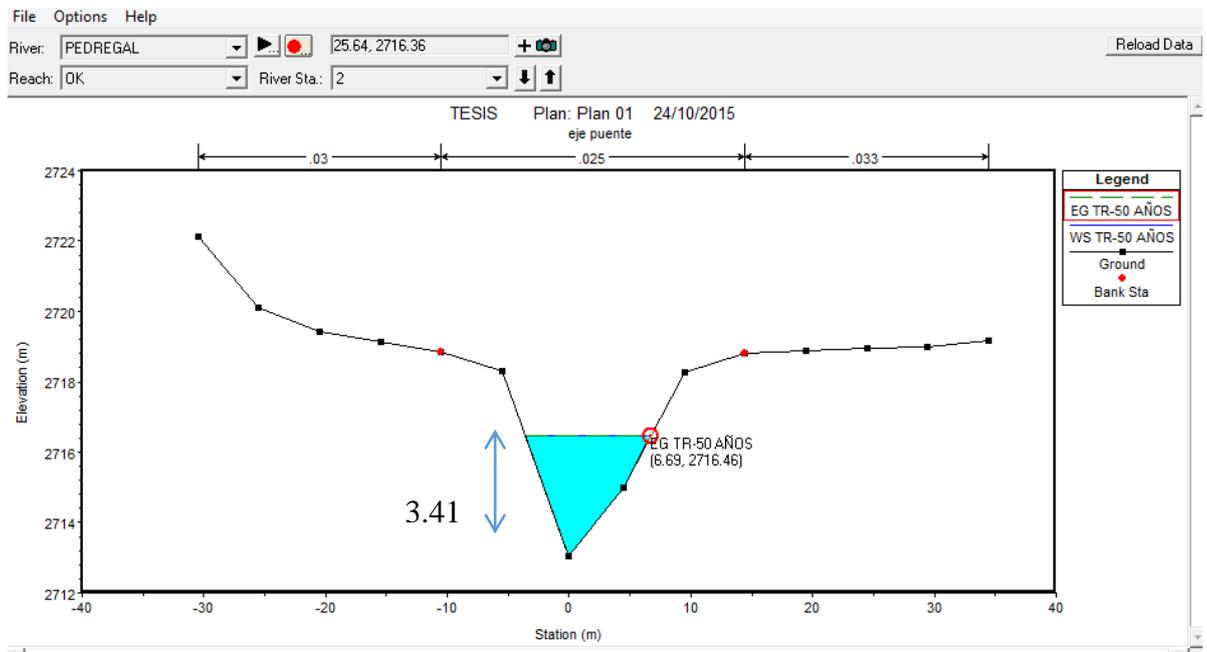
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 89.- Sección Transversal de la Quebrada Puctus "Eje del Puente" en un Periodo de Retorno de 25 años.



Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 90.- Sección transversal de la Quebrada Puctus "Eje del Puente" en un Periodo de Retorno de 50 años.



Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Nota: El Galibo en la actualidad es de 6.24 metros cuando tenemos un caudal de 0, por lo que en un periodo de retorno de 50 años el caudal máximo va a ser de  $6.12 \text{ m}^3/\text{s}$ , simulando en el programa Hec-ras vamos a tener una altura de inundación en este periodo de 3.41 m, el cual no afecta a nuestro proyecto ya que tendremos un galibo de 2.86 m.

#### **9.4.4. Memoria de diseño estructural del puente.**

##### **9.4.4.1. CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA (ALTERNATIVA 1):**

###### **9.4.4.1.1. Diseño del tablero**

Para el diseño del tablero se tomaron las siguientes consideraciones:

El ancho de calzada se determinó en el estudio de tráfico en función del TPDA y a los parámetros establecidos en las tablas del MTOP (**VER ANEXO C**). El ancho de calzada determinado es de 10.30 m incluido los espaldones. Para el ancho total del tablero se incluyen las aceras y barandas mínimas que son: baranda=0.20m; acera=0.40m, por lo tanto se tiene un ancho total de 11.50 m.

En base a la topografía y el estudio de socavación se considera conveniente la construcción de un puente de 17 m de luz, con vigas de concreto reforzado empotradas a la losa.

A continuación se presenta los datos necesarios para el diseño del tablero:

- ✚ Luz de puente: 17 m
- ✚ Ancho de calzada: 10.30 m
- ✚ Ancho total tablero: 11.50 m
- ✚ Capa de rodadura: 5 cm
- ✚  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

### 🚧 Determinación del número de Vigas y espaciamiento

Para controlar la armadura que se va a colocar se deberá determinar a la cantidad de vigas necesarias para soportar la estructura del tablero. Asumiendo que se colocarán 4 vigas se tiene:

$$S = \frac{11.50 \text{ m}}{4 \text{ espacios}} = 2.88 \text{ m} \rightarrow \text{asumimos } 2.90 \text{ m}$$

$$\frac{S}{2} = \frac{2.90 \text{ m}}{2} = 1.45 \text{ m} \rightarrow \text{asumimos } 1.40 \text{ m}$$

Según la AASHTO STANDARD el ancho de los volados debe ser  $S/2$ , para controlar efectos de torsión que produce el volado. Se tiene que la losa es uniforme, es decir, no presenta irregularidades en su forma ni usos especiales (paso de alcantarilla), por lo tanto bastará con 4 vigas distribuido a lo largo del tablero.

### 🚧 Determinación del Ancho de la viga y $S^*$ .

Debido a que la viga aún no está diseñada se recomienda utilizar un ancho de acuerdo al siguiente un criterio práctico:

$$30 \text{ cm} \leq b \leq 50 \text{ cm}$$

El ancho de viga adoptado es de 40 cm.

Como el tablero es de hormigón armado se diseñará con la condición de empotrado, por lo tanto:

$$S^* = (2.90 - 0.40 \text{ m}) = 2.50 \text{ m.}$$

#### ✚ Espesor de losa

Para controlar las deflexiones y otras deformaciones que podrían afectar adversamente la funcionalidad de la estructura, la norma AASHTO STANDARD recomienda un espesor mínimo:

$$t_{min} = \frac{S^* + 3.05}{30} \geq 17 \text{ cm}$$

$$t_{min} = \frac{2.50 + 3.05}{30}$$

$$t_{min} = 0.19\text{m}$$

$$t_{asumido} = 0.20\text{m}$$

El  $t_{min}$  se obtiene 0.19m por lo que se asume de 0.20 m.

#### 9.4.4.1.1. Análisis de carga muerta

- **Peso propio losa**

$$P_{losa} = 1.40\text{m} * 0.2\text{m} * 17 \text{ m} * 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$P_{losa} = 9.79 \text{ T}$$

- **Peso propio de carpeta de rodadura**

$$P_{carpeta} = 0.120 \text{ T} - m^2$$

- **Peso propio de aceras**

$$P_{losa} = 0.40\text{m} * 0.2\text{m} * 17 \text{ m} * 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$P_{aceras} = 3.26 \text{ T}$$

- **Peso propio barandas**

$$P_{barandas} = \frac{0.15 \text{ T} - m}{2} * 17 \text{ m}$$

$$P_{barandas} = 1.28 \text{ T}$$

- **Peso Total carga muerta volado izquierdo.**

$$\Sigma P = P \text{ losa} + P \text{ baranda} + P \text{ acera}$$

$$\Sigma P = \frac{9.79 T + 1.28 T + 3.26 T}{1.40m * 17 m}$$

$$\Sigma P = 0.60 T - m^2$$

$$P_{Total} = 0.60 T - m^2 + 0.120 T - m^2$$

$$P_{Total} = 0.72 T - m^2$$

- **Peso Total carga muerta tramo intermedio.**

$$P_{losa} = 0.2m * 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$P_{losa} = 0.48 \frac{T}{m^2}$$

$$P_{Total} = P_{losa} + \text{Carpeta rodadura}$$

$$P_{Total} = 0.48 T - m^2 + 0.120 T - m^2$$

$$P_{Total} = 0.60 T - m^2$$

#### 9.4.4.1.1.2. Cálculo de momentos en la losa

Para calcular los momentos se ha considerado a la losa en dos tramos, el primer tramo consiste en el volado y en este caso son dos diseños similares en ambos volados, el segundo tramo es el central que para su diseño se considera el tramo de s\*.

- **Momento en el Tramo Central**

- **Momento por carga muerta**

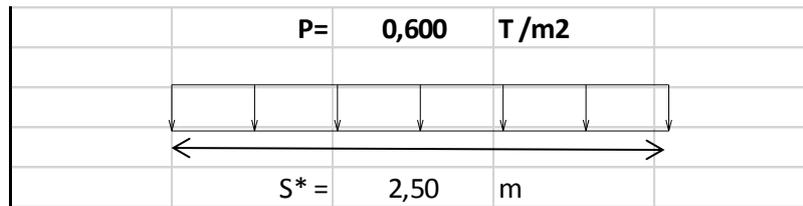


Ilustración 64.- Carga en la losa del tramo central.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

$$M_{cm} = \frac{P_{Total} * (S^*)^2}{10}$$

$$M_{cm} = \frac{0.60 * (2.50)^2}{10}$$

$$M_{cm} = 0.38 T - m$$

- **Cálculo del impacto**

$$I = \frac{15.24}{38.1 + L} < 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{38.1 + 17}$$

$$I = 0.28 \text{ Ok}$$

- **Momento por carga viva**

$$M_{cv+I} = \frac{S^* + 0.61}{9.75} * 0.80 * P * I$$

$$M_{cv+I} = \frac{2.50 + 0.61}{9.75} * 0.80 * 8.72 * 1.28$$

$$M_{cv+I} = 2.85 T - m$$

- **Cálculo del Momento último**

$$Mu = 1.3 \left( M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv+I} \right)$$

$$Mu = 1.3 \left( 0.38 + \frac{5}{3} * 2.85 \right)$$

$$Mu = 6.66 \text{ T - m}$$

➤ Cálculo del momento en el volado, primera condición.

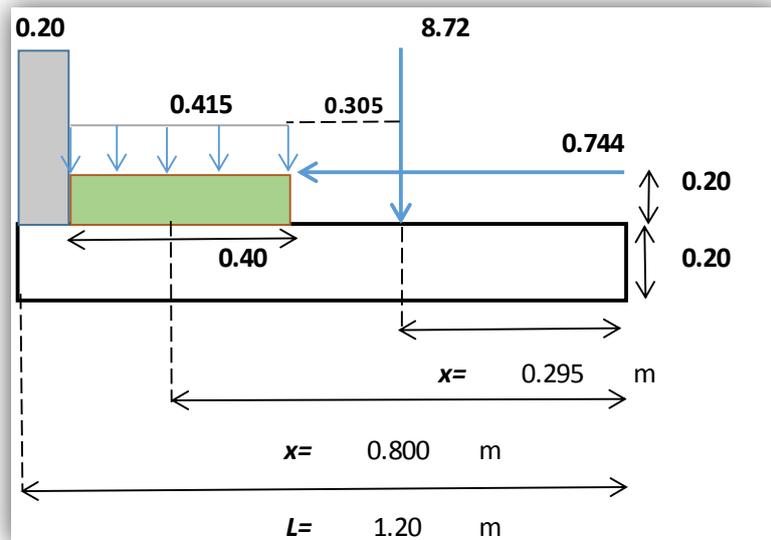


Ilustración 65.- Cargas actuantes en el volado, primera condición.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

• Momento por carga muerta

$$M_{cm} = \frac{P_{Total} * (L)^2}{2}$$

$$M_{cm} = \frac{0.72 * (1.20)^2}{2}$$

$$M_{cm} = 0.52 \text{ T - m}$$

• Momento por carga viva

$$M_v = P * X * I$$

$$M_{cv} = 8.72 * 0.295 * 1.28$$

$$M_{cv} = 3.29 \text{ T - m}$$

$$E = 0.8 * X + 1.143$$

$$E = 0.8 * 0.295 + 1.143$$

$$E = 1.38$$

$$MCV = \frac{Mcv}{E}$$

$$MCV = \frac{3.29}{1.38}$$

$$MCV = 2.39 T - m$$

- Momento producido por la acera

$$M \text{ acera} = 0.415 * 0.40 * 0.8$$

$$M \text{ acera} = 0.13 T - m$$

- Momento producido por el andem

$$M \text{ andem} = 0.744 * \frac{0.20}{2} + 0.20$$

$$M \text{ andem} = 0.22 T - m$$

- Momento de carga viva total

$$MCV_{TOTAL} = MCV + M \text{ acera} + M \text{ andem} = 2.39 + 0.13 + 0.22$$

$$MCV_{TOTAL} = 2.74 T - m$$

- Momento último

$$M u = 1.3 * (Mcm + \frac{5}{3} * MCV \text{ Total})$$

$$M u = 1.3 * (0.52 + \frac{5}{3} * 2.74)$$

$$M u = 6.62 T - m$$

➤ **Cálculo del momento en el volado, segunda condición.**

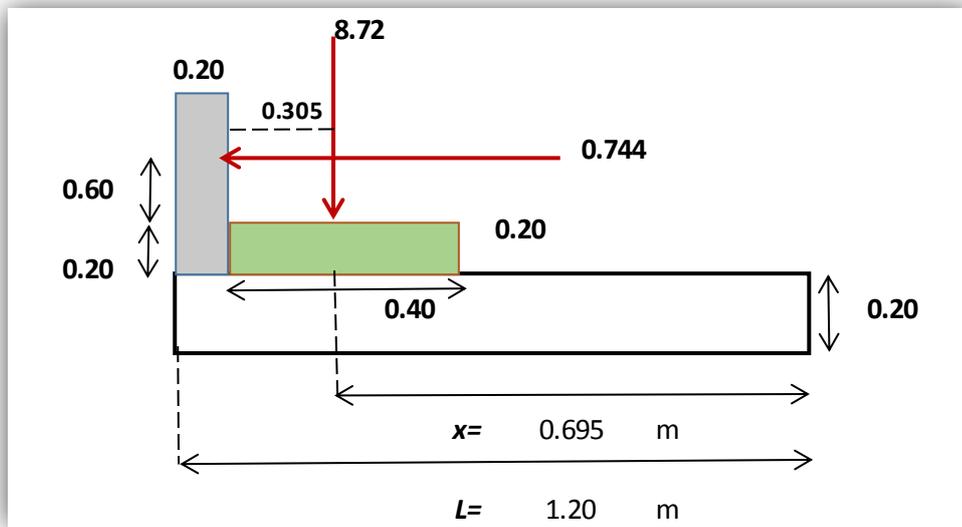


Ilustración 66.- Cargas que actúan en el volado. Segunda condición.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

• **Momento por carga viva**

$$M_{cv} = P * X * I$$

$$+M_{cv} = 8.72 * 0.695 * 1.28$$

$$M_{cv} = 7.76 \text{ T - m}$$

$$E = 0.8 * X + 1.143$$

$$E = 0.8 * 0.695 + 1.143$$

$$E = 1.70$$

$$MCV = \frac{M_{cv}}{E}$$

$$MCV = \frac{7.76}{1.70}$$

$$MCV = 4.57 \text{ T - m}$$

• **Momento producido por el andem**

$$M_{andem} = 0.744 * \frac{0.20}{2} + 0.20 + 0.60$$

$$M_{andem} = 0.67 \text{ T-m}$$

- Cálculo del momento último.

$$M_u = 1.3(M_{cm} + M_{CV} + M_{andem})$$

$$M_u = 1.3(0.52 + 4.57 + 0.67)$$

$$M_u = 7.48 \text{ T-m}$$

- Comparación de momento 1 y 2

$$\opl� \text{ Mu condición 1: } Mu = 6.62 \text{ T-m}$$

$$\opl� \text{ Mu condición 2: } Mu = 7.48 \text{ T-m}$$

- *Cuando uno de los dos momentos supera al otro en 50% considero el momento menor.*
- *Con el momento mayor se diseña el volado.*

$$M_{\text{volado asumido}} = 7.48 \text{ T-m}$$

Para el volador derecho los momentos son los mismo del momento izquierdo, por lo tanto el diseño son los mismos.

#### 9.4.4.1.1.3. Cálculo del acero de refuerzo en losa

El cálculo del acero de refuerzo se realiza para 1 m<sup>2</sup> de tablero.

- Cálculo de “d”

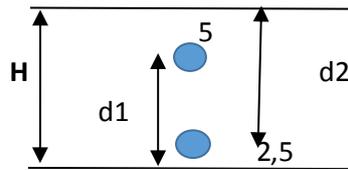


Ilustración 67.- Esquema del acero y recubrimiento.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

**$H = \text{espesor de losa} = 0.20 \text{ m}$**

Asumiendo  $\varnothing$  16 mm y recubrimiento d superior de 5cm e inferior de 2.5 se tiene:

$$d1 = h - r - \frac{\varnothing}{2}$$

$$d1 = 20 - 5 - \frac{1.6}{2}$$

$$d1 = 14.20 \text{ cm}$$

$$d2 = 20 - 2.5 - \frac{1.6}{2}$$

$$d = 16.70 \text{ cm}$$

Se escoge el peralte menor  **$d = 14.20\text{cm}$** .

#### ✚ Cálculo del As de tramo

- Cálculo del coeficiente “k”

$$K = \frac{Mu}{\varnothing * f'c * b * d^2}$$

$$K = \frac{6.66 * 100000}{0.9 * 280 * 100 * 14.20^2}$$

$$K = 0.131$$

- Calculo del coeficiente “q”

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * K}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.131}}{1.18}$$

$$q = 0.1431$$

- Calculo de “ρ”

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.1431 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0095$$

- Calculo del “As”

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0095 * 100 * 14.20$$

$$As = 13.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

- Calculo del acero de repartición

$$As \text{ repartición} = \frac{121}{S^*} < 67\%$$

$$As \text{ repartición} = \frac{121}{2.50} = 76.53\% \rightarrow \text{asumo } 67\%$$

$$As \text{ repartición} = 0.67 * As \text{ col} = 0.67 * (7 * 2.01 \text{ cm}^2)$$

$$As \text{ repartición} = 9.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \emptyset 16 \text{ mm}$$

- Cálculo del acero de temperatura

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 * b * t$$

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_s \text{ temp} = 3.60 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 10\text{mm}$$

- ✚ Cálculo del  $A_s$  del volado derecho.

- Cálculo del coeficiente “k”

$$K = \frac{Mu}{\phi * f_c * b * d^2}$$

$$K = \frac{7.48 * 100000}{0.9 * 280 * 100 * 14.20^2}$$

$$K = 0.14$$

- Cálculo del coeficiente “q”

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * K}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.148}}{1.18}$$

$$q = 0.154$$

- Cálculo de “ $\rho$ ”

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.154 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0103$$

- **Calculo del "As"**

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0103 * 100 * 14.20$$

$$As = 14.58 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

Como el peralte es calculado con diámetro de 16 mm se necesitan 7Ø16mm para cubrir el As del volado.

Este armado servirá para los 2 volados debido a que los momentos son iguales las condiciones.

- **Calculo del acero de repartición**

$$As \text{ repartición} = \frac{121}{S^*} < 67\%$$

$$As \text{ repartición} = \frac{121}{2.50} = 76.53\% \rightarrow \text{asumo } 67\%$$

$$As \text{ repartición} = 0.67 * As \text{ col} = 0.67 * (7 * 2.01 \text{ cm}^2)$$

$$As \text{ repartición} = 9.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

- **Calculo del acero de temperatura**

$$As \text{ temp} = 0.0018 * b * t$$

$$As \text{ temp} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$As \text{ temp} = 3.60 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

El armado del tablero se observarán en el ANEXO 'H'.

#### 9.4.4.1.2. Diseño de viga interior y exterior

##### 9.4.4.1.2.1. Diseño a flexión de viga interior

Para el diseño estructural de las vigas del puente el análisis se desarrollara como vigas tipo "T".

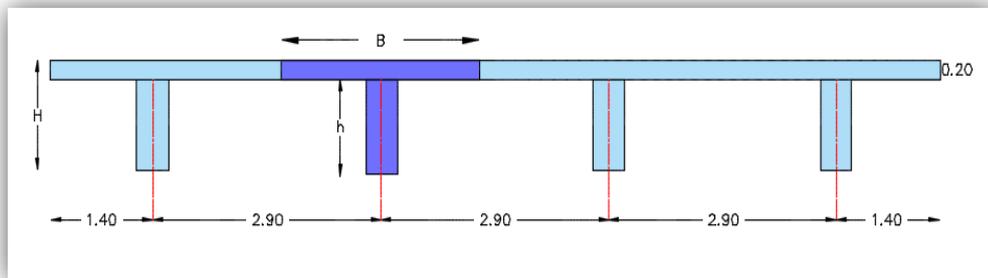


Ilustración 68.- Viga interior tipo T.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

#### ✚ Ancho efectivo

$$B \leq \frac{L}{12t + b} = \frac{17}{12 * 0.20 + 0.4} = \frac{17}{2.90} = 4.25$$

**Asumimos el menor B = 2.80 m.**

#### ✚ Peralte mínimo

$$h_{min} = \frac{L + 2.75}{18} * 1.1 = \frac{17 + 2.75}{18} * 1.1 = 1.20 \text{ m}$$

**h<sub>min</sub> = 1.20 m.**

## ✚ Análisis de carga muerta

- **Tablero**

$$W_{\text{tablero}} = B * t * \gamma$$
$$W_{\text{tablero}} = 2.80 * 0.20 * 2.4$$
$$W_{\text{tablero}} = 1.34 \text{ T/m}$$

- **Aceras:**

$$W_{\text{aceras}} = \frac{2 * \text{ancho} * e_{\text{acera}} * \gamma}{\# \text{vigas}}$$
$$W_{\text{aceras}} = \frac{2 * 0.60 * 0.2 * 2.4}{4}$$
$$W_{\text{aceras}} = 0.156 \text{ T/m}$$

- **Pasamanos:**

$$W_{\text{pasamanos}} = \frac{\text{Carga}}{\# \text{vigas}}$$
$$W_{\text{pasamanos}} = \frac{0.150}{4}$$
$$W_{\text{pasamanos}} = 0.038 \text{ T/m}$$

- **Capa de rodadura:**

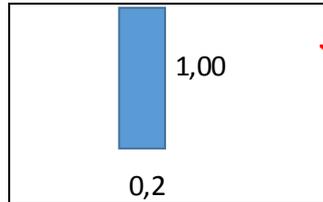
$$W_{\text{capa de rodadura}} = \text{carga} * B$$
$$W_{\text{capa de rodadura}} = 0.120 * 2.80$$
$$W = 0.336 \text{ T/m}$$

- **Peso propio de vigas:**

$$W_{\text{peso propio}} = b * h * 1 \text{ m} * \gamma$$
$$h = h_{\text{min}} - t = 1.20 \text{ m} - 0.20 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$$
$$W_{\text{peso propio}} = 0.40 * 1.00 * 1 * 2.4$$
$$W_{\text{peso propio}} = 0.96 \text{ T/m.}$$

- **Peso propio de los diafragmas.**

Asumimos las medidas: 1m x 0.20m, siempre y cuando no supere la altura de la viga. Colocar 1 diafragma una en 8.50 m y 1 en cada apoyo.



*Ilustración 69.- Dimensiones asumidas del diafragma.*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

$$W \text{ diafragma} = b * h * e * \gamma$$

$$W \text{ diafragma} = 2.50(1.00 * 0.20 * 2.4) = 1.20 \text{ T -m}$$

$$M = \frac{W \text{ diafragma} * L}{4} = \frac{1.20 \text{ T} * 17 \text{ m}}{4} = 5.10 \text{ T - m}$$

$$M = \frac{q * L^2}{8} \rightarrow q = \frac{M * 8}{L^2} = \frac{5.10 * 8}{17^2}$$

$$q = 0.14 \text{ T/m}$$

- **Peso total de cargas muertas**

$$W_{cm} = W$$

$$W_{cm} = 1.87 + 0.96 + 0.14$$

$$W_{cm \text{ TOTAL}} = 2.97 \text{ T/m}$$

- **Diagrama de carga muerta**

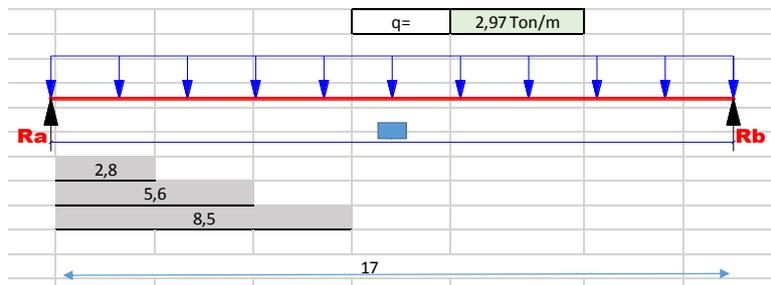


Ilustración 70.- Diagrama de carga muerta para la viga interna.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

$$\text{➤ } V_x = R_A - q * x = \frac{2.97 * 17}{2} - 2.97 * x = 25.24 - 2.97x$$

$$\text{➤ } M_x = 25.24 x - 2.97 \frac{x^2}{2}$$

Estas ecuaciones nos dan los valores de los cortantes y momentos a diferentes distancias de corte en la viga. Se hace un análisis hasta la mitad de la viga. A continuación se muestran los valores calculados:

Tabla 91.- Momentos y cortantes por carga muertas en la viga interior

X	VCM	MCM
0	25.285	0.00
2.8	16.956	59.14
5.6	8.627	94.95
8.5	0.000	107.46

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

## 🔧 Análisis del momento de carga viva

### • Cálculo de factor de distribución

$$f = \frac{s}{1.829}$$

$$f = \frac{2.900}{1.829}$$

$$f = 1.59$$

- **Calculo del Impacto**

$$Im = \frac{15.24}{38.1 + 17}$$

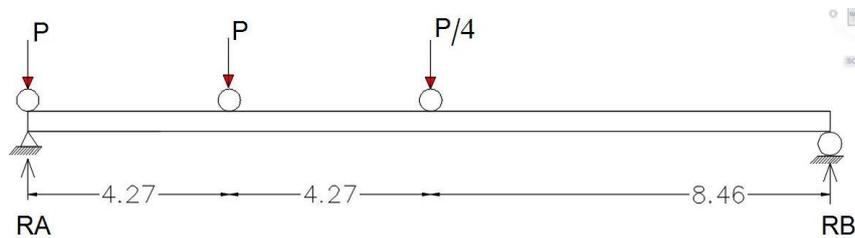
$$Im = 0.28 < 0.30 \quad ok \quad (\text{Varía de acuerdo a la luz})$$

$$Im \text{ mayorado} = 1.28$$

\*Para puentes con luces inferiores a 36.6 metros se utiliza generalmente HS 20-44 tanto para momento como para cortante.

- **Cálculo del momento de carga viva provocado por RA en una distancia de:**

✚ **Para x=0 m**



Dónde:  $P = 8.72$   
 $P/4 = 2.18$

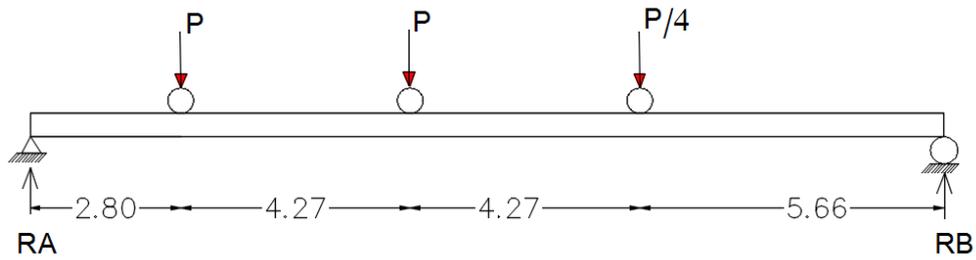
$$MB = 0$$

$$- 17RA + 8.72 * (17 + 12.73) + 2.18 * 8.46 = 0$$

$$RA = 16.335 \text{ Ton}$$

$$M_L(0 \text{ m}) = 16.335 \text{ Ton} * 0 \text{ m} = 0 \text{ T.m}$$

✚ Para x=2.8 m



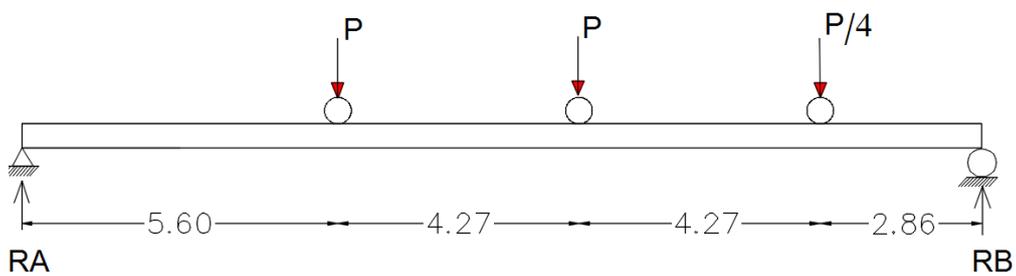
$$MB = 0$$

$$- 17 RA + 8.72 * (14.20 + 9.93) + 2.18 * 5.66 = 0$$

$$RA = 13.103 \text{ Ton}$$

$$M_{L(2.80 m)} = 13.103 \text{ Ton} * 2.8 m = 36.68 \text{ T} - m$$

✚ Para x=5.6 m



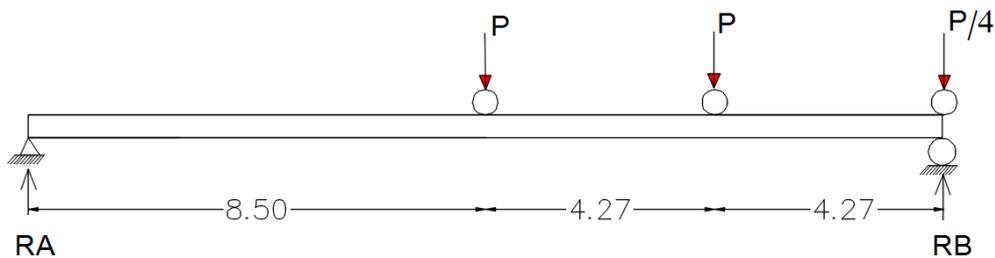
$$MB = 0$$

$$- 17RA + 8.72 * (11.40 + 7.13) + 2.18 * 2.86 = 0$$

$$RA = 9.87 \text{ Ton}$$

$$M_{L(5.60\text{ m})} = 9.87 \text{ Ton} * 5.60\text{ m} = 55.28 \text{ T} - \text{m}$$

✚ Para x=8.50 m



$$MB = 0$$

$$- 17 RA + 8.72 * (8.50 + 4.23) + 2.18 * 0 = 0$$

$$RA = 6.52 \text{ Ton}$$

$$M_{L(8.50\text{ m})} = 6.52 \text{ Ton} * 8.50 \text{ m} = 55.45 \text{ T} - \text{m}$$

A continuación se muestra un resumen de las reacciones y momentos por carga viva calculados:

Tabla 92.- Reacción y momentos por carga viva.

X	RA	MCV
0	16,335	0,000
2,8	13,103	36,689
5,6	9,872	55,281
8,5	6,525	55,459

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

- **Cálculo del momento de carga viva más impacto provocado por RA.**

$$M_{L+I} = ML * f * Im \text{ mayorado}$$

✚ Para x=0 m

$$M_{L+I(0\text{ m})} = 0 \text{ T} - \text{m} * 1.59 * 1 + \frac{15.24}{38.1 + 17} = 0 \text{ T} - \text{m}$$

✚ **Para x=2.80 m**

$$M_{L+I (2.80 m)} = 36.68T - m * 1.59 * 1 + \frac{15.24}{38.1 + 14.20}$$

$$= 75.12 T - m$$

✚ **Para x=5.60 m.**

$$M_{L+I (5.60 m)} = 55.28 T - m * 1.59 * 1 + \frac{15.24}{38.1 + 11.40}$$

$$= 114.63 T - m$$

✚ **Para x=8.50m.**

$$M_{L+I (8.50m)} = 55.46T.m * 1.59 * 1 + \frac{15.24}{38.1 + 8.50}$$

$$= 116.69 T.m$$

• **Cálculo del momento y cortante último**

$$M_u = 1.3 M_D + \frac{5}{3} * M_{L+I} \quad ; \quad V_u = 1.3 V_D + \frac{5}{3} * V_{L+I}$$

Tabla 93.- Valores de cortantes y momentos últimos en la viga interior.

X	MCM	RA	MCV	MCV+HMP	MU	I	VCM	VCV+HMP	VU
0	0,000	16,335	0,000	0,000	0,000	0,277	25,285	33,063	104,507
2,8	59,137	13,103	36,689	75,123	239,645	0,291	16,956	26,522	79,507
5,6	94,952	9,872	55,281	114,637	371,818	0,308	8,627	19,981	54,507
8,5	107,460	6,525	55,459	116,692	392,531	0,327	0,000	13,207	28,614

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

#### 9.4.4.1.2.1.1. Cálculo del Acero a flexión en vigas, lateral y en cara superior

- Acero principal en vigas

Para el armado de la viga se asumirá un recubrimiento de  $d'=10\text{cm}$ .

$$Mu = 0.85 * f'c * B * t * d - \frac{t}{2} * \phi * 10^{-5}$$

$$d = h_{min} - d'$$

$$d = 1.20\text{cm} - 10\text{cm}$$

$$d = 110\text{ cm}$$

$$Mu = 0.85 * 280 * 280 * 20 * 111 - \frac{20}{2} * 0.9 * 10^{-5}$$

$$Mu = 1211.52\text{ T - m}$$

$$Mu = 1211.52 > Mu_{m\acute{a}x} 392.53\text{ Ton - m}$$

Como el momento último es mayor al momento máximo la viga trabaja como rectangular.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2} = \frac{392.53 * 10^5}{0.9 * 280 * 280 * 111^2} = 0.046$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.045}}{1.18} = 0.046$$

$$\rho = q * \frac{f'c}{fy} = 0.046 * \frac{280}{4200} = 0.00309$$

$$As = \rho * B * d = 0.00309 * 280 * 111 = 96.19\text{ cm}^2$$

$$As = 13 \phi 32\text{ mm}$$

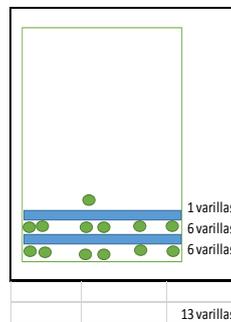
**As real = 104.55 cm<sup>2</sup>**

$$d' = \frac{6 * 5.6 + 6 * 11.7 + 1 * 17.7}{13} = 9.35 \text{ cm}$$

$$d_{\text{REAL}} = h_{\text{min}} - d'/100$$

$$d_{\text{REAL}} = 1.21 - 9.35/100$$

**d REAL = 1.117 m = 111.65 cm**



Calculamos nuevamente con d REAL el As para cada tramo:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2} = \frac{392.53 * 10^5}{0.9 * 280 * 280 * 111.65^2} = 0.045$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.045}}{1.18} = 0.046$$

$$\rho = q * \frac{f'c}{fy} = 0.046 * \frac{280}{4200} = 0.0031$$

$$As = \rho * B * d = 0.00309 * 280 * 111 = 95.59 \text{ cm}^2$$

**As = 13  $\phi$  32 mm**

**As real = 104.55 cm<sup>2</sup>**

Tabla 94.- Resumen de acero principal de viga interior.

SECCION	MU	K	q	Ro	As	#varillas	diametro	As real	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	14.89 cm <sup>2</sup>	4	32	32.17 cm <sup>2</sup>	ok
2.8	239.645	0.027	0.028	0.0018	57.72 cm <sup>2</sup>	8	32	64.34 cm <sup>2</sup>	ok
5.6	371.818	0.042	0.043	0.0029	90.41 cm <sup>2</sup>	10	32	80.42 cm <sup>2</sup>	no
8.5	392.531	0.045	0.046	0.0031	95.59 cm <sup>2</sup>	13	32	104.55 cm <sup>2</sup>	ok

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro

- **Cálculo de As lateral**

Asumiendo  $\emptyset=16\text{mm}$  se tiene:

$$As_{lat} = 10\% * As_{col}$$

$$As_{lat} = 0.10 * 104.55 = 10.45 \text{ cm}^2$$

$$As = 5 \emptyset 16 \text{ mm}$$

- **Cálculo del As de flexión mínima en la cara superior**

$$As_{min} = \frac{14}{F_y} * b * d$$

$$As_{min} = 0.0033 * 40 * 111.65 = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$As = 4 \emptyset 32 \text{ mm}$$

#### 9.4.4.1.2.1.2. Resumen de aceros calculados en la viga interior.

Tabla 95.- Resumen de aceros en viga interior.

SECCION	ACEROS		As real
	#varillas	diametro	
0	4	32	32.17 cm <sup>2</sup>
2.8	8	32	64.34 cm <sup>2</sup>
5.6	10	32	80.42 cm <sup>2</sup>
8.5	13	32	104.55 cm <sup>2</sup>

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

El armado de las vigas interiores se observan en el ANEXO 'H'.

#### 9.4.4.1.2.2. Diseño a flexión de vigas exteriores

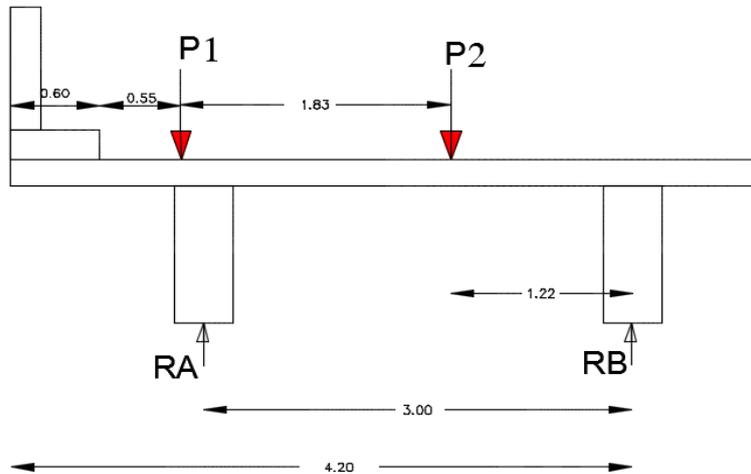


Ilustración 71.- Esquema para el cálculo de viga exterior.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

$$M_B = 0$$

$$R_A * 2.90 - P_2 * 1.32 - P_1 * 3.15 = 0 ; P_1 = P_2$$

$$R_A = \frac{P * 1.32 + P * 3.15}{2.90}$$

$$R_A = \frac{4.47P}{2.90}$$

$$R_A = 1.54 P$$

Si  $R_a = 1.54p > f_s = 1.59$  entonces necesitamos vigas exteriores.

Si  $R_a = 1.54p < f_s = 1.59$  entonces no necesitamos vigas exteriores.

El factor de distribución para vigas interiores es de 1.59 y es mayor que el que se debe utilizar las vigas exteriores 1.54 por lo tanto se asume el mismo armado de vigas interiores para las exteriores.

### 9.4.4.1.2.3. Diseño a cortante de vigas interiores y exteriores

El diseño a cortante es el mismo en vigas exteriores e interiores.

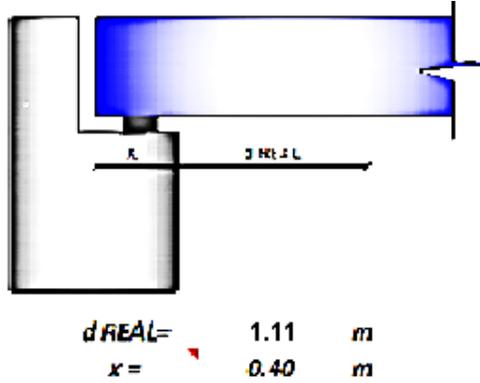


Ilustración 72.- Esquema para el cálculo del cortante en vigas.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

Realizamos regla de tres para encontrar el cortante a una distancia  $x = d + 25 \text{ cm}$  de la cara del estribo.

Tabla 96.- Cortante último en vigas

X	VCM	VCV+IMP	VU
0	25,285	33,063	104,507
2,8	16,956	26,522	79,507
5,6	8,627	19,981	54,507
8,5	0,000	13,207	28,614

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

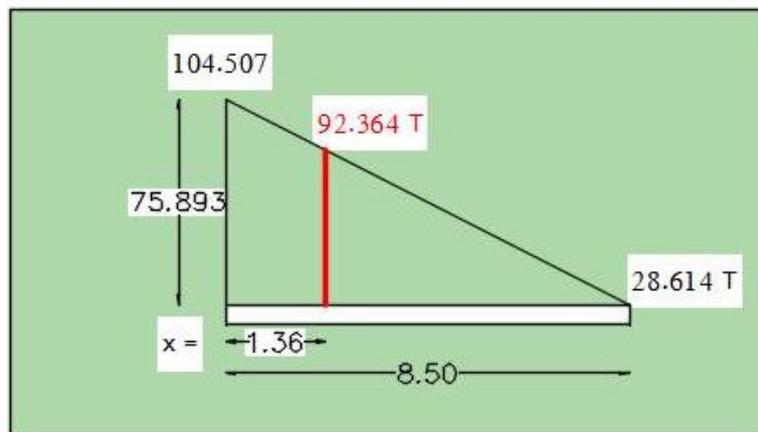


Ilustración 73.- Diagrama de cortante último.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

✚ Esfuerzo de corte ultimo

$$v_u = \frac{Vu}{\phi * bw * d} = \frac{92.36 * 10^3}{0.85 * 40 * 111}$$
$$v_u = 24.42 \frac{kg}{cm^2}$$

✚ Esfuerzo resistente del concreto:

$$v_c = 0.53 * \overline{f'_c}$$
$$v_c = 0.53 * \overline{280}$$
$$v_c = 8.87 \frac{kg}{cm^2}$$

Para el estribos se utilizara varilla Ø12mm,  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .  $A_s=1.13 \text{ cm}^2$   
x 2 ramas = 2.26 cm<sup>2</sup>.

$$s = \frac{Av * f_y}{v_u - v_c * bw}$$
$$s = \frac{2.26 * 4200}{24.42 - 8.87 * 40}$$
$$s = 15.26 \text{ cm.}$$

Adoptamos S=20 cm a 4d de la cara de los apoyos

✚ Comparación:

$$0.53 * \overline{f'_c} < Vu < 1.50 * \overline{f'_c}$$

$$8.87 < Vu < 25.10 \quad \text{ok}$$

$$8.87 < 24.42 < 25.10 \quad \text{ok}$$

✚ Espaciamiento en el medio:

$$s_{min} = \frac{d}{2} = \frac{111}{2} = 55.50 \text{ cm}$$

$s = 20\text{cm}$  a  $4d$  de la cara de los apoyos  
 $s = 50\text{cm}$  en el tramo central

El armado de las vigas exteriores se observan en el ANEXO 'H'.

#### 9.4.4.1.3. Diseño de diafragmas

- Diseño a flexión

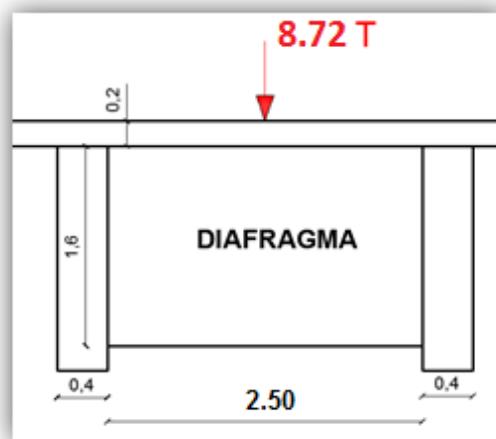


Ilustración 74.- Dimensiones del diafragma  
 Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

- Cálculo del momento en diafragma.

$$M = \frac{P * Ln}{4}$$

$$M = \frac{8.72 * 2.50}{4}$$

$$M = 5.45 \text{ T - m}$$

- Cálculo de la sección de acero

$$As = \frac{M}{Fy * 0.6 * HD} ; \quad HD = \text{altura del diafragma}$$

$$As = \frac{5.45 * 100000}{4200 * 0.6 * 100}$$

$$As_{cal} = 2.16 \text{ cm}^2$$

- *Cálculo de la sección de acero mínima*

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 20 * 100 - 7 \quad ; r = 7 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 6.20 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm}$$

$$As_{min} > As_{cal}$$

Asumimos el  $As_{min}$  para el armado del diafragma: **2  $\varnothing$  20 mm**

- **Diseño a corte**

$$Vu = \frac{P * Ln}{2}$$

$$Vu = \frac{8.72 * 2.50}{2}$$

$$Vu = 10.90 \text{ T}$$

- *Cálculo del esfuerzo de corte último*

$$vu = \frac{Vu}{\phi * bw * d}$$

$$vu = \frac{10.90 * 1000}{0.85 * 20 * 100}$$

$$vu = 6.41 \frac{Kg}{cm^2}$$

○ *Cálculo del esfuerzo resistente del concreto*

$$vc = 0.53 * \overline{f'c} = 0.53 * \overline{280}$$

$$vc = 8.87 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$6.41 < 8.87$$

*vu < vc → No necesita acero transversal*

La parte del cortante está siendo absorbida por el concreto, por ende no necesita armadura transversal, se asumirá una armadura mínima transversal.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Se asume s = 25 cm en todo el tramo

El armado de las diafragmas se observan en el ANEXO 'H'.

#### **9.4.4.1.4. Diseño de apoyos de elastoméricos.**

Como aparato de apoyo para el puente en estudio se escogerá placas de neopreno los cuales tienen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor. El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes:

- **Resistencia.**- La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes, puede soportar cargas a la compresión de hasta 120 Kg/cm<sup>2</sup>.

- **Durabilidad.-** La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

#### 9.4.4.1.4.1. Pre dimensionamiento.

Según el MTOP el valor del ancho de la placa de neopreno debe ser menor que el ancho de la viga

$$b_{\text{máx}} = \text{ancho viga} - 2\text{cm}$$

En las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes, Sección 14, se entregan disposiciones y criterios de diseño para los Apoyos Elastoméricos.

$$15\text{cm} \text{ o } 5 * t_t < w < b$$

$$1\text{cm} < t_t < \frac{w}{5}$$

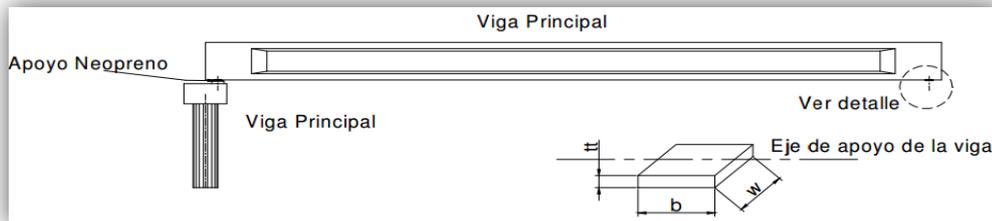


Ilustración 75.- Eje de apoyo de la viga.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

Tabla 97.- Pre dimensionamiento de apoyo elastoméricos

<b>PREDIMIENSIONAMIENTO</b>		
Ancho de viga	40	Cm
b =	35	Cm
W =	20	Cm
$t_t$ =	3,00	Cm

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

#### 9.4.4.1.4.2. Dimensionamiento

##### Carga Vertical:

Las acciones verticales a considerar en el apoyo son las reacciones de las vigas (V) debido a las cargas gravitatorias del Tablero (Q).

$$Q = P_g + P_q$$

Dónde:

$P_g$  = Peso Propio: Losa, Capa de rodadura, Aceras, Pasamanos, Vigas Principales, Diafragmas.

$P_q$  = Peso Sobrecargas: Camión Tipo H MOP, Peatonal, Sobrecarga en aceras.

##### Cálculo de $P_g$

Tabla 98.- Cálculo de  $P_g$ , peso propio

Elemento	L (m)	a (m)	h (m)	y h (m)		cant.	PESO (T)
Tablero	17	11,50	0,20	2,40	T/m3	1	69,01
Viga	17	0,40	1,00	2,40	T/m3	3	49,29
Aceras	17	0,60	0,20	2,40	T/m3	2	9,55
Baranda				0,15	T/m	1	2,30
Capa de rodadura	17	8,2		0,12	T/m2	1	15,55
Diafragma	2,50	0,20	0,80	2,40	T/m3	6	6,98
<b>P<sub>g</sub>=</b>							<b>152,68</b>

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

##### • Cálculo de $P_q$

Tabla 99.- Cálculo de  $P_q$ , sobrecargas.

Elemento	PESO (T)
Camión Tipo	8,72
Carga peatonal	4,15
Sobrecarga en vereda	2,56
<b>P<sub>q</sub>=</b>	<b>15,43</b>

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

✚ **Cálculo de cargas gravitatorias del tablero**

$$Q = 152.68 + 15.43 T$$

$$Q = 168.11 T$$

✚ **Determinación de reacción en la viga**

$$V = \frac{Q}{n_v * 2}$$

$$V = \frac{168.11 T}{3 * 2}$$

$$V = 28.02 T$$

✚ **La tensión de compresión en el Neopreno es:**

$$\sigma = \frac{V}{W * b}$$

Fijada la tensión admisible del Neopreno (6) (70 kg/cm<sup>2</sup>) y adoptada la dimensión b, se obtendrán las dimensiones en planta:

$$w = \frac{V}{\sigma * b}$$

$$w = \frac{28.02 * 1000}{70 * 35}$$

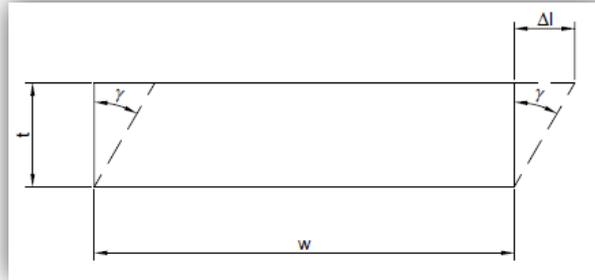
$$w = 11.43 \text{ cm}$$

Asumimos w=25 cm, según los criterios de diseño para apoyos elastoméricos enunciados en las especificaciones AASHTO, la cual nos indica que w > 15cm ó 5tt.

Al apoyo de neopreno dimensionado de esta manera, se le deben realizar las siguientes verificaciones:

- **Máximo Corrimiento ( $\Delta l$ )**
- **Deformación del espesor**
- **Deslizamiento**

#### 🚦 Verificación Máximo Corrimiento



*Ilustración 76.- Máximo Corrimiento apoyo elastoméricos.*

*Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro*

$$\Delta L = 0.5 * t$$

$$tg_{\max(y)} = \frac{\Delta L}{t} = 0.5$$

El corrimiento  $\Delta L$  es producido por la variación de longitud de la viga debido a acciones térmicas, acciones estáticas (frenado).

- **Variación de temperatura**

$$\Delta l_1 = \frac{l(m)}{2} * \alpha \frac{1}{^{\circ}C} * \Delta t(^{\circ}C)$$

Dónde:

$\alpha$  = Coeficiente de dilatación del hormigón =  $1 * 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}C$ .

$\Delta t$  = Variación de Temperatura.

Variación de temperatura ( $\Delta t$ ) del sector de implantación del puente =  $15 \text{ } ^{\circ}C$

$$\Delta l_1 = \frac{15.80 (m)}{2} * 0.00002 \frac{1}{^{\circ}C} * 15(^{\circ}C)$$

$$\Delta l_1 = 0.0023m = 0.23cm$$

- **Fuerza de frenado**

El frenado de vehículos se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de 1/25 de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta, sin impacto, distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada, debiendo adoptarse como mínimo una fuerza de 0,15 veces el peso del camión tipo por cada carril de circulación.

La fuerza de frenado a considerar en la superestructura es el mayor valor entre:

$$F_{t1} = 0.15 * \text{Peso del camion} * n \text{ de carriles}$$

$$F_{t2} = \frac{1}{25} * \text{Carga Peatonal} * \text{Sup de calzada}$$

La AASHTO especifica las sobrecargas como camiones normalizados o sobrecargas equivalentes; éstos se representan por un camión estándar:

Camión estándar de 3 ejes asumido como camión tipo: **HMOP = 1.2\*HS20-44=1.2\*36000.**

$$F_{t1} = 0.15 * 43200 \text{ KG} * 2$$

$$F_{t1} = 12960.00 \text{ Kg}$$

Según el capítulo 3.6.1.6 de las especificaciones AASHTO, se considera una sobrecarga peatonal de 415 Kg/m<sup>2</sup>

$$F_{t2} = \frac{1}{25} * 415 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 15.80m * 8.2m$$

$$F_{t2} = 2096.25kg$$

La reacción en el apoyo es:

$$F = \frac{Ft_{max}}{nv * 2} = \frac{12960 \text{ kg}}{3 * 2}$$

$$F = 2160 \text{ kg}$$

Siendo  $G_0$  el módulo de deformación transversal del neopreno, el mismo depende del material empleado.

El valor del mismo es:

Tabla 100.- Módulo de deformación transversal del neopreno

Tipo	$G_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Shore 50	8
Shore 60	11
Shore 70	15

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

Por definición el módulo de deformación transversal es la relación entre la tensión y la distorsión. Es decir

$$G_0 = \frac{Tension}{Distorsion} = \frac{F}{b * w} * \frac{t}{\Delta l_2}$$

Despejando:

$$\Delta l_2 = \frac{F * t}{G_0 * b * w}$$

Escogemos el neopreno Tipo Shore 60, el cual tiene un módulo de deformación transversal según tabla: “Módulo de deformación transversal del neopreno” de 11 Kg/cm<sup>2</sup>

$$\Delta l_2 = \frac{2160 \text{ kg} * 3.0 \text{ cm}}{11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm} * 25 \text{ cm}}$$

$$\Delta l_2 = \mathbf{0.67 \text{ cm}}$$

Corrimiento Total es:

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2$$

$$\Delta l = 0.23 \text{ cm} + 0.67 \text{ cm}$$

$$\Delta l = \mathbf{0.90 \text{ cm}}$$

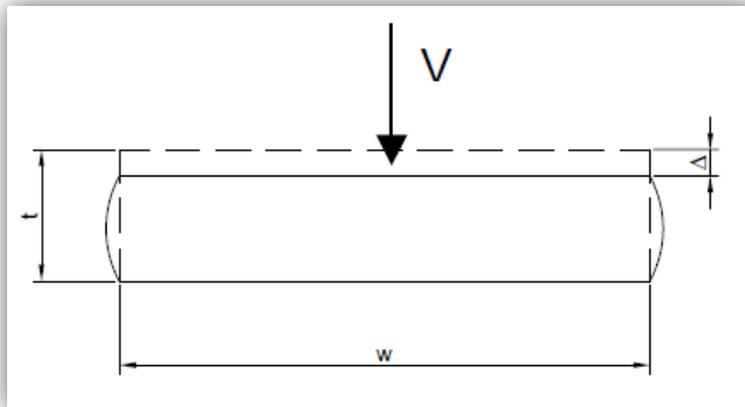
Debemos Verificar:

$$tg(\gamma) = \frac{\Delta l}{t} \leq tg_{\max}(\gamma) = 0.5$$

$$\frac{\Delta l}{t} = \frac{0.90 \text{ cm}}{3.00 \text{ cm}} = 0.30$$

$$\mathbf{0.30 \leq 0.5 \rightarrow ok}$$

#### ✚ Verificación Deformación del Espesor:



*Ilustración 77.- Deformación del espesor del neopreno.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

$$\Delta l \leq 15\%t$$

La deformación del espesor del neopreno depende de la dureza material, la carga unitaria y del factor de forma.

- **Factor de forma**

$$T = \frac{w * b}{2 * w + b * t}$$

$$T = \frac{25 * 35 \text{ cm}^2}{2 * 25 + 35 \text{ cm} * 3 \text{ cm}}$$

$$T = 2.43$$

- **Carga Unitaria**

$$K = \frac{V}{w * b} \frac{Kg}{\text{cm}^2}$$

$$K = \frac{28020}{25 * 35}$$

$$K = 32.02 \frac{Kg}{\text{cm}^2}$$

Para verificar esta deformación existen ábacos para cada Dureza, a los cuales se entra con los valores de carga unitaria  $T = 2.43$  y factor de forma  $k = 32.02$  y se obtiene la deformación porcentual del espesor.

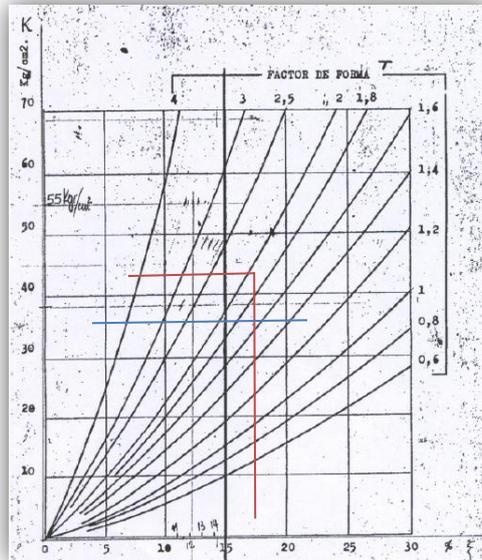


Ilustración 78.- Diagramas de deformación del espesor del neopreno.  
Fuente: Curvas de relación entre presión específica y deformación porcentual. DUREZA 60° SHORE

$$\Delta l \leq 15\%t$$

$$12\%t \leq 15\%t \rightarrow \text{ok}$$

Las dimensiones adoptadas verifican ( $\Delta l < 15\% t$ ) para la dureza 60° SHORE.

#### 🚧 Verificación al Deslizamiento:

Debido a los esfuerzos horizontales el apoyo de neopreno sufre una distorsión ( $\gamma$ ) en su altura, la cual no debe superar el límite de  $\text{tg}(\gamma) < 0.5$  (Verificación del corrimiento máximo).

Además de poder deformarse el neopreno debe ser capaz de transmitir este esfuerzo sin deslizarse.

Para ello se realiza el cálculo del corrimiento admisible sin deslizamiento ( $\delta$ ) que soporta el apoyo:

$$\delta = 0.2 * \frac{Pg * t_t}{b * w} \frac{X}{G_0}$$

Donde X es un factor que depende de T la temperatura mínima.

Tabla 101.- Factor "X" que depende de la temperatura mínima en el sector.

Temp. Mínima (°C)	X
-7	1.90
-10	1.88
-15	1.85
-20	1.75
-25	1.67
-30	1.50

Fuente: Curvas de relación entre presión específica y deformación porcentual.  
DUREZA 60° SHORE

Temperatura mínima registrada del sector de implantación del puente = 8 °C, asumimos un valor para x de 1.90.

$$\delta = 0.2 * \frac{152680kg * 3.0cm}{35cm * 20cm} \frac{1.90}{11kg/cm^2}$$

$$\delta = 22.25 \text{ cm}$$

Debe Verificarse que:

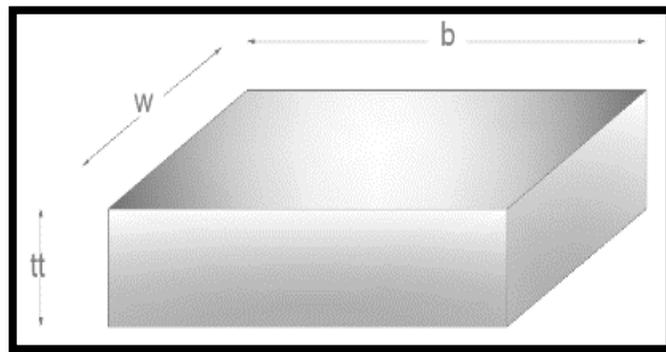
$$\delta > \Delta l$$

$$22.25\text{cm} > 0.90\text{cm} \rightarrow \text{ok}$$

Caso contrario se producirá deslizamiento.

Dimensiones recomendadas finales del apoyo elastomérico, las cuales cumplen todas las verificaciones:

- Máximo Corrimiento ( $\Delta l$ )
- Deformación del espesor
- Deslizamiento



Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

Tabla 102.-  
Dimensiones

Ilustración 79.- Esquema de apoyo.

Apoyo Elastoméricos

	<b>DIMENSIONES</b>	
<b>b=</b>	35	cm
<b>w=</b>	20	cm
<b>tt=</b>	3.0	cm

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro

## 9.4.4.2. CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA (ALTERNATIVA 1).

### 9.4.4.2.1. Diseño de estribo margen derecho.

Una vez realizado el diseño de tablero, vigas y diafragmas se procede con el diseño de la base de lo que será el puente, lo que se refiere a la infraestructura del mismo, el diseño de los estribos se basa principalmente en el estudio de suelos realizado anteriormente, la topografía del lugar de implantación del puente y el nivel máximo de crecida realizada en el análisis hidrológico, determinando así las características para el diseño del nuestro estribo:

- ✓  $L = 17 \text{ m}$
- ✓  $H = 6.10 \text{ m}$
- ✓  $L_{\text{estr}} = 11,50\text{m}$
- ✓  $\sigma_{\text{adm}} = 34.96 \text{ T/m}^2$
- ✓  $\gamma_s = 1.84 \text{ T/m}^3$
- ✓  $\phi = 32^\circ$
- ✓  $C.\text{viva} = H = 8.72 \text{ Ton}$
- ✓  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $\text{peso específico} = 2.5 \text{ T/m}^2$

#### 9.4.4.2.1.1. Cálculos para determinación de geometría del estribo:

➤ **Empuje activo:**

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{32}{2} \right)$$

$$\mathbf{K_a = 0.307}$$

➤ **Presión del suelo:**

$$bw = 5\% * CVHS - MOP)$$

$$bw = 0.44 \text{ m}$$

$$B' = \gamma_s * H * Ka + bw$$

$$B' = 1.84 * 6.10 * 0.30 + 0.44$$

$$B' = 3.88 \text{ m}$$

A continuación se presenta la figura del cálculo de la geometría del estribo:

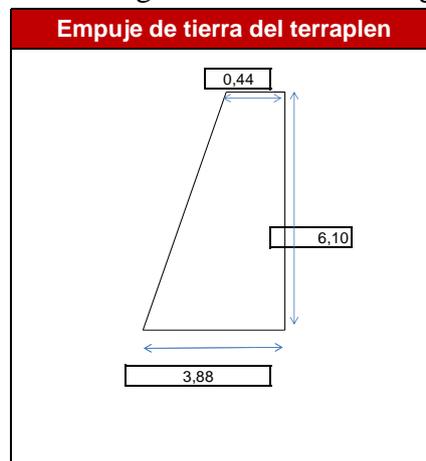


Ilustración 80.- Geometría del estribo.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

➤ **Momento volcador del terreno**

$$M_V = \frac{H^2}{6} * 2bw + B'$$

$$M_V = \frac{6.10^2}{6} * 2 * 0.44 + 3.88$$

$$Mv = 29.50 \text{ T - m}$$

➤ Ancho de la base de estribo.

$$B = 1.5 * \frac{2M_V}{\gamma_S * H} = 1.5 * \frac{2 * 29.50}{1.84 * 6.10}$$

$$B = 3.44 \text{ T - m}$$

➤ Comprobación de Base:

$$B_{\text{sug.}} = 3.30 \text{ m}$$

Esta dimensión (B) base Sugerido, que es tomada luego de varias iteraciones realizadas. Una vez establecidas las dimensiones del estribo que se utilizara se procede con cálculo de peso del estribo y centros de gravedad tomando en cuenta el estrato en la determinación de áreas.

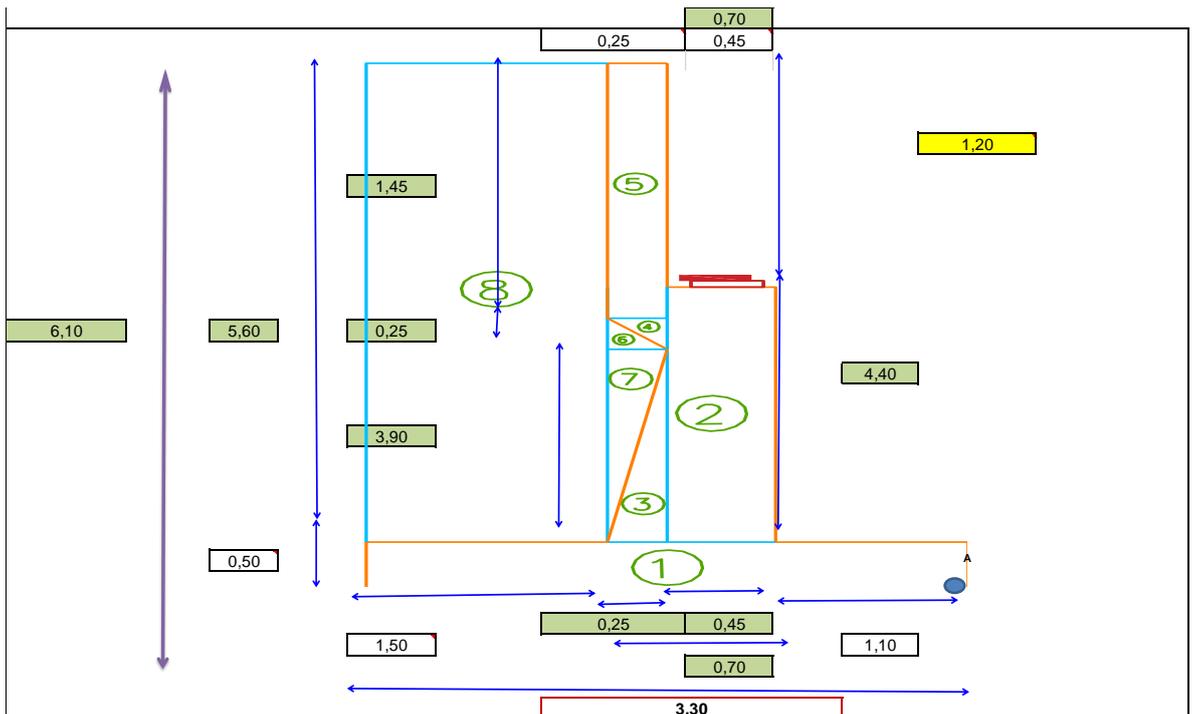


Ilustración 81.- Dimensiones del estribo izquierdo.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 103.- Cálculo de pesos y centro de gravedad.

	Area	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	1.65	3.96	1.65	0.25	6.53	0.99
2	1.98	4.75	1.33	2.70	6.30	12.83
3	0.49	1.17	1.63	1.80	1.91	2.11
4	0.03	0.08	1.63	4.57	0.12	0.34
5	0.36	0.87	1.68	5.38	1.46	4.68
6	0.03	0.06	1.72	4.48	0.10	0.26
7	0.49	0.90	1.72	3.10	1.54	2.78
8	8.40	15.46	2.55	3.30	39.41	51.00
		<b>27.24</b>			<b>57.37</b>	<b>74.99</b>

WT=	<b>27.24</b> T/m
X=	<b>2.11</b> m
Y=	<b>2.75</b> m

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Para el diseño del estribo se tomaran en cuenta 5 estados de carga y condiciones de estabilidad, teniendo que comparar para cada estado de carga que se cumplan los siguientes parámetros:

#### 9.4.4.2.1.2. Verificación de la estabilidad

- Seguridad de volcamiento  $FS_v \geq 2.00$ .
- Seguridad al deslizamiento  $FS_d \geq 1.50$ .
- Esfuerzo admisible del suelo  $\sigma$  calculado  $\leq \sigma$  admisible (según el estado de carga).

#### 9.4.4.2.1.3. Revisión De Los Estados De Carga.

##### 1) SOLO MURO

I.- Peso (muro +relleno)+ Empuje de tierras

II.- Estado 1 + Sismo

##### 2) MURO + PUENTE

III.- Estado 1 + Reacción de Carga Muerta del puente

IV.- Estado 1 + Reacción de Carga Muerta + Sismo (puente y muro)

V.- Estado 1 + Reacción de carga Muerta + Carga Viva en el Terraplén.

#### 9.4.4.2.1.4. Solo muro.

➤ **Primer estado de carga – estribo solo + empuje de tierra.**

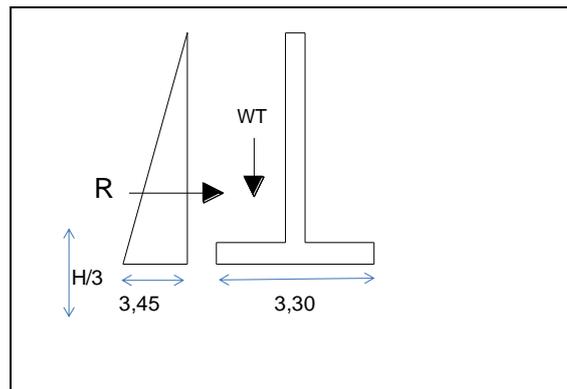
- **Presión**

$$P = \gamma_S * H * K_a$$

$$P = 1.84 * 6.10 * 0.307$$

$$**P = 3.45 T/m^2**$$

- **Empuje activo**



*Ilustración 82.- Diagrama para el cálculo del empuje activo estribo derecho.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

$$R = \frac{\text{Presion} * H}{2}$$

$$R = \frac{3.45 * 6.10}{2}$$

$$**R = 10.52 T**$$

Luego de haber obtenido las fuerzas actuantes en el estribo se procede a chequear los diferentes estados que tienen que pasar para que la estructura tenga un diseño óptimo.

- **Momento volcador**

$$M_V = R * \frac{H}{3}$$

$$M_V = 10.52 * \frac{6.10}{3}$$

$$\mathbf{M_V = 21.39 T - m}$$

- **Momento estabilizador**

$$M_E = W_T * x$$

$$M_E = 27.24 * 2.11$$

$$\mathbf{M_E = 57.37 T - m}$$

- **Verificación de seguridad al volcamiento**

$$F_{SV} = \frac{M_E}{M_V}$$

$$F_{SV} = \frac{57.37}{21.39}$$

$$\mathbf{F_{SV} = 2.68 > 2.0 \quad Ok}$$

- **Verificación de seguridad al deslizamiento:**

$$F_{SD} = \frac{W_T * \tan \phi}{R}$$

$$F_{SD} = \frac{27.24 * \tan 32}{10.52}$$

$$\mathbf{F_{SD} = 1.62 > 1.50 \quad Ok}$$

- **Ubicación del esfuerzo del suelo y excentricidad:**

$$x = \frac{\Delta M}{WT} = \frac{M_E - M_V}{WT}$$

$$x = \frac{57.37 - 21.39}{27.24}$$

$$x = 1.32 > 1.20 \quad \text{Ok}$$

$$e = \frac{B}{2} - x$$

$$e = \frac{3.30}{2} - 1.32 =$$

$$e = 0.33 \text{ m}$$

- **Esfuerzo admisible calculado**

$$\tau_s = \frac{WT}{B} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2} = \frac{27.24}{3.30} \pm \frac{6 * 27.24 * 0.33}{3.30^2}$$

$$\tau_s^+ = 13.19 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \tau_{adm} = 34.96 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad \text{Ok}$$

$$\tau_s^- = 3.32 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \tau_{adm} = 34.96 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad \text{Ok}$$

- **Segundo estado de carga – estribo solo + empuje de tierra + sismo.**

Para los cálculos se va utilizar la zona III con un coeficiente de 0.1 de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 104.- Valor de factor Z en función de zona sísmica adoptada (NECC 11)

Zona Sísmica	I	II	III	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.35	0.4	>=0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

LADO DERECHO

Datos:

$$\alpha = 90$$

$$\emptyset = 32$$

$$\beta = 0$$

$$\delta = \frac{2}{3} * \emptyset = 21.33$$

$$\gamma = 1.84 \text{ Ton/m}^3$$

$$A_0 = 0.50\text{g}$$

$$C_{sh} = 0.50 * A_0$$

$$C_{sh} = 0.50 * 0.40$$

$$C_{sh} = 0.20$$

$$C_{sv} = 0.70 * C_{sh}$$

$$C_{sv} = 0.70 * 0.20$$

$$C_{sv} = 0.14$$

$$\theta = \arctang = \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}$$

$$\theta = \arctang = \frac{0.20}{1 - 0.14}$$

$$\theta = 13.092$$

- Segun Mononobe o Okabe para  $B < \emptyset < \theta$

$$K_{as} = \frac{\sin(\emptyset + \alpha - \theta)^2}{\cos \theta * \sin(\alpha)^2 * \sin \alpha - \delta - \theta * \left(1 + \frac{\sin \emptyset - \delta * \sin \emptyset - \theta - \beta}{\cos \alpha - \theta - \delta * \sin \beta + \alpha}\right)^2}$$

$$K_{as} =$$

$$\frac{\sin(32 + 90 - 13.092)^2}{\cos 13.092 * \sin(90)^2 * \sin 90 - 21.33 - 13.092 * \left(1 + \frac{\sin 32 - 21.33 * \sin 32 - 13.092 - 0}{\cos 90 - 13.092 - 21.33 * \sin 90 + 0}\right)^2}$$

$$K_{as} = 0.400$$

$$K_a = \text{Tg} \left( 45 - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$K_a = \text{Tg} \left( 45 - \frac{32}{2} \right)$$

$$K_a = 0.307$$

$$E_{as} = \frac{\gamma * H^2}{2} * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$$

$$E_{as} = \frac{1.84 * 6.10^2}{2} * (0.400 - 0.307) * (1 - 0.14)$$

$$E_{as} = 2.73$$

$$M_s = 2.73 * \bar{Y}$$

$$M_s = 2.73 * 2.75$$

$$M_s = 2.73 * 2.75$$

$$M_s = 7.50 \text{ Ton} - \text{m}$$

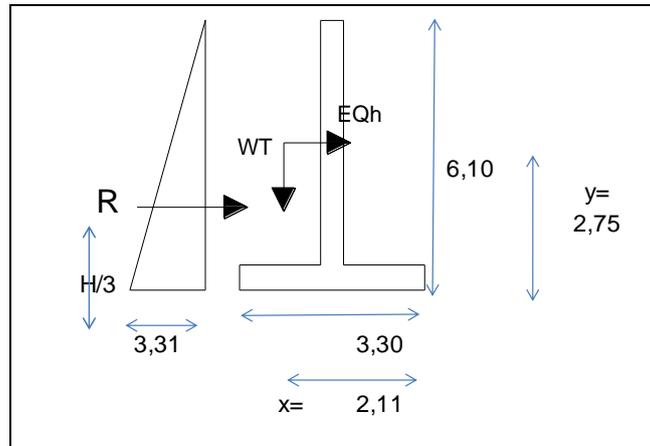


Ilustración 83.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Sismo.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Con estos datos empezamos a chequea los diferentes parámetros:

- **Chequeo de seguridad del momento volcador**

$$F_{SV} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}}$$

$$F_{SV} = \frac{57.37}{21.39 + 7.50}$$

$$F_{SV} = 1.99 > 2.0 \quad \text{Ok}$$

- **Factor de seguridad del momento estabilizador:**

$$F_{SD} = \frac{WT * \tan\phi}{R + EQ_M}$$

$$F_{SD} = \frac{27.24 * \tan(32)}{10.52 + 2.72}$$

$$F_{SD} = 1.50 > 1.49 \quad \text{Ok}$$

- **Ubicación del esfuerzo del suelo:**

$$x = \frac{\Delta M}{WT} = \frac{M_E - M_V - M_{EQH}}{WT} =$$

$$= \frac{57.37 - 21.39 - 7.50}{27.24} =$$

$$x = 1.05$$

- Esfuerzo admisible calculado:

$$\tau_{m\acute{a}x\ suelo} = \frac{2 * WT}{3 * x}$$

$$\tau_{m\acute{a}x\ suelo} = \frac{2 * 27.24}{3 * 1.05}$$

$$\tau_{m\acute{a}x\ suelo} = 17.36 < 34.96 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

#### 9.4.4.2.1.5. Muro + puente.

➤ Tercer estado de carga – empuje de tierra + rcm + rcv.

Para iniciar a realizar el cálculo del tercer estado de carga utilizaremos la carga muerta del tablero vigas y diafragmas previamente calculados:

DATOS:		
L=	17,00	m
e TAB=	0,20	m
H=	6,10	m
l bar=	0,20	m
l bar=	0,20	m
h bar=	0,90	m
# bar=	10,00	u
a acera=	0,60	m
e acera=	0,20	m
Ancho estribo=	11,50	m
b viga=	0,40	m
h viga=	1,20	m
# vigas=	4,00	u
b diaf=	0,80	m
e diaf=	0,20	m
l diaf=	2,50	m
# diaf=	3,00	u

Tabla 105.- Carga muerta de tablero, vigas y diafragmas.

Tablero=	93,84	T
Baranda=	1,73	T
Aceras=	9,79	T
Capa de rodadura=	0,12	T
Vigas=	78,34	T
Diafragmas=	2,88	T
<b>Carga Muerta=</b>	<b>186,70</b>	<b>T</b>

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

- **Reacción de carga muerta en un metro.**

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \frac{W_{CM}}{\text{ancho tablero} * 2}$$

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \frac{186.70}{11.50 * 2} =$$

$$\frac{R_{CM}}{mL} = 8.12Ton$$

- **Carga a utilizar**

$$W_T = WT + R_{CM}$$

$$W_T = 27.24 + 8.12$$

$$W_T = 35.35Ton$$

- **Momento Estabilizador**

$$M_{EST} = M_E + R_{CM}$$

$$M_{EST} = 57.37 + ((8.12*(1.10+0.05+0.30/2))$$

$$M_{EST} = 67.92 Ton - m$$

- Ubicación del esfuerzo del suelo

$$x = \frac{\Delta M}{W_T} = \frac{M_{EST} - M_V}{W_T}$$

$$x = \frac{67.92 - 21.39}{35.35} =$$

$$x = 1.32 > 1.2 \quad \text{Ok}$$

- Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - x$$

$$e = \frac{3.30}{2} - 1.32$$

$$e = 0.33$$

- Esfuerzo admisible calculado

$$\tau_s = \frac{WT}{B} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$$

$$\tau_s = \frac{35.35}{3.30} \pm \frac{6 * 35.35 * 0.33}{3.30^2}$$

$$\tau_s^+ = 17.21 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} < \tau_{adm} = 39.96 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

$$\tau_s^- = 4.21 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} < \tau_{adm} = 34.96 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

- Cuarto estado de carga – empuje de tierra + rcmp + sismo (muro + puente).

- Carga muerta total:

$$WT = W_T + R_{CM}$$

$$WT = 27.24 + 8.12$$

$$WT = 35.35 \text{ Ton}$$

- Fuerza de sismo en el puente

$$EQ_{PUENTE} = C * R_{CM}$$

$$EQ_{PUENTE} = 0.1 * 8.12$$

$$EQ_{PUENTE} = 0.81$$

- Momento volcador

$$M_{VOL} = M_V + EQ_{PUENTE} * H - H_{parapeto} + M_{EQh}$$

$$M_{VOL} = 21.39 + 0.81 * 6.10 - 1.20 + 7.50$$

$$M_{VOL} = 32.86 \text{ T - m}$$

- Momento estabilizador

$$M_{EST} = M_E + R_{CM}$$

$$M_{EST} = 57.37 + 8.12 * (1.10 + 0.05 + \frac{0.30}{2})$$

$$M_{EST} = 67.92 \text{ T - m}$$

- Ubicación del esfuerzo del suelo

$$x = \frac{\Delta M}{W_T} = \frac{M_{EST} - M_{VOL}}{W_T} =$$

$$x = \frac{67.92 - 31.39}{35.35} =$$

$$x = 0.99 > 1.2 \quad \text{Cercano}$$

- Esfuerzo admisible calcula.

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{2 * WT}{3 * x} =$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{2 * 35.35}{3 * 0.99} =$$

$$\tau_{\text{máx}} = 23.77 < 39.96 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

- Quinto estado de carga – empuje de tierra + rcmp + cv terraplén (100%  $\sigma_{\text{adm}}$ ).

Aquí necesitamos el Momento volcante del terreno, carga muerta total y momento estabilizador:

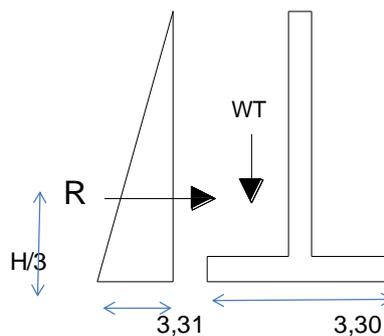


Ilustración 84.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Terraplén  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

- Reacción de carga viva en un metro:

$$Ra = (2P) * \left(1 + \frac{(L - 4.27) + (L - 4.27 - 4.27)}{LuzPuen}\right)$$

$$R_{CV} = 32.67 T$$

$$\frac{R_{CV}}{ml} = \frac{R_{CV}}{tablero} = \frac{32.67}{11.50}$$

$$R_{CV} = 2.84 \text{ T}$$

Con estos datos empezamos a chequear los diferentes parámetros:

- **Carga a utilizar:**

$$W_{Total} = WT + R_{CM} + R_{CV} = 20.52T.m + 8.12 + 2.84 = 38.20T$$

$$M_E = M_{E4} = 67.92T.m$$

- **Ubicación del esfuerzo del suelo:**

$$x = \frac{\Delta M}{WT} = \frac{67.92 - 21.39}{38.20}$$

$$x = 1.22 > 1.20 \quad \text{"O.K"}$$

- **Excentricidad:**

$$e = \frac{B}{2} - x =$$

$$e = \frac{3.30}{2} - 1.22 =$$

$$e = 0.43 \text{ m}$$

- **Esfuerzo admisible calculado:**

$$\tau_s = \frac{WT}{B} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2} = \frac{38.20}{3.30} \pm \frac{6 * 38.20 * 0.43}{3.30^2} =$$

$$\tau_s^+ = 20.66 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} = 39.96 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

$$\tau_s^+ = 2.49 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} = 39.96 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

#### 9.4.4.2.1.6. Análisis de los estados de carga (estribo derecho-zapata).

##### ➤ Verificación del estado 1

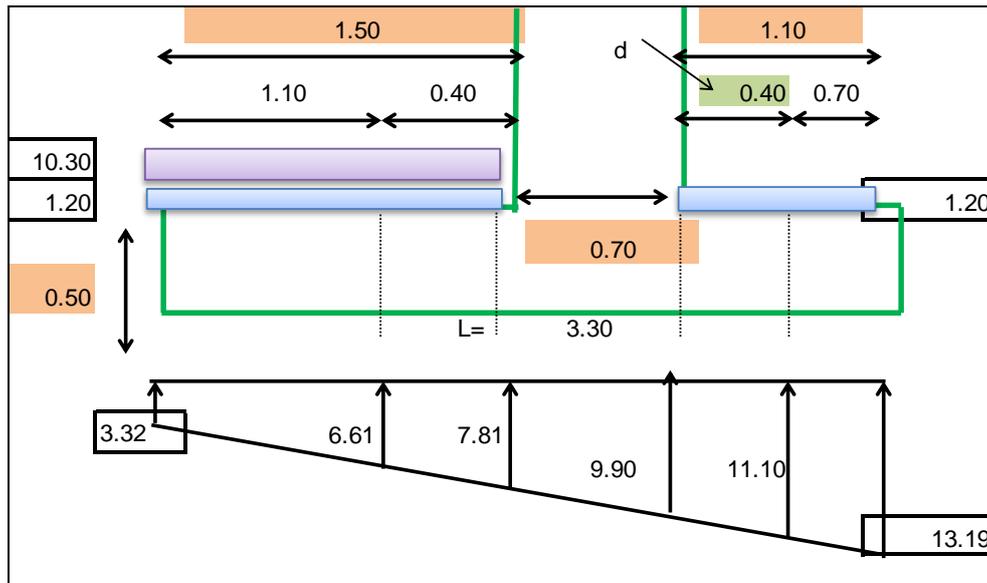


Ilustración 85.- Grafica de Verificación del estado 1.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

1) Cálculo de sobre esfuerzos

$$Y_s = 10.30 \text{ T/m}^2$$

$$Y_h = 1.20 \text{ T/m}^2$$

$$Y_s + Y_h = 11.50 \text{ T/m}^2$$

2) Cálculo de momentos y cortantes

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P_1 + P_2) \quad M = -7.53 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P_1 + P_2) \quad V = -7.19 \text{ T}$$

\* Cálculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P_1 + P_2) \quad M = 6.41 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P_1 + P_2) \quad V = 4.38 \text{ T}$$

- Verificación del estado 2 cuando existe empuje de tierra y sismo, se le suma un 33% de tolerancia.

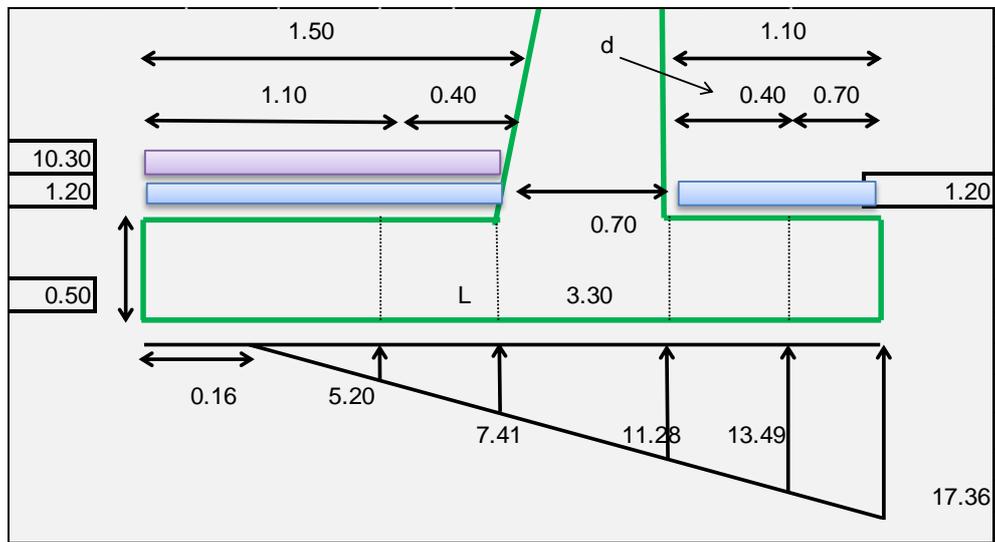


Ilustración 86.- Verificación del estado 2.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

1) Cálculo de excentricidades

$$X = 1,08$$

$$e = \frac{B}{2} - X$$

$$e = 0,57 \text{ m}$$

2) Punto de equilibrio

$$L = \frac{3B}{2} - 3e$$

$$L = 3,23 \text{ m}$$

3) Cálculo de momentos y cortantes

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = -10,31 \text{ T-m}$$

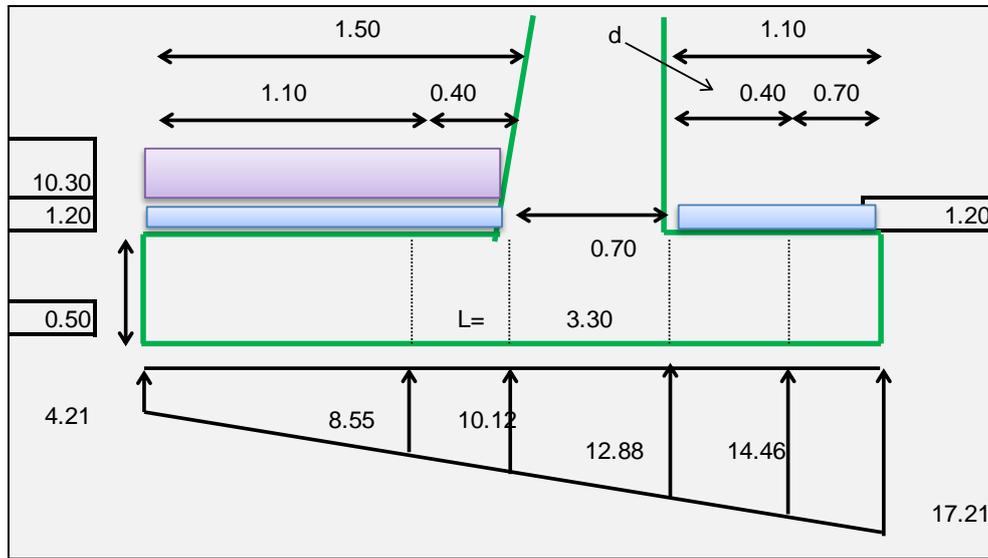
$$V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = -9,80 \text{ T}$$

\* Cálculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = 8,32 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = 9,68 \text{ T}$$

➤ **Verificación del estado 3 cuando hay empuje de tierra más carga muerta.**



*Ilustración 87.- Verificación del estado 3  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

1) Cálculo de momentos y cortantes

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2)$$

$$M = -5.99 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P1$$

$$V = -5.64 \text{ T}$$

\* Calculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2)$$

$$M = 8.58 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P1 + P2)$$

$$V = 10.24 \text{ T}$$

- Verificación del estado 4 cuando hay empuje de tierra más la carga muerta y sismo.

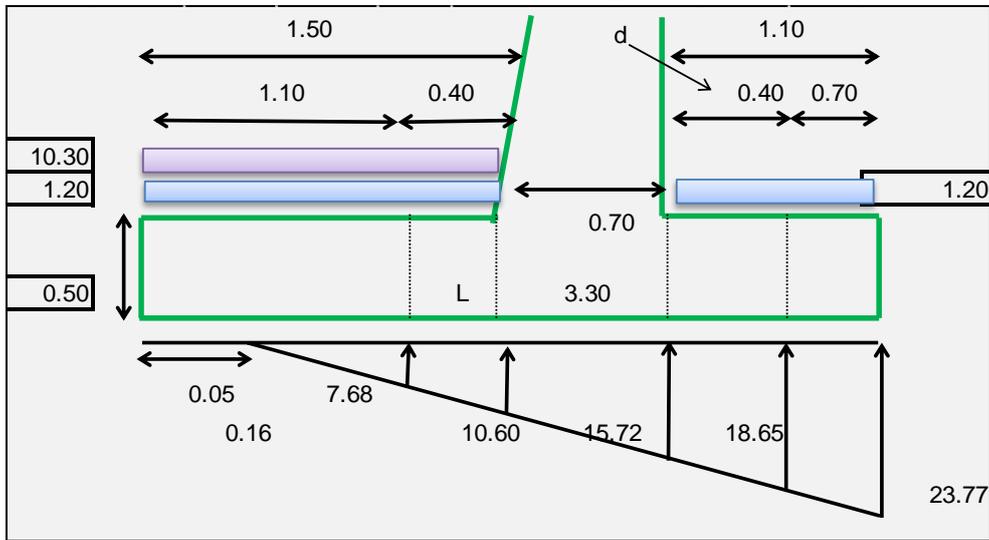
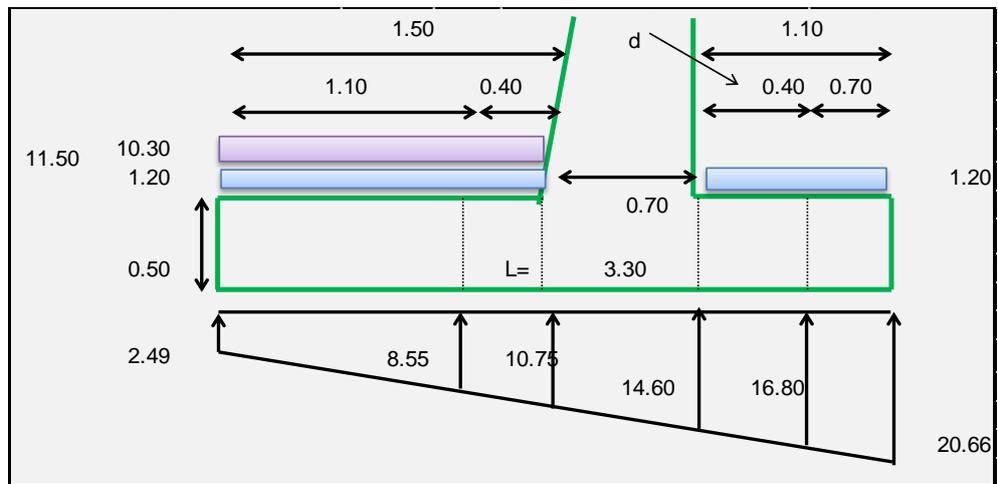


Ilustración 88.- Verificación del estado 4  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

<p>1) Cálculo de excentricidad</p> $X = 1.05$ $e = \frac{B}{2} - X$ <p><b>e</b>            0.60</p>	<p>2) Punto de equilibrio</p> $L = \frac{3B}{2} - 3e$ <p>L=    3.14</p>
<p>3) Cálculo de momentos y cortantes</p> <p>* Cálculo del Talón</p> $M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = -9.23 \text{ T-m}$ $V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = -8.82 \text{ T}$	
<p>* Cálculo del Dedo</p> $M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = 12.03 \text{ T-m}$ $V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = 14.00 \text{ T}$	

➤ **Verificación del estado 5 cuando hay empuje de la tierra más la carga muerta y carga viva del terraplén.**



*Ilustración 89.- Verificación del estado 5.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

1) Cálculo de cortantes y momentos

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = -7.04 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = -6.58 \text{ T}$$

\* Cálculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = 10.22 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = 12.27 \text{ T}$$

➤ **Resumen de los estados de carga.**

TALON	CASO1	1.70	CASO2	1.30	CASO3	1.70	CASO 4	1.30	CASO 5	1.70
V	V esta	-7.19	-8.82	-5.64	-8.82	-6.58				
	V may	-12.23	-11.46	-9.58	-11.46	-11.19				
M	M esta	-7.53	-10.72	-5.99	-9.23	-7.04				
	M may	-12.79	-13.94	-10.18	-11.99	-11.97				
DEDO	CASO1	1.70	CASO2	1.20	CASO3	1.70	CASO 4	1.20	CASO 4	1.70
V	V esta	4.38	9.96	10.24	14.00	12.27				
	V may	7.44	11.95	17.42	16.81	20.86				
M	M esta	6.41	8.55	8.58	12.03	10.22				
	M may	10.89	10.26	14.58	14.44	17.37				

**Vu** -9.58

**Mu** -13.94

**Vu** 20.86

**Mu** 17.37

*Ilustración 90.- Resumen de estados de carga zapata estribo Izquierdo.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

➤ **Verificación a corte del dedo.**

**Vu** 20,41 T

FI CORTE 0,85  
 d 40,00 cm  
 b 100,00 cm  
 f'c 280,00 kg/cm<sup>2</sup>

$$Vu = \frac{Vu}{\phi} * b * d$$

$$vu = \frac{20.86}{0.85} * 100 * 40$$

$$vu = 6.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Vc = 8.37$$

**vu=** 6.14    **VS** <    **vc=** 8.37 **OK**

#### 9.4.4.2.1.7. Diseño a flexión de la zapata (talón).

DATOS:

$\delta_{max} =$	0.0145	
$Mu$	13.94	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0.90	
<b>d</b>	40.00	cm
<b>b</b>	100.00	cm
<b>fy</b>	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b>	280.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	10.00	cm

➤ **Determinación del As a flexión:**

$$k = \frac{Mu}{\theta * fc * b * d^2}$$

$$k = \frac{13.94}{0.9 * 280 * 100 * 40^2}$$

$$k = 0.035$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.035}}{1.18}$$

$$q = 0.035$$

$$\rho = q * \frac{fc}{fy}$$

$$\rho = 0.035 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0024$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0024 * 100 * 40$$

$$A_s \text{ cal} = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 13,20 \text{ cm}^2$$

Como el  $A_s$  calculado es menor que el  $A_s \text{ min}$ , se armara con  $A_s \text{ min}$  para 1 metro.

Se armará de la siguiente manera: 9 Ø 14 mm @ 11 cm, en un metro.

El armado de la zapata (talón), se observan en el ANEXO 'H'.

#### 9.4.4.2.1.8. Diseño a flexión de la Zapata (Dedo).

DATOS:

$\delta_{\text{max}} =$	0.0145	
$M_u$	17.37	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0.90	
<b>d</b>	40.00	cm
<b>b</b>	100.00	cm
<b>f<sub>y</sub></b>	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'<sub>c</sub></b>	280.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	10.00	cm

➤ **Determinación del  $A_s$  a flexión:**

$$k = \frac{M_u}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{17.37}{0.9 * 280 * 100 * 40^2}$$

$$k = 0.043$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.043}}{1.18}$$

$$q = 0.043$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.043 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0030$$

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0030 * 100 * 40$$

$$As_{cal} = 11.80 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 58 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 13,20 \text{ cm}^2$$

Como el As calculado es menor que el As min, se armara con As min para 1 metro.

Se armará de la siguiente manera: 9 Ø 14 mm @ 11 cm, en un metro.

El armado de la zapata (talón), se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Acero de repartición transversal.**

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0018 * 100 * 40$$

$$As_{cal} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 7 Ø 12 mm @ 14 cm, en un metro.

El armado de la zapata (dedo), se observan en el ANEXO 'H'.

### 9.4.4.2.1.9. Diseño a flexión de la pantalla.

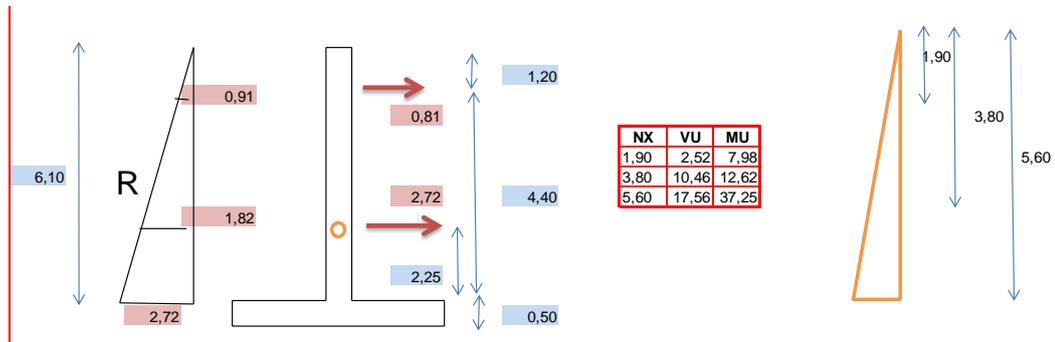


Ilustración 91.- Esquema para el diseño de la pantalla.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

#### ➤ Verificación a corte del dedo.

Datos:

<b>Vu</b>	<b>17,56</b>	T
-----------	--------------	---

<b>FI CORTE</b>	0,85
<b>d</b>	62,50 cm
<b>b</b>	100,00 cm
<b>f'c</b>	280,00 kg/cm <sup>2</sup>

$$Vu = \frac{Vu}{\phi} * b * d$$

$$vu = \frac{17.56}{0.85} * 100 * 40$$

$$vu = 3.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vc = 0.5 \overline{f'c}$$

$$Vc = 0.5 \overline{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Vc = 8.37$$

<b>vu</b>	<b>VS</b>	<b>vc</b>
3.30	>	8.37 OK

➤ **Determinación del As a flexión a 1.90 m:**

DATOS:

<i>Mu</i>	37,25	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0,90	
<b>d</b>	62,50	cm
<b>b</b>	100,00	cm
<b>fy</b>	4200,00	kg/cm2
<b>f'c</b>	280,00	kg/cm2
<b>Recubrimiento</b>	0,075	m

$$k = \frac{Mu}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{37.25 * 100000}{0.9 * 280 * 100 * 62.50^2}$$

$$k = 0.038$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.038}}{1.18}$$

$$q = 0.038$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.038 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0026$$

$$As = \rho * b * d$$

$$As_{cal} = 0.0026 * 100 * 47.50$$

$$As = 16.14 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 20.63 \text{ cm}^2$$

Como el As calculado es menor que el As min, se armara con As min para 1 metro.

Se armará de la siguiente manera: 14 Ø 14 mm @ 7 cm, en un metro.

El armado de la pantalla, se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Determinación del As a flexión a 3.80 m:**

DATOS:

<b>Mu</b>	<b>12,62</b>	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0,90	
<b>d</b>	54,46	cm
<b>b</b>	100,00	cm
<b>fy</b>	4200,00	kg/cm2
<b>f'c</b>	280,00	kg/cm2
<b>Recubrimiento</b>	0,075	m

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

$$k = \frac{12.62}{0.9 * 280 * 100 * 54.17^2}$$

$$k = 0.016$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.016}}{1.18}$$

$$q = 0.017$$

$$\rho = q * \frac{f'c}{fy}$$

$$\rho = 0.017 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0011$$

$$As_{cal} = \rho * b * d$$

$$As_{cal} = 0.0011 * 100 * 54.46$$

$$As_{cal} = 6.19 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 17.97 \text{ cm}^2$$

Como el  $As$  calculado es menor que el  $As_{min}$ , se armara con  $As_{min}$ .

Se armará de la siguiente manera: 12 Ø 14 mm @ 8 cm, en un metro

El armado de la pantalla a 4,40m se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Determinación del  $As$  a flexión a 5.60 m:**

DATOS:

<b><math>Mu</math></b>	<b>7,98</b>	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0,90	
<b>d</b>	17,50	cm
<b>b</b>	100,00	cm
<b><math>f_y</math></b>	4200,00	kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>f_c</math></b>	280,00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	0,075	m

$$k = \frac{Mu}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{7.98}{0.9 * 280 * 100 * 17.50^2}$$

$$k = 0.103$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.103}}{1.18}$$

$$q = 0.110$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.110 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0073$$

$$As_{cal} = \rho * b * d$$

$$As_{cal} = 0.0073 * 100 * 17.50$$

$$As_{cal} = 12.90 \text{ cm}^2$$

**Asmin                      5,78                      cm2**

Se armará de la siguiente manera: 9 Ø 14 mm @ 11 cm, en un metro

El armado de la pantalla a 6,60m se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Acero de repartición transversal.**

$$As = \frac{2}{3} * \rho * b * d$$

$$As = \frac{2}{3} * 0.0015 * 100 * 62.50$$

$$As = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 5 Ø 12 mm @ 25 cm, en un metro

➤ **Acero de repartición horizontal.**

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0025 * 100 * 62.50$$

$$As = 15.63 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 14 Ø 12 mm @ 7 cm, en un metro

El armado acero de repartición transversal y horizontal se observan en el ANEXO 'H'.

#### 9.4.4.2.2. Diseño de estribo margen izquierdo.

Datos:

- ✓  $L = 17 \text{ m}$
- ✓  $H = 5.95 \text{ m}$
- ✓  $L_{estr} = 11,50 \text{ m}$
- ✓  $\sigma_{adm} = 40.76 \text{ T/m}^2$
- ✓  $\gamma_s = 1.33 \text{ T/m}^3$
- ✓  $\phi = 33^\circ$
- ✓  $C.viva = H = 8.72 \text{ Ton}$
- ✓  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $\text{peso específico} = 2.4 \text{ T/m}^2$

##### 9.4.4.2.2.1. Cálculos para determinación de geometría del estribo:

➤ Empuje activo:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{32}{2} \right)$$

$$K_a = 0.29$$

➤ Presión del suelo:

$$b_w = 5\% * CVHS - MOP)$$

$$b_w = 0.44 \text{ m}$$

$$B' = \gamma_s * H * K_a + b_w$$

$$B' = 1.33 * 5.95 * 0.29 + 0.44$$

$$B' = 2.77 \text{ m}$$

A continuación se presenta la figura del cálculo de la geometría del estribo:

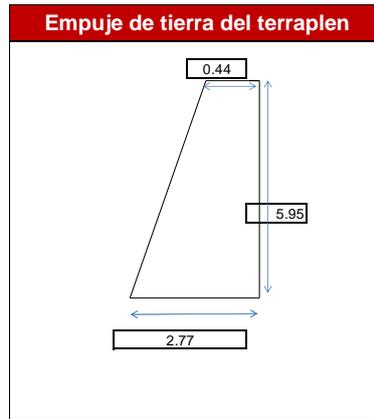


Ilustración 92.- Geometría del estribo.

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

➤ **Momento volcador del terreno**

$$M_V = \frac{H^2}{6} * 2bw + B'$$

$$M_V = \frac{5.95^2}{6} * 2 * 0.44 + 2.77$$

$$\mathbf{Mv = 21.48 T - m}$$

➤ **Ancho de la base de estribo.**

$$B = 1.5 * \frac{2M_V}{\gamma_S * H} = 1.5 * \frac{2 * 21.48}{1.33 * 5.95}$$

$$\mathbf{B = 3.50 T - m}$$

➤ **Comprobación de Base:**

$$\mathbf{Bsug. = 3.20 m}$$

Esta dimensión (B) base Sugerido, que es tomada luego de varias iteraciones realizadas. Una vez establecidas las dimensiones del estribo que se utilizara se procede con cálculo de peso del estribo y centros de gravedad tomando en cuenta el estrato en la determinación de áreas.

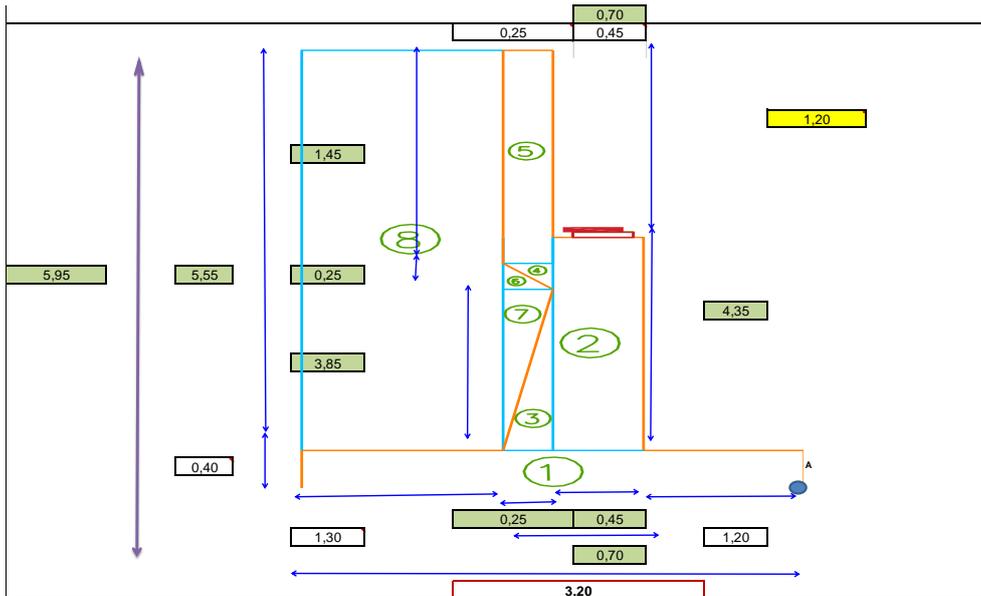


Ilustración 93.- Dimensiones del estribo izquierdo.  
Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Tabla 106.- Cálculo de pesos y centro de gravedad.

	Area	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	1,28	3,07	1,60	0,20	4,92	0,61
2	1,96	4,70	1,43	2,58	6,69	12,10
3	0,48	1,16	1,73	1,68	2,00	1,94
4	0,03	0,08	1,73	4,42	0,13	0,33
5	0,36	0,87	1,78	5,23	1,54	4,55
6	0,03	0,04	1,82	4,33	0,08	0,18
7	0,48	0,64	1,82	2,97	1,16	1,90
8	7,22	9,60	2,55	3,18	24,47	30,47
		<b>20,15</b>			<b>40,99</b>	<b>52,08</b>

WT=	<b>20,15</b>	T/m
X=	<b>2,03</b>	m
Y=	<b>2,58</b>	m

Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

Para el diseño del estribo se tomaran en cuenta 5 estados de carga y condiciones de estabilidad, teniendo que comparar para cada estado de carga que se cumplan los siguientes parámetros:

#### 9.4.4.2.2. Verificación de la estabilidad

- Seguridad de volcamiento  $FS_v \geq 2.00$ .
- Seguridad al deslizamiento  $FS_d \geq 1.50$ .

- Esfuerzo admisible del suelo  $\sigma$  calculado  $\leq \sigma$  admisible (según el estado de carga).

#### 9.4.4.2.2.3. Revisión De Los Estados De Carga.

### 3) SOLO MURO

I.- Peso (muro +relleno)+ Empuje de tierras

II.- Estado 1 + Sismo

### 4) MURO + PUENTE

III.- Estado 1 + Reacción de Carga Muerta del puente

IV.- Estado 1 + Reacción de Carga Muerta + Sismo (puente y muro)

V.- Estado 1 + Reacción de carga Muerta + Carga Viva en el Terraplén.

#### 9.4.4.2.2.4. Solo muro.

#### ➤ Primer estado de carga – estribo solo + empuje de tierra.

- **Presión**

$$P = \gamma_s * H * K_a$$

$$P = 1.33 * 5.95 * 0.29$$

$$**P = 2.33 T/m2**$$

- **Empuje activo**

-

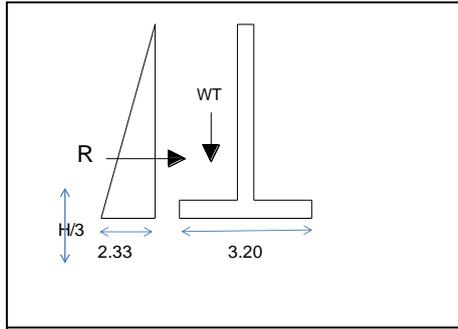


Ilustración 94.- Diagrama para el cálculo del empuje activo estribo izquierdo.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

$$R = \frac{\text{Presion} * H}{2}$$

$$R = \frac{2.33 * 5.95}{2}$$

$$\mathbf{R = 6.94 T}$$

Luego de haber obtenido las fuerzas actuantes en el estribo se procede a chequear los diferentes estados que tienen que pasar para que la estructura tenga un diseño óptimo.

- **Momento volcador**

$$M_V = R * \frac{H}{3}$$

$$M_V = 6.94 * \frac{5.95}{3}$$

$$\mathbf{M_V = 13.77 T - m}$$

- **Momento estabilizador**

$$M_E = W_T * x$$

$$M_E = 20.15 * 2.03$$

$$\mathbf{M_E = 40.99 T - m}$$

- **Verificación de seguridad al volcamiento**

$$F_{SV} = \frac{M_E}{M_V}$$

$$F_{SV} = \frac{40.99}{13.77}$$

$$F_{SV} = 2.98 > 2.0 \quad \text{Ok}$$

- Verificación de seguridad al deslizamiento:

$$F_{SD} = \frac{W_T * \tan \phi}{R}$$

$$F_{SD} = \frac{20.15 * \tan 33}{6.94}$$

$$F_{SD} = 1.89 > 1.50 \quad \text{Ok}$$

- Ubicación del esfuerzo del suelo y excentricidad:

$$x = \frac{\Delta M}{WT} = \frac{M_E - M_V}{WT}$$

$$x = \frac{40.99 - 13.77}{20.15}$$

$$x = 1.35 > 1.20 \quad \text{Ok}$$

$$e = \frac{B}{2} - x$$

$$e = \frac{3.20}{2} - 1.35 =$$

$$e = 0.25m$$

- Esfuerzo admisible calculado

$$\tau_s = \frac{WT}{B} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2} = \frac{20.15}{3.20} \pm \frac{6 * 20.15 * 0.25}{3.20^2}$$

$$\tau_s^+ = 9.23 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} = 40.76 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

$$\tau_s^- = 3.36 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} = 40.76 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

- Segundo estado de carga – estribo solo + empuje de tierra + sismo.

Para los cálculos se va utilizar la zona III con un coeficiente de 0.1 de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 107.- Valor de factor Z en función zona sísmica adoptada (NECC 11)

Zona Sísmica	I	II	III	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.35	0.4	>=0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Datos:

$$\alpha = 90$$

$$\emptyset = 33$$

$$\beta = 0$$

$$\delta = \frac{2}{3} * \emptyset = 22$$

$$\gamma = 1.33 \text{ Ton/m}^3$$

$$A_0 = 0.50g$$

$$C_{sh} = 0.50 * A_0$$

$$C_{sh} = 0.50 * 0.40$$

$$C_{sh} = \mathbf{0.20}$$

$$C_{sv} = 0.70 * C_{sh}$$

$$C_{sv} = 0.70 * 0.20$$

$$C_{sv} = \mathbf{0.14}$$

$$\theta = \arctang = \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}$$

$$\theta = \arctang = \frac{0.20}{1 - 0.14}$$

$$\theta = 13.092$$

- Según Mononobe o Okabe para  $B < \emptyset < \theta$

$$K_{as} = \frac{\sin(\emptyset + \alpha - \theta)^2}{\cos \theta * \sin(\alpha)^2 * \sin(\alpha - \delta - \theta) * \left(1 + \frac{\sin \emptyset - \delta * \sin \emptyset - \theta - \beta}{\cos \alpha - \theta - \delta * \sin \beta + \alpha}\right)^2}$$

$$K_{as} = \frac{\sin(33+90-13.092)^2}{\cos 13.092 * \sin(90)^2 * \sin 90 - 22 - 13.092 * (1 + \frac{\sin 33-22 * \sin 33-13.092-0}{\cos 90-13.092-22 * \sin 90+0})^2}$$

$$K_{as} = 0.394$$

$$K_a = \text{Tg} ( 45 - \frac{\phi}{2} )$$

$$K_a = 0.295$$

$$E_{as} = \frac{\gamma * H^2}{2} * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$$

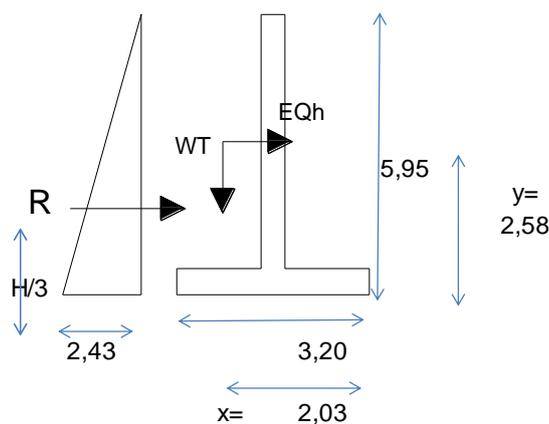
$$E_{as} = \frac{1.33 * 5.95^2}{2} * (0.394 - 0.295) * (1 - 0.14)$$

$$E_{as} = 2.01$$

$$M_s = 2.01 * \bar{Y}$$

$$M_s = 2.73 * 2.58$$

$$M_s = 5.21 \text{ Ton} - \text{m}$$



*Ilustración 95.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Sismo.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

Con estos datos empezamos a chequea los diferentes parámetros:

Fuerza de sismo horizontal

$$EQ_H = WT * C$$

$$EQ_H = 20.15 * 0.1$$

$$EQ_H = 2.01 T$$

- **Momento de fuerza de sismo**

$$M_{EQH} = EQ_H * y$$

$$M_{EQH} = 2.01 * 2.58$$

$$M_{EQH} = 5.21 \text{ T - m}$$

- **Chequeo de seguridad del momento volcador**

$$F_{SV} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}}$$

$$F_{SV} = \frac{40.99}{13.77 + 5.21}$$

$$F_{SV} = 2.16 > 2.0 \text{ Ok}$$

- **Factor de seguridad del momento estabilizador:**

$$F_{SD} = \frac{WT * \tan\phi}{R + EQ_M}$$

$$F_{SD} = \frac{20.15 * \tan(33)}{6.94 + 2.01}$$

$$F_{SD} = 1.50 > 1.49 \text{ Ok}$$

- **Ubicación del esfuerzo del suelo:**

$$x = \frac{\Delta M}{WT} = \frac{M_E - M_V - M_{EQH}}{WT} =$$

$$x = \frac{40.99 - 13.77 - 5.21}{20.15} =$$

$$x = 1.09$$

- **Esfuerzo admisible calculado:**

$$\tau_{\text{máx suelo}} = \frac{2 * WT}{3 * x}$$

$$\tau_{m\acute{a}x\text{suelo}} = \frac{2 * 20.15}{3 * 1.06}$$

$$\tau_{m\acute{a}x\text{suelo}} = 12.29 < 54.21 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok} \quad \text{Aumentado el 33\%}$$

#### 9.4.4.2.2.5. Muro + puente.

➤ Tercer estado de carga – empuje de tierra + rcm + rcv.

Para iniciar a realizar el cálculo del tercer estado de carga utilizaremos la carga muerta del tablero vigas y diafragmas previamente calculados:

DATOS:		
L=	17,00	m
e TAB=	0,20	m
H=	5,95	m
l bar=	0,20	m
l bar=	0,20	m
h bar=	0,90	m
# bar=	10,00	u
a acera=	0,60	m
e acera=	0,20	m
Ancho estribo=	11,50	m
b viga=	0,40	m
h viga=	1,20	m
# vigas=	4,00	u
b diaf=	0,80	m
e diaf=	0,20	m
l diaf=	2,50	m
# diaf=	3,00	u

Tabla 108.- Carga muerta de tablero, vigas y diafragmas.

Tablero=	93,84	T
Baranda=	1,73	T
Aceras=	9,79	T
Capa de rodadura=	0,12	T
Vigas=	78,34	T
Diafragmas=	2,88	T
<b>Carga Muerta=</b>	<b>186,70</b>	<b>T</b>

Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

- **Reacción de carga muerta en un metro.**

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \frac{W_{CM}}{\text{ancho tablero} * 2}$$

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \frac{186.70}{8.40 * 2} =$$

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \mathbf{8.12Ton}$$

- **Carga a utilizar**

$$W_T = W_T + R_{CM}$$

$$W_T = 20.15 + 8.12$$

$$\mathbf{W_T = 28.26 Ton}$$

- **Momento Estabilizador**

$$M_{EST} = M_E + R_{CM}$$

$$M_{EST} = 40.99 + ((8.12*(1.20+0.05+0.30/2))$$

$$\mathbf{M_{EST} = 52.36 Ton - m}$$

- **Ubicación del esfuerzo del suelo**

$$x = \frac{\Delta M}{W_T} = \frac{M_{EST} - M_V}{W_T}$$

$$x = \frac{52.36 - 14.35}{20.15} =$$

$$x = 1.37 > 1.2 \quad \text{Ok}$$

- Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - x$$

$$e = \frac{3.20}{2} - 1.37$$

$$e = 0.23$$

- Esfuerzo admisible calculado

$$\tau_s = \frac{WT}{B} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$$

$$\tau_s = \frac{28.26}{3.20} \pm \frac{6 * 20.15 * 0.23}{3.20^2}$$

$$\tau_s^+ = 12.72 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \tau_{\text{adm}} < \tau_{\text{adm}} = 40.76 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad \text{Ok}$$

$$\tau_s^- = 4.95 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < \tau_{\text{adm}} < \tau_{\text{adm}} = 40.76 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad \text{Ok}$$

➤ Cuarto estado de carga – empuje de tierra + rcmp + sismo (muro + puente).

- Carga muerta total:

$$WT = W_T + R_{CM}$$

$$WT = 20.15 + 8.12$$

$$WT = 28.26 \text{ Ton}$$

- Fuerza de sismo en el puente

$$EQ_{PUENTE} = C * R_{CM}$$

$$EQ_{PUENTE} = 0.1 * 8.12$$

$$EQ_{PUENTE} = 0.81$$

- Momento volcador

$$M_{VOL} = M_V + EQ_{PUENTE} * H - H_{parapeto} + M_{EQh}$$

$$M_{VOL} = 13.77 + 0.81 * 5.95 - 1.20 + 5.21$$

$$M_{VOL} = 22.83 \text{ T - m}$$

- Momento estabilizador

$$M_{EST} = M_E + R_{CM}$$

$$M_{EST} = 40.99 + 8.12 * (1.20 + 0.05 + \frac{0.30}{2})$$

$$M_{EST} = 52.36 \text{ T - m}$$

- Ubicación del esfuerzo del suelo

$$x = \frac{\Delta M}{W_T} = \frac{M_{EST} - M_{VOL}}{W_T} =$$

$$x = \frac{52.36 - 22.83}{28.26} =$$

$$x = 1.04 > 1.2 \text{ Cercano}$$

- Esfuerzo admisible calcula.

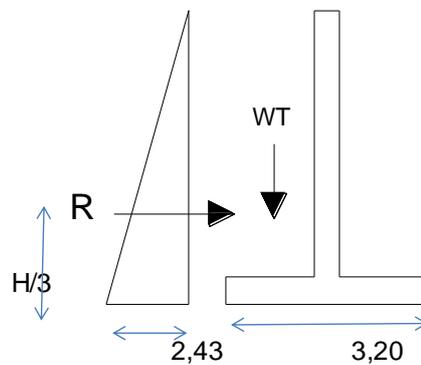
$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{2 * WT}{3 * x}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{2 * 28.26}{3 * 1.04}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 18.04 < 54.21 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok Aumentado el 33\%}$$

- **Quinto estado de carga – empuje de tierra + rcmp + cv terraplén (100%  $\sigma_{adm}$ ).**

Aquí necesitamos el Momento volcante del terreno, carga muerta total y momento estabilizador:



*Ilustración 96.- Fuerzas actuantes en el estribo inc. Terraplén  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

- **Reacción de carga viva en un metro:**

$$Ra = (2P) * \left(1 + \frac{(L - 4.27) + (L - 4.27 - 4.27)}{LuzPuen}\right)$$

$$\mathbf{R_{CV} = 32.67 T}$$

$$\frac{R_{CV}}{ml} = \frac{R_{CV}}{tablero} = \frac{32.67}{11.50}$$

$$\mathbf{R_{CV} = 2.84 T}$$

Con estos datos empezamos a chequear los diferentes parámetros:

- **Carga a utilizar:**

$$W_{Total} = WT + RCM + RCV = 20.15 + 8.12 + 2.84 = 31.11T$$

$$M_V = M_{V1} = 14.35T.m$$

$$M_E = M_{E4} = 52.36T.m$$

- **Ubicación del esfuerzo del suelo:**

$$x = \frac{\Delta M}{WT} = \frac{52.36 - 13.77}{31.11}$$

$$x = 1.24 > 1.20 \quad \text{"O.K"}$$

- **Excentricidad:**

$$e = \frac{B}{2} - x =$$

$$e = \frac{3.20}{2} - 1.24 =$$

$$e = 0.36 m$$

- **Esfuerzo admisible calculado:**

$$\tau_s = \frac{WT}{B} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2} = \frac{31.11}{3.20} \pm \frac{6 * 31.11 * 0.36}{3.20^2} =$$

$$\tau_s^+ = 16.27 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} = 40.76 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

$$\tau_s^- = 3.17 \frac{T}{m^2} < \tau_{adm} = 40.76 \frac{T}{m^2} \quad \text{Ok}$$

### 9.4.4.2.2.6. Análisis de los estados de carga (estribo izquierdo-zapata).

#### ➤ Verificación del estado 1

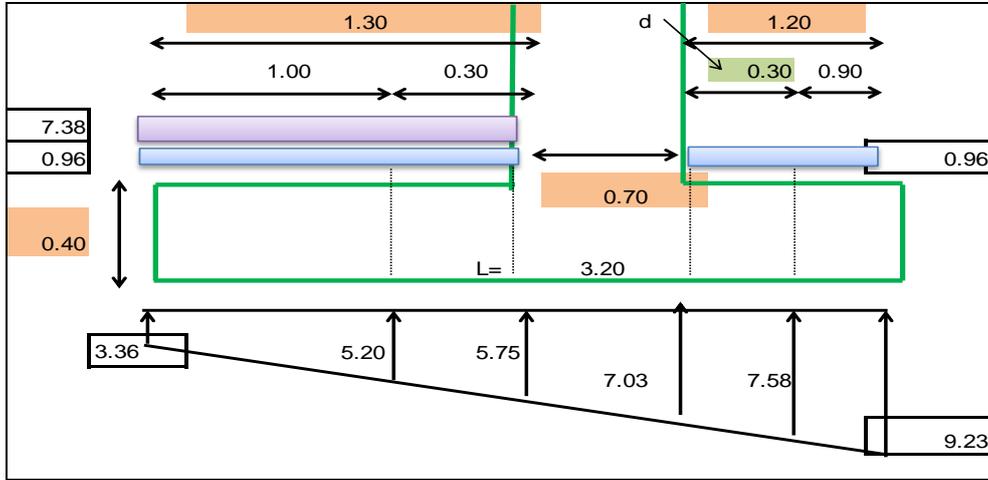


Ilustración 97.- Grafica de Verificación del estado 1.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

1) Cálculo de sobre esfuerzos

Ys= 7.38 T/m<sup>2</sup>

Yh= 0.96 T/m<sup>2</sup>

Ys+Yh 8.34 T/m<sup>2</sup>

2) Cálculo de momentos y cortantes

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = -3.54 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = -4.06 \text{ T}$$

\* Cálculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = 5.16 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = 2.23 \text{ T}$$

- Verificación del estado 2 cuando existe empuje de tierra y sismo, se le suma un 33% de tolerancia.

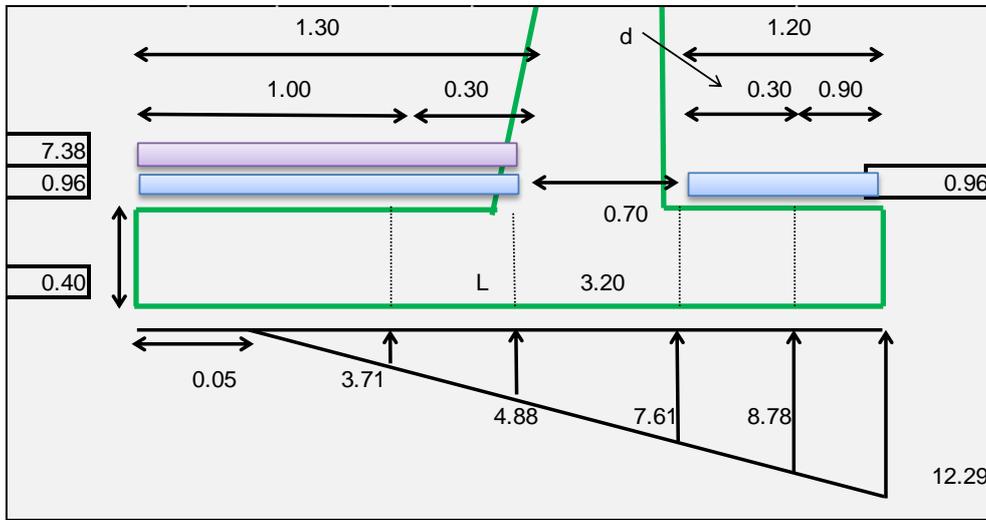


Ilustración 98.- Verificación del estado 2.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

<p>1) Cálculo de excentricidades</p> <p><math>X = 1.09</math></p> <p><math>e = \frac{B}{2} - X</math></p> <p><math>e = 0.51 \text{ m}</math></p>	<p>2) Punto de equilibrio</p> <p><math>L = \frac{3B}{2} - 3e</math></p> <p><math>L = 3.15 \text{ m}</math></p>
<p>3) Cálculo de momentos y cortantes</p> <p>* Cálculo del Talón</p> <p><math>M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2)</math>      <math>M = -5.78 \text{ T-m}</math></p> <p><math>V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2)</math>      <math>V = -6.58 \text{ T}</math></p> <p>* Cálculo del Dedo</p> <p><math>M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2)</math>      <math>M = 7.03 \text{ T-m}</math></p> <p><math>V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2)</math>      <math>V = 8.62 \text{ T}</math></p>	

- Verificación del estado 3 cuando hay empuje de tierra más carga muerta.

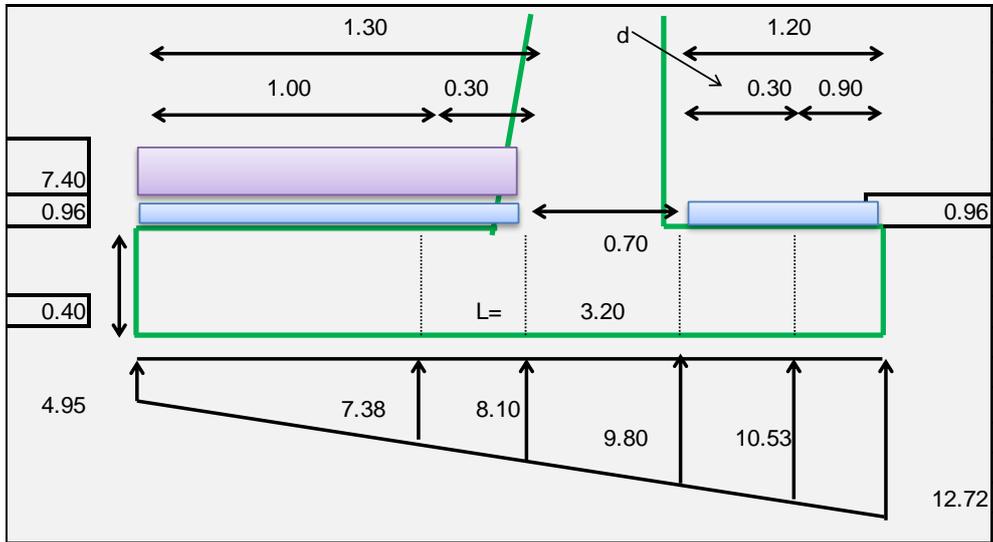


Ilustración 99.- Verificación del estado 3  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

1) Cálculo de momentos y cortantes

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = -1.98 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = -2.18 \text{ T}$$

\* Calculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = 7.42 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = 9.60 \text{ T}$$

- Verificación del estado 4 cuando hay empuje de tierra más la carga muerta y sismo.

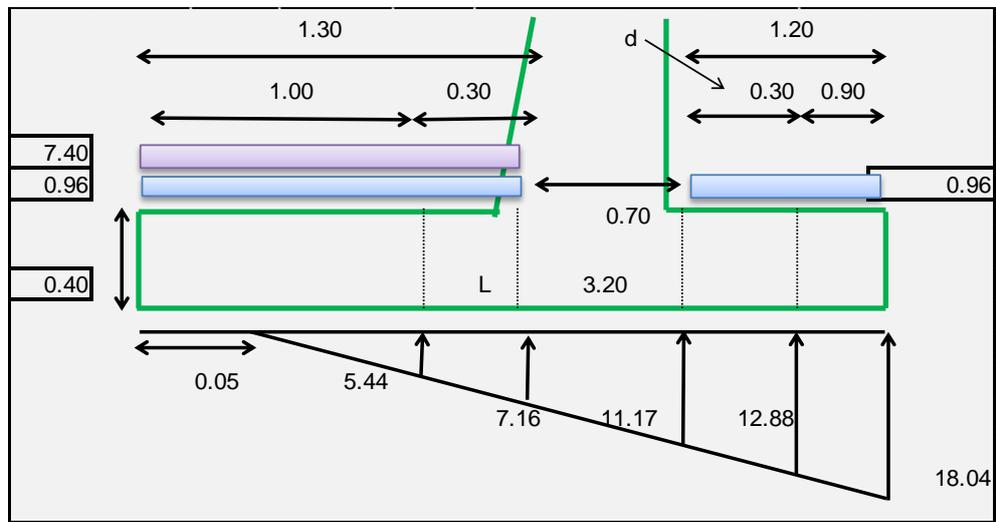
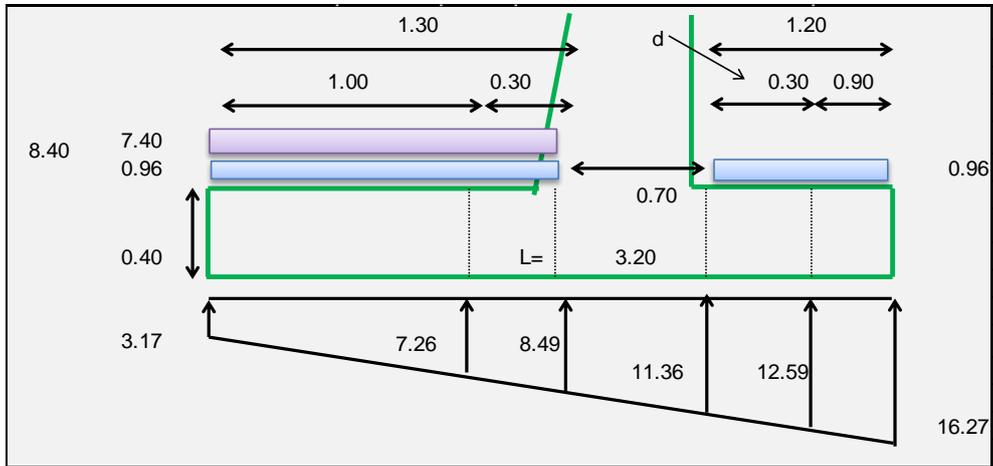


Ilustración 100.- Verificación del estado 4  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

<p>1) Cálculo de excentricidad</p> <p><math>X = 1.09</math></p> <p><math>e = \frac{B}{2} - X</math></p> <p><math>e = 0.51</math></p>	<p>2) Punto de equilibrio</p> <p><math>L = \frac{3B}{2} - 3e</math></p> <p><math>L = 3.15</math></p>
<p>3) Cálculo de momentos y cortantes</p> <p>* Cálculo del Talón</p> <p><math>M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2)</math>      <math>M = -5.18 \text{ T-m}</math></p> <p><math>V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P1 + P2)</math>      <math>V = -5.62 \text{ T}</math></p> <p>* Cálculo del Dedo</p> <p><math>M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2)</math>      <math>M = 10.65 \text{ T-m}</math></p> <p><math>V_{cal} = \frac{b - d_{critico}}{2} * (P1 + P2)</math>      <math>V = 13.05 \text{ T}</math></p>	

- **Verificación del estado 5 cuando hay empuje de la tierra más la carga muerta y carga viva del terraplén.**



*Ilustración 101.- Verificación del estado 5.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.*

1) Cálculo de cortantes y momentos

\* Cálculo del Talón

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = -2.87 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = -3.12 \text{ T}$$

\* Cálculo del Dedo

$$M_{cal} = \frac{b^2}{2} * (2P1 + P2) \quad M = 9.25 \text{ T-m}$$

$$V_{cal} = \frac{b - d \text{ critico}}{2} * (P1 + P2) \quad V = 12.12 \text{ T}$$

➤ **Resumen de los estados de carga.**

TALON	CASO1	1.70	CASO2	1.30	CASO3	1.70	CASO 4	1.30	CASO 5	1.70
V	V esta	-4.06		-5.62		-2.18		-5.62		-3.12
	V may	-6.91		-7.31		-3.71		-7.31		-5.31
M	M esta	-3.54		-5.78		-1.98		-5.18		-2.87
	M may	-6.01		-7.51		-3.36		-6.74		-4.88
DEDO	CASO1	1.70	CASO2	1.20	CASO3	1.70	CASO 4	1.20	CASO 4	1.70
V	Vesta	2.23		8.62		9.60		13.05		12.12
	V may	3.80		10.34		16.32		15.66		20.60
M	M esta	5.16		7.03		7.42		10.65		9.25
	M may	8.78		8.44		12.61		12.78		15.73

Vu -3.71

Mu -7.51

Vu 20.60

Mu 15.73

Ilustración 102.- Resumen de estados de carga zapata estribo Izquierdo.  
Fuente: Realizado por tesistas Chela Richard y Guamán Pedro.

➤ **Verificación a corte del dedo.**

Vu 20.60 T

FI CORTE 0.85  
d 30.00 cm  
b 100.00 cm  
f'c 280.00 kg/cm<sup>2</sup>

$$Vu = \frac{Vu}{\phi} * b * d$$

$$vu = \frac{20.60}{0.85} * 100 * 30$$

$$vu = 8.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Vc = 8.37$$

vu= 8.08 VS vc= 8.37 OK  
<

#### 9.4.4.2.7. Diseño a flexión de la zapata (talón).

DATOS:

$\delta_{max} =$	0.0145	
<b>Mu</b>	<b>7.51</b>	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0.90	
<b>d</b>	30.00	cm
<b>b</b>	100.00	cm
<b>fy</b>	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b>	280.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	10.00	cm

➤ **Determinación del As a flexión:**

$$k = \frac{Mu}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{7.51}{0.9 * 280 * 100 * 30^2}$$

$$k = 0.033$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.033}}{1.18}$$

$$q = 0.033$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.033 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0023$$

$$As = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0023 * 100 * 30$$

$$A_s \text{ cal} = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 43.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 9.90 \text{ cm}^2$$

Como el  $A_s$  calculado es menor que el  $A_s$  min, se armara con  $A_s$  min para 1 metro.

Se armará de la siguiente manera: 7 Ø 14 mm @ 11 cm, en un metro.

El armado de la zapata (talón), se observan en el ANEXO 'H'.

#### 9.4.4.2.2.8. Diseño a flexión de la Zapata (Dedo).

DATOS:

$\delta_{max} =$	0.0145	
$M_u$	15.73	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0.90	
<b>d</b>	30.00	cm
<b>b</b>	100.00	cm
<b>f<sub>y</sub></b>	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b>	280.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	10.00	cm

➤ **Determinación del  $A_s$  a flexión:**

$$k = \frac{M_u}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{15.73}{0.9 * 280 * 100 * 30^2}$$

$$k = 0.069$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.069}}{1.18}$$

$$q = 0.072$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.073 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0048$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0048 * 100 * 30$$

$$A_s \text{ cal} = 14.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 43.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 9.90 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 10 Ø 14 mm @ 11 cm, en un metro.

El armado de la zapata (talón), se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Acero de repartición transversal.**

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 30$$

$$A_s \text{ cal} = 5.40 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 5 Ø 12 mm @ 15 cm, en un metro.

El armado de la zapata (dedo), se observan en el ANEXO 'H'.

### 9.4.4.2.9. Diseño a flexión de la pantalla.

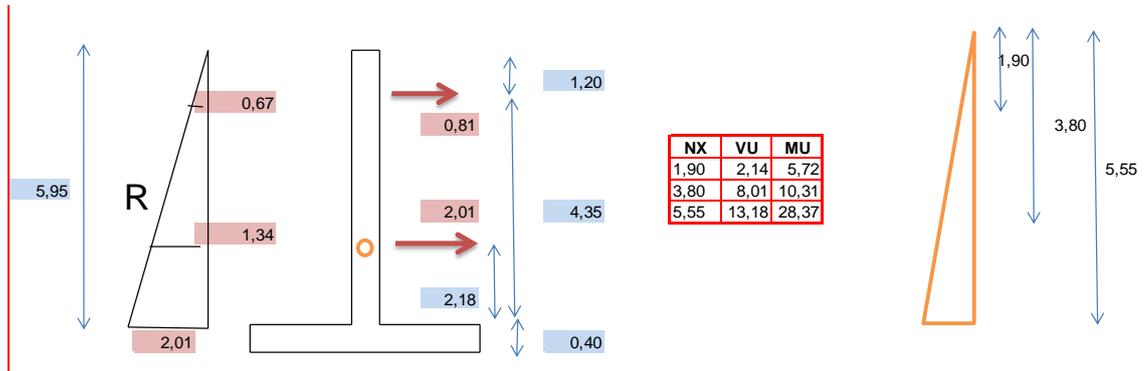


Ilustración 103.- Esquema para el diseño de la pantalla.  
Fuente: Realizado por testistas Chela Richard y Guamán Pedro.

#### ➤ Verificación a corte del dedo.

Datos:

Vu	13,18	T
----	-------	---

FI CORTE	0,85
d	62,50 cm
b	100,00 cm
f'c	280,00 kg/cm <sup>2</sup>

$$Vu = \frac{Vu}{\phi} * b * d$$

$$vu = \frac{13.18 * 100000}{0.85} * 100 * 62.50$$

$$vu = 2.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Vc = 8.37$$

vu	VS	vc	
2,48	>	8,37	OK

➤ **Determinación del As a flexión a 1.90 m:**

DATOS:

Mu	28,37	T-m
FI FLEXIÓN	0,90	
d	62,50	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f'c	280,00	kg/cm2
Recubrimiento	0,075	m

$$k = \frac{Mu}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{37.25 * 100000}{0.9 * 280 * 100 * 62.50^2}$$

$$k = 0.028$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.028}}{1.18}$$

$$q = 0.029$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.029 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0019$$

$$As = \rho * b * d$$

$$As \text{ cal} = 0.0019 * 100 * 62.50$$

$$As = 12.22 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 20.63 \text{ cm}^2$$

Como el  $A_s$  calculado es menor que el  $A_s$  min, se armara con  $A_s$  min para 1 metro.

Se armará de la siguiente manera: 14  $\emptyset$  14 mm @ 7 cm, en un metro.

El armado de la pantalla, se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Determinación del  $A_s$  a flexión a 3.80 m:**

DATOS:

<b>Mu</b>	<b>10,31</b>	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0,90	
<b>d</b>	54,62	cm
<b>b</b>	100,00	cm
<b>fy</b>	4200,00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b>	280,00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	0,075	m

$$k = \frac{Mu}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{10.31 * 100000}{0.9 * 280 * 100 * 54.62^2}$$

$$k = 0.013$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.013}}{1.18}$$

$$q = 0.0137$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0137 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0009$$

$$A_s \text{ cal} = \rho * b * d$$

$$As_{cal} = 0.0009 * 100 * 54.62$$

$$As_{cal} = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 18.02 \text{ cm}^2$$

Como el  $As$  calculado es menor que el  $As_{min}$ , se armara con  $As_{min}$ .

Se armará de la siguiente manera: 12 Ø 14 mm @ 8 cm, en un metro

El armado de la pantalla a 4,40m se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Determinación del  $As$  a flexión a 5.55 m:**

DATOS:

<b>Mu</b>	<b>5,72</b>	T-m
<b>FI FLEXIÓN</b>	0,90	
<b>d</b>	17,50	cm
<b>b</b>	100,00	cm
<b>fy</b>	4200,00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b>	280,00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento</b>	0,075	m

$$k = \frac{Mu}{\theta * f_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{5.72 * 100000}{0.9 * 280 * 100 * 17.50^2}$$

$$k = 0.074$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.074}}{1.18}$$

$$q = 0.077$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.077 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0052$$

$$As_{cal} = \rho * b * d$$

$$As_{cal} = 0.0052 * 100 * 17.50$$

$$As_{cal} = 9.07 \text{ cm}^2$$

**Asmin**      5,78      **cm2**

Se armará de la siguiente manera: 6 Ø 14 mm @ 11 cm, en un metro.

El armado de la pantalla a 5.55m se observan en el ANEXO 'H'.

➤ **Acero de repartición transversal.**

$$As = \frac{2}{3} * \rho * b * d$$

$$As = \frac{2}{3} * 0.0015 * 100 * 62.50$$

$$As = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 6 Ø 12 mm @ 20 cm, en un metro

➤ **Acero de repartición horizontal.**

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0025 * 100 * 62.50$$

$$As = 15.63 \text{ cm}^2$$

Se armará de la siguiente manera: 14 Ø 12 mm @ 10 cm, en un metro

El armado acero de repartición transversal y horizontal se observan en el ANEXO 'H'.

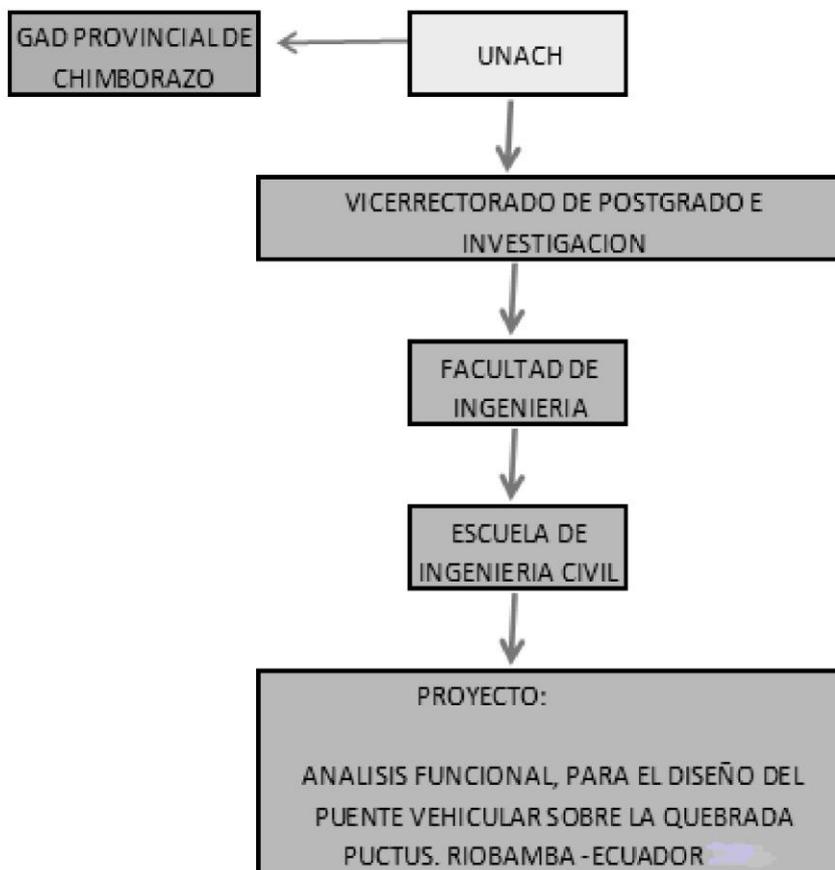
**9.4.5. Presupuesto del puente sobre la quebrada Puctus.**

**9.4.5.1. Presupuesto referencial.**

**9.4.5.2. Análisis de precios unitarios.**

**9.4.6. Volúmenes de obra.**

**9.4.7. Diseño organizacional.**



**10. BIBLIOGRAFÍA**

✚ Ochoa Espinoza, C. A. (2008). Diseño de Superestructuras de Puentes de Hormigón Armado. Comparación entre norma AASHTO

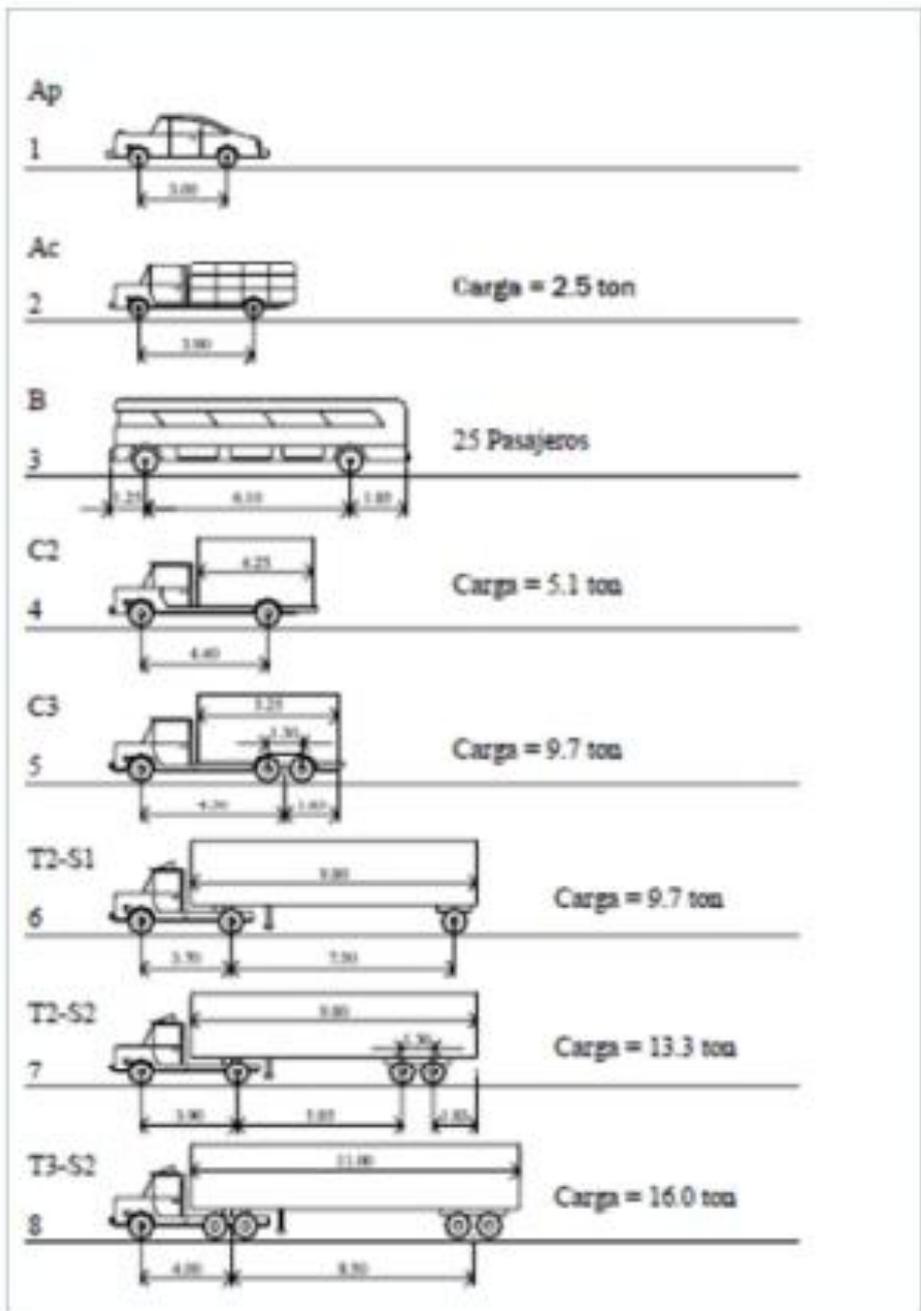
STANDARD Y LRFD, Tesis de pregrado Universidad Austral de Chile. VALDIVIA, CHILE.

- ✚ Vela Oñate, V. A. (2013). Diseño de estribos para puentes Vehiculares Aplicando Criterios de las Especificaciones AASHTO STANDARD Y LRFD. Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador. Quito, Ecuador.
- ✚ AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. Tercera Edición. 2004. 1005 p.
- ✚ AASHTO. Standard Specifications for highway bridges. Decimoséptima Edición. 2002. 423 p.
- ✚ Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado, UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

## **11. APÉNDICES A ANEXOS**

### **11.1. ANEXOS ANÁLISIS DE TRÁFICO Y PROYECCIONES.**

#### **11.1.1. Anexo “1”: tipos de vehículos:**



## 11.1.2. Anexo “2”: tabla de valores de diseño para carreteras

República del Ecuador  
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

VALORES DE DISEÑO RECOMENDADOS PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES Y CAMINOS VECINALES DE CONSTRUCCIÓN



NORMAS	CLASE I 3 000 – 8 000 TPDA <sup>(1)</sup>			CLASE II 1 000 – 3 000 TPDA <sup>(1)</sup>			CLASE III 300 – 1 000 TPDA <sup>(1)</sup>			CLASE IV 100 – 300 TPDA <sup>(1)</sup>			CLASE V MENOS DE 100 TPDA <sup>(1)</sup>		
	RECOMENDABLE	ABSOLUTA	LL	RECOMENDABLE	ABSOLUTA	LL	RECOMENDABLE	ABSOLUTA	LL	RECOMENDABLE	ABSOLUTA	LL	RECOMENDABLE	ABSOLUTA	LL
Velocidad de diseño (K.P.H.)	110	100	80	100	90	70	90	80	60	60	40	60	50	40	50
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	430	350	210	350	275	160	275	210	75	275	210	110	75	110	75
Distancia de visibilidad para parada (m)	180	160	110	160	135	90	135	110	55	135	110	70	55	70	55
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	830	690	565	690	565	415	690	565	415	370	480	390	210	390	210
Paralte	MÁXIMO = 10%.														
Coefficiente “K” para:	10% (Para V > 50 K.P.H.) 8% (Para V < 50 K.P.H.)														
Curvas verticales convexas (m)	80	60	28	12	60	43	19	43	28	7	43	28	12	28	12
Curvas verticales cóncavas (m)	43	38	24	38	31	19	31	24	13	6	24	13	10	13	10
Gradiente longitudinal <sup>(2)</sup> máxima (%)	3	4	6	3	5	7	3	4	7	4	6	7	9	5	6
Gradiente longitudinal <sup>(2)</sup> mínima (%)	0,5%														
Ancho de pavimento (m)	7,3	7,3	7,3	7,0	6,70	6,70	6,70	6,70	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
Clase de pavimento	Carpeta Asfáltica y Hormigón														
Ancho de espaldones <sup>(3)</sup> estables (m)	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5	1,0	1,5	1,0
Gradiente transversal para pavimento (%)	3,0														
Gradiente transversal para espaldones (%)	3,0 <sup>(4)</sup> - 4,0														
Curva de transición	USENSE ESPIRALES CUANDO SEA NECESARIO														
Puentes	Carga de diseño HS - 20 - 44; HS - MOP; HS - 25														
Ancho de la calzada (m)	SERA LA DIMENSIÓN DE LA CALZADA DE LA VÍA INCLUIDOS LOS ESPALDONES 0,50 m. mínimo a cada lado														
Ancho de Aceras (m) <sup>(5)</sup>	Según el Art. 3° de la Ley de Caminos y el Art. 4° del Reglamento aplicativo de dicha Ley														
Mínimo derecho de vía (m)	LL = TERRENO PLANO 0 = TERRENO ONDULADO M = TERRENO MONTAÑOSO														

- 1) El TPDA indicado es el volumen promedio anual de tráfico diario proyectado a 15 – 20 años, cuando se proyecta un TPDA en exceso de 7 000 en 10 años debe investigarse la necesidad de construir una autopista. (Las normas para esta serán parecidas a las de la Clase I, con velocidad de diseño de 10 K.P.H. más para clase de terreno – Ver secciones transversales típicas para más detalles. Para el diseño definitivo debe considerarse el número de vehículos equivalentes.
- 2) Longitud de las curvas verticales: L = KA, en donde K = coeficiente respectivo y A = diferencia algebraica de gradientes, expresado en tanto por ciento. Longitud mínima de curvas verticales: L min = 0,60 V<sub>1</sub> en donde V es la velocidad de diseño expresada en kilómetros por hora.
- 3) En longitudes cortas menores a 300 m. se puede aumentar la pendiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, solamente para las carreteras de Clase I, II y III. Para Caminos Vecinales (Clase IV) se puede aumentar la pendiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, para longitudes menores a 750 m.
- 4) Se puede adoptar una pendiente longitudinal de 0% en rellenos de 1 m. a 6 m. de altura, previo análisis y justificación.
- 5) Espaldón pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía. (Ver Secciones Típicas en Normas). Se ensanchará la calzada 0,50 m más cuando se prevé la instalación de guarda caminos.
- 6) Cuando el espaldón está pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía.
- 7) En los casos en los que haya bastante tráfico de peatones, úsense dos aceras completas de 1,20 m de ancho.
- 8) Para tramos largos con este ancho, debe ensancharse la calzada a intervalos para proveer refugios de encuentro vehicular.
- 9) Para los caminos Clase IV y V, se podrá utilizar V<sub>0</sub> = 20 Km/h y R = 15 m siempre y cuando se trace de aprovechar infraestructuras existentes y relieve difícil (escarpado).

NOTA: Las Normas anotadas “Recomendables” se emplearán cuando el TPDA es cerca al límite superior de las clases respectivas o cuando se puede implementar sin incurrir en costos de construcción. Se puede variar algo de las Normas Absolutas para una determinada clase, cuando se considere necesario el mejorar una carretera existente siguiendo generalmente el trazado actual.

**1.1.1. Anexo “3”: tabla clase de carreteras según el MTOP.  
Normas de diseño geométrico de carreteras (2003)**

ESPECIFICACIONES MOP - "CLASES DE CARRETERAS"	
CLASE DE CARRETERA	TRAFICO PROYECTADO (TPDA)
R-I o R-II	Más de 8000 (vehículos)
I	De 3000 a 8000
II	De 1000 a 3000
III	De 300 a 1000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

## 11.2. ANEXO TOPOGRÁFICO

### 11.2.1. ANEXO “4”: Puntos levantados con la estación total..

COORDENADAS DE LA TOPOGRAFIA				
PUNTOS	X	Y	ALTURA	DETALLES
1	9813722	760054	2719	EST1
2	9813742,31	760054	2718,854	REF1
5	9813864,6	760120,665	2718,991	V.A
60	9813748,28	760028,735	2719,444	T
61	9813730,56	759947,385	2717,642	T
62	9813725,84	759946,009	2718,782	T
63	9813724,24	759947,529	2719,435	T
64	9813728,6	759956,166	2717,303	T
65	9813724,47	759955,223	2717,81	T
66	9813728,33	759958,183	2717,034	T
67	9813726,77	759963,263	2716,738	R
68	9813721,51	759962,652	2718,283	T
69	9813718,35	759960,835	2720,716	T
70	9813717,97	759957,983	2720,317	T
71	9813715,32	759965,936	2721,601	T
72	9813714,07	759971,492	2720,597	T
73	9813707,18	759977,346	2720,57	T
74	9813702,95	759980,196	2720,578	T
75	9813704,62	759986,513	2720,357	T
76	9813711,93	759982,831	2721,128	T
77	9813710,97	759987,058	2721,092	T
78	9813729,49	759958,297	2716,413	R
79	9813707,37	759996,108	2720,069	T
80	9813731,71	759960,322	2716,396	R
81	9813704,48	760003,923	2720,95	T
82	9813727,71	759963,016	2716,346	R
83	9813708,01	760011,315	2721,119	T
84	9813728,78	759963,689	2716,193	R
85	9813713,71	760005,494	2720,547	T
86	9813729,98	759965,127	2716,386	R
87	9813714,73	760010,461	2719,282	T
88	9813726,19	759967,255	2716,263	R
89	9813714,52	760015,534	2719,445	T
90	9813727,39	759968,39	2716,09	R
91	9813709,84	760018,447	2720,858	T
92	9813728,57	759970,174	2716,264	R
93	9813699,9	760023,741	2719,977	T
94	9813723,3	759966,34	2717,275	T
95	9813703,24	760031,279	2719,393	T
96	9813720,1	759969,909	2717,605	T
97	9813714,25	760016,838	2719,496	T
98	9813724,2	759973,555	2716,07	R
99	9813711,21	760022,029	2720,62	T
100	9813725,27	759975,275	2715,873	R

101	9813713,32	760026,474	2719,087	T
102	9813726,63	759975,545	2715,667	R
103	9813724,68	759980,117	2715,641	R
104	9813721	759973,316	2717,059	T
105	9813723,67	759980,708	2715,602	R
106	9813716,49	759974,521	2718,567	T
107	9813723,5	759987,406	2715,416	R
108	9813719,89	759980,494	2716,53	T
109	9813722,53	759987,536	2715,407	R
110	9813715,47	759981,501	2718,638	T
111	9813721,69	759987,876	2715,408	R
112	9813718,66	759987,615	2716,398	T
113	9813722,27	759994,315	2715,229	R
114	9813713,65	759990,791	2718,321	T
115	9813721,33	759994,583	2715,234	R
116	9813719,24	759996,715	2715,908	T
117	9813716,13	760000,961	2718,784	T
118	9813720,52	759995,839	2715,3	R
119	9813719,04	760004,675	2716,506	T
120	9813720,96	759999,115	2715,166	R
121	9813716,16	760009,479	2718,028	T
122	9813722,31	759999,69	2715,234	T
123	9813723,88	760002,021	2715,434	R
124	9813722,24	760004,795	2715,168	R
125	9813716,05	760015,631	2718,002	T
126	9813724,14	760010,978	2715,067	R
127	9813723,35	760013,221	2714,988	R
128	9813715,94	760023,693	2718,027	T
129	9813717,14	760029,732	2718,165	T
130	9813715,64	760032,086	2719,389	T
131	9813717,44	760035,503	2719,174	R
132	9813725,02	760022,611	2715,112	R
133	9813725,72	760028,126	2714,878	R
134	9813726,34	760032,501	2714,471	R
135	9813704,05	760040,594	2719,194	T
136	9813727,16	760036,8	2714,448	R
137	9813719,13	760037,33	2718,776	T
138	9813726,12	760037,094	2714,356	R
139	9813720,35	760042,139	2718,074	T
140	9813725,53	760037,876	2714,518	R
141	9813713,2	760048,533	2719,103	T
142	9813727,8	760042,578	2714,199	R
143	9813722,5	760043,004	2716,729	T
144	9813726,93	760042,371	2714,138	R
145	9813724,18	760046,226	2715,978	T
146	9813725,5	760041,84	2714,663	R
147	9813724,95	760041,73	2715,426	T
148	9813728,05	760045,623	2714,166	R
149	9813727,19	760045,841	2714,066	R
150	9813715,41	760053,486	2719,037	T

151	9813717,6	760061,075	2719,079	V
152	9813725,39	760046,295	2714,336	R
153	9813728,53	760049,837	2713,849	R
154	9813727,16	760049,841	2713,992	R
155	9813722,57	760051,576	2718,987	T
156	9813725,8	760051,615	2713,963	R
157	9813723,02	760052,499	2717,798	T
158	9813727,48	760053,79	2713,728	R
159	9813724,97	760056,29	2718,854	T
160	9813728,46	760052,327	2713,776	R
161	9813724,27	760055,126	2717,866	ETRI
162	9813728,38	760058,701	2717,819	ETRI
163	9813730,08	760063,132	2718,035	ETRI
164	9813730,86	760067,246	2719,083	T
165	9813729,77	760051,739	2713,829	R
166	9813728,14	760070,271	2719,354	TC
167	9813733,55	760074,76	2719,019	T
168	9813730,42	760057,165	2713,556	R
169	9813730,25	760076,128	2719,234	TC
170	9813732,4	760056,519	2713,41	R
171	9813736,76	760081,793	2718,816	T
172	9813733,57	760055,585	2713,475	R
173	9813732,73	760082,779	2719,026	TC
174	9813737,99	760057,458	2713,236	R
175	9813739,14	760088,592	2718,59	T
176	9813736,74	760058,823	2713,22	R
177	9813735,32	760089,853	2718,788	TC
178	9813736,01	760060,89	2713,415	R
179	9813742,44	760097,888	2718,195	T
180	9813733,14	760059,501	2713,499	R
181	9813738,92	760099,224	2718,468	T
182	9813739,24	760062,42	2713,056	R
183	9813745,13	760104,187	2717,712	T
184	9813739,73	760061,226	2713,026	R
185	9813741,48	760106,336	2718,171	TC
186	9813740,26	760059,818	2713,152	R
187	9813744,92	760114,886	2718,521	TC
188	9813739,89	760058,471	2713,58	R
189	9813740,32	760056,91	2714,151	R
190	9813741,74	760057,326	2714,521	FR
191	9813737,48	760056,617	2713,687	R
192	9813738,88	760055,492	2714,616	R
193	9813737,3	760053,074	2714,927	T
194	9813742,12	760053,913	2718,757	P
195	9813734,59	760054,9	2714,543	R
196	9813744,02	760058,125	2718,659	P
197	9813743,36	760050,891	2718,974	T
198	9813744,52	760045,828	2719,582	T
199	9813729,95	760050,858	2714,328	R
200	9813751,63	760049,601	2719,54	T

201	9813733,09	760049,592	2714,865	T
202	9813749,79	760040,538	2719,866	T
203	9813736,4	760046,134	2715,189	T
204	9813739,09	760050,99	2716,132	T
205	9813759,82	760050,705	2719,773	T
206	9813740,04	760051,291	2717,195	T
207	9813758,5	760041,515	2720,266	T
208	9813739,09	760053,056	2715,89	T
209	9813754,21	760032,798	2720,142	T
210	9813739,54	760046,268	2716,727	T
211	9813750,56	760027,314	2719,663	T
212	9813739,95	760041,89	2717,479	T
213	9813744,78	760032,445	2719,48	T
214	9813737,5	760042,403	2716,509	T
215	9813740,35	760034,053	2719,033	T
216	9813735,37	760042,964	2715,369	T
217	9813736,85	760025,486	2718,931	T
218	9813732,42	760044,452	2715,093	T
219	9813743,37	760022,852	2719,035	T
220	9813728,71	760045,768	2714,787	T
221	9813742,15	760018,763	2719,021	T
222	9813728,73	760040,815	2715,238	T
223	9813735,33	760021,416	2718,937	T
224	9813732,33	760039,892	2715,289	T
225	9813734,73	760038,626	2716,179	T
226	9813732,71	760012,561	2718,535	T
227	9813737,26	760035,489	2717,157	T
228	9813740,59	760010,493	2719,041	T
229	9813737,96	760032,149	2718,155	T
230	9813738,38	760002,463	2719,162	T
231	9813735,25	760033,553	2716,517	T
232	9813731,7	760004,668	2718,603	T
233	9813732,2	760035,293	2715,775	T
234	9813731,39	759995,696	2718,68	T
235	9813728,53	760037,193	2714,906	T
236	9813736,46	759994,623	2718,768	T
237	9813727,46	760032,813	2715,426	T
238	9813736,15	759987,014	2718,301	T
239	9813731,08	760032,095	2715,986	T
240	9813729,74	759988,012	2717,672	T
241	9813732,7	760029,971	2717,186	T
242	9813729,84	759981,364	2716,843	T
243	9813735,8	760028,329	2717,8	T
244	9813729,81	759981,336	2716,846	T
245	9813733,95	760023,797	2717,964	T
246	9813736,34	759981,789	2718,299	T
247	9813730,91	760025,594	2717,287	T
248	9813729,85	759976,856	2717,036	T
249	9813728,79	760025,696	2716,133	T
250	9813725,94	760025,183	2715,546	T

251	9813736,71	759969,468	2719,618	T
252	9813725,34	760020,236	2715,617	T
253	9813730,63	759968,211	2717,035	T
254	9813728,23	760019,063	2717,245	T
255	9813733,71	759961,888	2717,213	T
256	9813731,42	760017,441	2717,569	T
257	9813737,1	759963,654	2720,293	T
258	9813725,05	760012,71	2716,224	T
259	9813737,8	759967,783	2720,258	T
260	9813728,57	760012,118	2716,96	T
261	9813738,32	759970,505	2721,086	T
262	9813731,39	760011,7	2718,012	T
263	9813731,05	760007,757	2718,169	T
264	9813737,08	759960,681	2719,719	T
265	9813728,72	760006,425	2717,303	T
266	9813726,79	760006,883	2717,135	T
267	9813724,54	760006,013	2716,35	T
268	9813724,17	760000,774	2716,292	T
269	9813728,41	759998,985	2717,369	T
270	9813736,88	759956,098	2719,053	T
271	9813729,1	759995,403	2717,794	T
272	9813727,42	759994,715	2717,318	T
273	9813723,06	759993,401	2715,819	T
274	9813725,48	759991,491	2716,402	T
275	9813724,45	759986,304	2715,895	T
276	9813725,86	759981,439	2715,893	T
277	9813727,81	759981,622	2716,624	T
278	9813726,88	759976,421	2715,98	T
279	9813729,61	759970,222	2716,472	T
280	9813731,58	759964,356	2716,732	T
281	9813736,1	759951,681	2717,005	T
282	9813736,93	759946,962	2717,002	T
283	9813734,6	759941,32	2717,63	T
284	9813732,11	759940,923	2717,9	T
285	9813732,9	759946,259	2717,392	T
286	9813729,69	759946,031	2717,799	T
287	9813728,52	759941,049	2717,91	T
288	9813726,78	759939,643	2718,777	T
289	9813728,19	759936,595	2718,736	T
290	9813727,26	759936,915	2719,304	T
291	9813734,7	759939,405	2717,752	T
292	9813725,39	759948,097	2718,62	T
293	9813720,99	759951,698	2721,321	T
294	9813725,97	759952,38	2717,708	T
295	9813719,14	759954,906	2720,913	T
296	9813722,94	759957,805	2718,222	T
297	9813773,34	760045,464	2726,311	T
298	9813786,27	760098,422	2725,207	T
299	9813783,24	760091,56	2724,456	T
300	9813781,3	760083,152	2725,189	T

301	9813780,45	760078,31	2725,344	T
302	9813784,11	760081,532	2726,91	T
303	9813785,23	760073,792	2728,407	T
304	9813742,55	759951,704	2727,4	T
305	9813781,66	760072,022	2726,589	T
306	9813740,91	759970,247	2725,86	T
307	9813778,56	760064,032	2725,992	T
308	9813776	760060,157	2725,098	T
309	9813751,06	759987,181	2728,28	T
310	9813773,23	760055,094	2724,536	T
311	9813770,69	760050,369	2724,416	T
312	9813760,33	759982,419	2734,574	T
313	9813766,61	760050,796	2720,595	T
314	9813763,5	759993,985	2735,04	T
315	9813770,54	760057,674	2719,979	T
316	9813774,82	760069,785	2719,275	V
317	9813778,57	760084,212	2719,157	V
318	9813768,81	760003,867	2738,025	T
319	9813782,75	760099,291	2718,772	V
320	9813792,02	760110,804	2718,489	V
321	9813778,84	760019,971	2737,56	T
322	9813802,69	760118,138	2718,459	V
323	9813789,02	760036,055	2737,64	T
324	9813797,6	760126,323	2718,685	V
325	9813793,51	760048,324	2737,197	T
326	9813791,21	760122,572	2718,815	V
327	9813800,9	760062,782	2737,953	T
328	9813785,73	760118,462	2719,018	V
329	9813799,61	760071,714	2734,647	T
330	9813781,64	760114,154	2719,147	V
331	9813794,17	760084,418	2731,233	T
332	9813778,1	760108,266	2719,195	V
333	9813789,51	760077,944	2730,307	T
334	9813774,19	760097,092	2719,191	V
335	9813771,04	760086,403	2719,203	V
336	9813767,55	760077,087	2719,22	V
337	9813766,28	760041,444	2724,291	T
338	9813763,54	760070,391	2719,239	V
339	9813758,75	760064,519	2719,147	V
340	9813768,91	760060,559	2719,465	V
341	9813765,67	760056,844	2719,531	V
342	9813753,39	760060,583	2718,896	V
343	9813764,06	760055,261	2719,578	V
344	9813747,66	760058,218	2718,722	V
345	9813760,98	760053,148	2719,526	V
346	9813756,91	760051,632	2719,45	V
347	9813752,33	760051,568	2719,204	V
348	9813744,97	760053,02	2718,945	V
349	9813725,52	760058,316	2718,811	V
350	9813726,97	760066,937	2718,795	V

351	9813721,13	760059,607	2719,089	POST
352	9813727,93	760064,762	2718,72	V
353	9813708,71	760065,372	2719,211	V
354	9813711,72	760073,462	2718,998	V
355	9813700,97	760068,739	2719,478	V
356	9813700,99	760079,72	2719,395	V
357	9813693,97	760073,282	2719,745	V
358	9813683,69	760091,95	2720,537	V
359	9813684,23	760079,595	2720,419	V
360	9813671,67	760095,384	2720,776	V
361	9813690,77	760086,725	2720,075	V
362	9813683,79	760091,903	2720,534	V
363	9813749,4	760062,259	2718,79	T
364	9813747,5	760064,041	2716,306	T
365	9813753,64	760064,388	2719,006	T
366	9813753,01	760070,39	2715,335	T
367	9813757,12	760068,258	2719,289	T
368	9813761,68	760076,068	2719,173	T
369	9813758,05	760079,14	2715,622	T
370	9813765,28	760087,425	2719,275	T
371	9813759,85	760087,934	2714,866	T
372	9813769,54	760096,82	2719,41	T
373	9813764,11	760095,914	2715,611	T
374	9813772,9	760106,311	2719,069	T
375	9813767,32	760105,48	2715,479	T
376	9813775,58	760112,19	2719,268	T
377	9813771,26	760115,985	2715,154	T
378	9813773,79	760124,106	2715,897	T
379	9813777,72	760120,665	2718,921	EST2
380	9813737,41	760061,727	2713,306	R
381	9813734,1	760063,649	2716,186	T
382	9813739,59	760064,055	2713,318	R
383	9813742,04	760068,741	2713,038	R
384	9813736,4	760068,721	2716,841	T
385	9813742,23	760070,318	2713,527	R
386	9813738,55	760072,439	2716,366	T
387	9813743,77	760075,68	2713,074	R
388	9813739,81	760079,303	2716,641	T
389	9813743,75	760076,243	2713,958	T
390	9813744	760083,65	2715,099	T
391	9813747,86	760082,405	2712,838	R
392	9813744,61	760089,004	2715,869	T
393	9813747,8	760083,016	2713,658	T
394	9813747,9	760093,728	2715,046	T
395	9813751,61	760089,459	2712,403	R
396	9813748,15	760100,247	2715,598	T
397	9813751,09	760090,072	2713,547	T
398	9813752,08	760102,085	2713,515	T
399	9813755,34	760097,754	2711,929	R
400	9813751,82	760109,366	2714,904	T

401	9813755,03	760098,534	2713,034	T
402	9813754,34	760107,721	2713,21	T
403	9813759,46	760104,275	2712,18	R
404	9813756,57	760105,625	2712,927	T
405	9813761,8	760110,459	2711,884	R
406	9813756,21	760111,113	2713,111	T
407	9813762,36	760117,396	2711,786	R
408	9813758,32	760111,489	2712,625	T
409	9813762,69	760125,541	2711,44	R
410	9813759,95	760113,75	2712,207	T
411	9813762,02	760131,469	2711,285	R
412	9813757,53	760115,951	2712,911	T
413	9813759	760135,975	2711,852	T
414	9813756,52	760118,189	2713,981	T
415	9813758,69	760144,035	2710,833	R
416	9813753,61	760115,491	2715,862	T
417	9813755,2	760150,158	2711,154	E.R
418	9813750,86	760112,455	2716,552	T
419	9813751,61	760148,33	2711,693	T
420	9813747,64	760110,469	2717,417	T
421	9813747,61	760147,207	2713,654	T
422	9813748,52	760113,69	2718,038	T
423	9813752,62	760139,951	2713,681	T
424	9813750,18	760117,184	2718,235	T
425	9813755,55	760133,879	2714,763	T
426	9813750,26	760122,821	2718,233	T
427	9813756,46	760127,453	2714,917	T
428	9813749,61	760127,418	2718,191	T
429	9813758,96	760124,194	2713,237	T
430	9813748,05	760132,591	2718,254	T
431	9813755,24	760120,394	2715,031	T
432	9813743,87	760140,095	2717,601	T
433	9813753,56	760128,302	2716,396	T
434	9813742,15	760143,612	2717,132	T
435	9813751,82	760134,398	2716,126	T
436	9813742,1	760149,175	2715,947	T
437	9813748,7	760140,164	2716,369	T
438	9813745,52	760148,36	2714,536	T
439	9813749,29	760146,853	2713,27	T
440	9813759,78	760144,459	2710,717	R.E
441	9813761,44	760144,537	2711,063	R.E
442	9813764,56	760142,228	2711,621	T
443	9813749,32	760146,862	2713,272	T
444	9813767,22	760134,696	2711,91	T
445	9813750,22	760142,168	2714,386	T
446	9813765,26	760133,813	2711,373	R
447	9813750,27	760142,199	2714,391	T
448	9813763,6	760133,168	2711,198	R
449	9813752,07	760140,081	2713,695	T
450	9813766,24	760128,215	2711,647	R

451	9813754,39	760136,65	2714,602	T
452	9813763,83	760126,725	2711,398	R
453	9813751,85	760134,689	2716,045	T
454	9813765,54	760121,134	2711,677	R
455	9813751,87	760129,914	2716,927	T
456	9813763,92	760120,449	2711,522	R
457	9813754,03	760128,299	2716,148	T
458	9813763,51	760111,67	2711,702	R
459	9813752,75	760122,625	2716,884	T
460	9813764,64	760111,822	2711,644	R
461	9813754,93	760122,147	2715,194	T
462	9813761,22	760104,796	2711,803	R
463	9813762,25	760104,441	2711,799	R
464	9813757,42	760099,206	2711,856	R
465	9813757,42	760099,22	2711,853	R
466	9813759,57	760098,224	2712,394	R
467	9813755,41	760092,823	2712,149	R
468	9813757,41	760092,091	2712,523	R
469	9813755,12	760118,927	2714,831	T
470	9813752,27	760085,693	2712,196	R
471	9813752,53	760118,59	2716,803	T
472	9813753,61	760085,327	2712,262	R
473	9813750,34	760111,33	2716,334	T
474	9813748,65	760077,939	2712,383	R
475	9813753,37	760110,551	2714,433	T
476	9813750,3	760076,434	2712,982	R
477	9813744,45	760114,04	2718,543	T
478	9813744,32	760069,606	2712,739	R
479	9813741,35	760110,719	2718,221	T
480	9813745,83	760068,964	2712,881	R
481	9813743,1	760114,398	2718,696	T
482	9813740,77	760062,818	2713,142	R
483	9813742,01	760120,654	2718,943	T
484	9813742,28	760061,594	2713,196	R
485	9813744,34	760126,752	2718,731	T
486	9813744,28	760062,915	2715,624	T
487	9813737,94	760125,971	2718,778	T
488	9813745,44	760068,228	2713,715	T
489	9813733,54	760123,102	2718,91	T
490	9813751,01	760076,564	2713,207	T
491	9813755,71	760086,002	2713,242	T
492	9813758,5	760094,136	2713,098	T
493	9813734,78	760114,998	2719,148	T
494	9813761,74	760102,28	2712,898	T
495	9813730,7	760108,107	2719,096	T
496	9813764,87	760111,593	2712,985	T
497	9813723,42	760108,521	2719,341	T
498	9813767,47	760119,777	2713,421	T
499	9813713,74	760109,862	2719,287	T
500	9813768,35	760130,198	2713,612	T

501	9813712,76	760109,511	2719,732	T
502	9813773,84	760131,544	2713,291	T
503	9813725,72	760113,211	2719,231	T
504	9813773,24	760140,562	2712,075	T
505	9813781,97	760133,531	2713,405	T
506	9813784,48	760139,823	2712,253	T
507	9813790,51	760141,661	2712,035	T
508	9813790,5	760141,641	2712,027	T
509	9813791,78	760136,375	2713,391	T
510	9813801,19	760143,93	2712,407	T
511	9813803,51	760136,287	2715,371	T
512	9813813,01	760140,189	2715,214	T
513	9813810,75	760147,084	2712,516	T
514	9813820,05	760151,121	2712,536	T
515	9813822,23	760144,164	2715,188	T
516	9813829,14	760156,111	2712,387	T
517	9813831,85	760149,767	2715,15	T
518	9813834,76	760147,792	2717,721	T
519	9813826,01	760142,19	2718,241	T
520	9813818,24	760138,031	2718,415	T
521	9813810,01	760135,203	2718,3	T
522	9813802,23	760131,847	2718,524	T
523	9813793,85	760128,728	2718,638	T
524	9813783,88	760124,031	2718,772	T
525	9813789,35	760121,44	2718,926	T
526	9813798,31	760126,831	2718,685	V
527	9813811,58	760132,51	2718,516	V
528	9813823,13	760137,084	2718,365	V
529	9813852,51	760149,307	2717,694	V.E
530	9813863,51	760154,532	2717,259	V.E
531	9813867,63	760138,411	2717,094	V.E
532	9813852,53	760136,701	2717,603	V
533	9813834,73	760132,627	2717,946	V
534	9813820,43	760127,496	2718,219	V
535	9813805,39	760121,87	2718,296	V
536	9813801,02	760119,76	2718,37	V
537	9813790,53	760112,288	2718,585	V
538	9813718,9	760123,024	2718,442	EST3
539	9813733,48	760122,595	2718,913	T
540	9813728,79	760119,294	2718,948	T
541	9813739,48	760129,969	2718,64	T
542	9813727,53	760127,995	2718,203	T
543	9813743,41	760131,294	2718,457	T
544	9813727,18	760135,13	2717,41	T
545	9813735,93	760132,392	2718,298	T
546	9813720,62	760135,946	2717,378	T
547	9813718,61	760129,036	2717,914	T
548	9813737,79	760134,664	2718,213	T
549	9813710,67	760123,019	2715,952	CAN
550	9813712,83	760140,76	2715,829	CAN

551	9813682,96	760143,78	2715,782	CAN
552	9813681,56	760126,136	2715,834	CAN
553	9813733,68	760131,573	2718,277	CAN
554	9813730,9	760132,13	2718,015	T
555	9813723,59	760108,954	2719,374	T
556	9813733,36	760136,124	2717,867	T
557	9813737,12	760139,352	2717,74	T
558	9813723,76	760113,937	2719,222	T
559	9813730,94	760138,739	2717,149	T
560	9813714,2	760112,91	2719,148	T
561	9813721,73	760135,572	2717,604	T
562	9813711,11	760103,629	2719,57	T
563	9813721,4	760140,026	2715,812	T
564	9813704,04	760105,701	2720,121	T
565	9813719,02	760143,415	2715,851	T
566	9813704,7	760098,929	2719,664	ESCUE
567	9813699,16	760114,168	2720,183	ESCUE
568	9813680,83	760116,502	2720,179	ESCUE
569	9813715,47	760137,267	2715,892	T
570	9813680,84	760119,952	2719,876	GRAD
571	9813681,03	760124,536	2716,476	GRAD
572	9813711,34	760121,226	2716,459	GRAD
573	9813711,8	760116,772	2719,874	GRAD
574	9813677,73	760126,332	2716,326	T
575	9813715,61	760125,697	2717,076	T
576	9813672,32	760126,813	2716,747	T
577	9813716,33	760129,862	2716,913	T
578	9813671,38	760133,319	2715,819	T
579	9813717,9	760134,545	2716,754	T
580	9813677,82	760133,98	2715,672	T
581	9813715	760143,211	2715,811	T
582	9813680,39	760144,691	2715,466	T
583	9813705,06	760145,589	2715,674	T
584	9813671,12	760147,222	2715,258	T
585	9813697,62	760146,674	2715,375	T
586	9813661,82	760149,548	2715,248	T
587	9813690,33	760148,26	2715,319	T
588	9813661,77	760156,893	2714,944	T
589	9813681,79	760152,858	2715,068	T
590	9813671,47	760154,11	2715,196	T
591	9813647,7	760153,667	2715,351	V
592	9813652,04	760161,659	2714,579	V
593	9813650,19	760149,362	2715,572	V
594	9813657,08	760148,906	2715,512	V
595	9813655,34	760139,557	2716,266	V
596	9813662,01	760137,985	2716,396	V
597	9813660,17	760130,424	2716,969	V
598	9813666,88	760128,495	2717,155	V
599	9813674,33	760115,857	2719,38	V
600	9813664,52	760114,77	2720,382	V

601	9813667,17	760115,308	2719,047	V
602	9813659,93	760121,107	2720,284	V
603	9813665,28	760120,305	2718,135	V
604	9813670,33	760121,935	2717,923	V
605	9813653,83	760128,974	2720,443	V
606	9813647,15	760138,075	2720,442	V
607	9813642,14	760133,808	2720,555	V
608	9813647,61	760127,009	2720,448	V
609	9813654,6	760118,175	2720,489	V
610	9813658,48	760113,049	2720,555	V
611	9813681,63	760097,78	2720,583	V
612	9813682,54	760093,856	2720,532	V
613	9813686,15	760098,642	2720,542	V
614	9813694,05	760095,8	2720,393	V
615	9813697,06	760101,7	2720,319	V
616	9813702,88	760102,433	2720,131	T
617	9813698,51	760105,979	2720,316	T
618	9813694,82	760106,817	2720,6	T
619	9813687,85	760102,048	2720,548	T
620	9813685,18	760093,05	2720,717	C

### 11.3. ANEXOS ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS

#### 11.3.1. Anexos granulometría

##### 11.3.1.1. Anexo “A”: fotografías:

Fecha: 2015/06/12	Fecha: 2015/06/12
	
<p>Seleccionamos los tamices: #4,#8,#16,#30,#40,#100,#200 bandeja</p>	<p>Colocamos los tamices ordenadamente de forma decreciente</p>

<p><b>Granulometría</b> Fecha: 2015/06/12</p>	<p><b>Granulometría</b> Fecha: 2015/06/12</p>
	
<p>Tamizado de la muestra por medio del tamizador mecánico por un tiempo de 9 min.</p>	<p>Se pesa lo retenido en cada uno de los tamices para obtención de datos.</p>

11.3.1.2. Anexo “B”: clasificación SUCS

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio		Clasificación de suelos	
		Símbolo de grupo	Nombre del grupo
	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	GW	Grava bien graduada
	Gravas con finos Más del 12% pasa la malla No. 200	GP	Grava mal graduada
<b>Gravas</b> Más del 30% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Cumple los criterios para GW y GM	GM	Grava limosa
	Cumple los criterios para GW y GC	GC	Grava arcillosa
	Cumple los criterios para GP y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo
	Cumple los criterios para GP y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla
<b>Suelos de partículas gruesas</b> más del 50% es retenido en la malla No. 200	Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	GP-GM	Grava mal graduada con limo
		GP-GC	Grava mal graduada con arcilla
	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	SW	Arena bien graduada
	Arenas con finos Más del 12% pasa la malla No. 200	SP	Arena mal graduada
<b>Arenas</b> El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Cumple los criterios para SW y SM	SM	Arena limosa
	Cumple los criterios para SP y SM	SC	Arena arcillosa
	Cumple los criterios para SW y GC	SW-SM	Arena bien graduada con limo
	Cumple los criterios para SP y GC	SW-GC	Arena bien graduada con arcilla
Limos y arcillas Límite Líquido menor que 50	Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	SP-SM	Arena mal graduada con limo
		SP-GC	Arena mal graduada con arcilla
	Inorgánicos	CL	Arcilla de baja plasticidad
	Orgánicos	ML	Limo de baja plasticidad
<b>Suelos de partículas finas</b> El 50% o más pasa la malla No. 200	Límite líquido - secado al horno límite líquido - no secado	OL	Arcilla orgánica
			Limo orgánico
	Inorgánicos	CH	Arcilla de alta plasticidad
	Orgánicos	MH	Limo de alta plasticidad
<b>Suelos altamente orgánicos</b>	Límite líquido - secado al horno límite líquido - no secado	OH	Arcilla orgánica
			Limo orgánica
	Principalmente materia orgánica de color oscuro	PT	Turba

### 11.3.1.3. Anexo “C”: clasificación de suelos según AASHTO:

TABLA N° 1 : Clasificación de Suelos según AASHTO

CLASIFICACION GENERAL	Materiales Granulares (igual o menor del 35% pasa el tamiz N° 200)							Materiales Limo - Arcillosos (más del 35% que pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
GRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
SUB - GRUPOS											
% que pasa el Tamiz: N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	
Características del Material que pasa el tamiz N° 40			NO PLÁSTICO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Límite Líquido				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Plasticidad	6máx	6 máx.									
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de Fundación	Excelente a Bueno						Regular a Deficiente				

NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación entre lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.)  
Si el LP ≥ 30, la clasificación es A-7-6  
Si el LP < 30, la clasificación es A-7-5

### 11.3.1.4. Anexos “D” límites de Atterberg:

<b>Límite Líquido</b> <b>Fecha: 2015/06/12</b>	<b>Límite Líquido</b> <b>Fecha: 2015/06/12</b>
	
<p>Debido a que el suelo es no plástico no se pudo hacer el ensayo del límite plástico.</p>	

### 11.3.2. Anexos "F" peso específico

Fecha: 2015/06/12	Fecha: 2015/06/12
	
Secado de la muestra	Realizamos la comprobación del estado seco

### 11.3.3. Anexos "G" ensayo de penetración estándar

Fecha: 2015/06/10	Fecha: 2015/06/10
	
Equipos y herramientas a utilizar para el ensayo de penetración estándar.	

	
<p>Acción de campo.</p>	<p>Toma de material después de la perforación</p>

#### 11.4. ANEXOS "H".

##### PRESUPUESTO REFERENCIAL.

- APU.
- CRONOGRAMA.
- RESUMEN DE MATERIAL.
- FORMULA POLINOMICA.
- MANO DE OBRA.

#### 11.5. ANEXOS "T".

- PLANOS TOPOGRAFICOS.
- PLANOS ESTRUCTURALES.