



ESPE

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**TEMA: DISEÑO DEL ACCESO VEHICULAR QUE PERMITE EL
INGRESO AL CEMENTERIO DEL BARRIO “LA TOGLLA”, PARROQUIA
GUANGOPOLO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA.**

**AUTORES: COLIMBA ULCUANGO, DANILO CARLOS
BASTIDAS VILLACIS, PAUL ALEXANDER**

DIRECTOR: ING. ROMERO FLORES, PATRICIO EDUARDO

SANGOLQUÍ

2020



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, **DISEÑO DEL ACCESO VEHICULAR QUE PERMITE EL INGRESO AL CEMENTERIO DEL BARRIO "LA TOGLLA", PARROQUIA GUANGOPOLO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**, fue realizado por los señores **COLIMBA ULCUANGO, DANILO CARLOS y BASTIDAS VILLACIS, PAUL ALEXANDER** el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 24 de enero del 2020

ING. PATRICIO EDUARDO ROMERO FLORES

CC: 030075213-6



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **COLIMBA ULCUANGO, DANILO CARLOS** y **BASTIDAS VILLACIS, PAUL ALEXANDER**, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **DISEÑO DEL ACCESO VEHICULAR QUE PERMITE EL INGRESO AL CEMENTERIO DEL BARRIO “LA TOGLLA”, PARROQUIA GUANGOPOLO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 24 de enero del 2020

DANILO CARLOS COLIMBA ULCUANGO

C.C: 172135196-1

PAUL ALEXANDER BASTIDAS VILLACIS

C.C: 172447919-9



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **COLIMBA ULCUANGO, DANILO CARLOS** y **BASTIDAS VILLACIS, PAUL ALEXANDER**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **DISEÑO DEL ACCESO VEHICULAR QUE PERMITE EL INGRESO AL CEMENTERIO DEL BARRIO "LA TOGLLA", PARROQUIA GUANGOPOLO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 24 de enero del 2020


DANILO CARLOS COLIMBA ULCUANGO

C.C: 172135196-1


PAUL ALEXANDER BASTIDAS VILLACIS

C.C: 172447919-9

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres y mi hermano por todas las enseñanzas que me han brindado estos años, son el gran motor de mi vida e inspiración.

A mis amigos que son un apoyo incondicional, a las personas de la comunidad de Toglla por la apertura que tuvieron, y toda la ayuda que nos brindaron a lo largo del proyecto.

Danilo Colimba

A Dios quien me dio la fortaleza necesaria para poder desarrollar con victoria este proyecto. A mi madre Amparito, mi padre Galba y hermano Mauricio que son el pilar fundamental de mi vida, el origen de mi inspiración para no desfallecer.

A todas las personas que nos extendieron su mano para el desarrollo de este proyecto.

Paul Bastidas

AGRADECIMIENTO

A Dios por permitirme alcanzar mis metas, a pesar de las adversidades siempre me mantuvo en el camino correcto.

A mis padres y hermano, quienes a lo largo de mi vida me han apoyado en todas las metas que me he planteado, brindándome su apoyo, consejos y amor.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, a sus autoridades y docentes por permitirme formarme en esta prestigiosa institución. A mis tutores, Ing. Patricio Romero e Ing. Marcelo Romo por su gentil apoyo en la elaboración de este proyecto de titulación.

A mis amigos por su amistad y por compartir momentos tan gratos a lo largo de mi vida.

A la comunidad de Toglla y sus autoridades por la apertura y colaboración en la ejecución de este proyecto y a todos quienes han aportado a que este proyecto se haga realidad.

Gracias

Danilo Colimba

A Dios por darme la oportunidad de despertar todos los días con el propósito de ser una mejor persona y un buen profesional.

A mi familia por ser el apoyo incondicional en mis decisiones y alentarme constantemente en todo el trayecto de la vida.

A la institución Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE que es considerada una de las más importantes del país junto con la carrera de Ingeniería Civil que me brindó todos los conocimientos que ahora me ayudan a realizarme profesionalmente.

A mi compañero de tesis que juntos se pudo hacer un gran equipo para realizar el proyecto.

A los tutores de la tesis Ing. Patricio Romero e Ing. Marcelo Romo que siempre tuvieron la voluntad y el gran corazón de enseñarnos, motivarnos y por compartir sus experiencias de vida.

A los directivos de la comunidad de la Toglla por permitir el acceso a sus propiedades para poder realizar el proyecto.

Paul Bastidas

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN.....	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN.....	xxiii
ABSTRACT.....	xxiv
1. CAPÍTULO I.....	1
GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Planteamiento del problema.....	4
1.3.1. Macro.....	4
1.3.2. Meso.....	4
1.3.3. Micro.....	5
1.4. Área de Estudio.....	5
1.4.1. Ubicación.....	6
1.5. Justificación e importancia.....	7
1.6. Objetivos generales y específicos.....	9
1.6.1. Objetivo General.....	9
1.6.2. Objetivos Específicos.....	9
2. CAPITULO II.....	10
METODOLOGÍA.....	10
2.1. Modalidad de la Investigación.....	10

	viii
2.2. Tipos de investigación.....	10
2.3. Población y Muestra.....	11
2.4. Técnicas de recolección y análisis de datos	11
2.5. Técnicas de comprobación de la hipótesis.....	13
2.6. Hipótesis	14
2.7. Sistema de Variables	14
2.7.1. Variable Dependiente	14
2.7.2. Variable Independiente.....	14
2.8. Cuadro de operacionalización de las variables	14
3. CAPITULO III.....	16
MARCO TEÓRICO Y DESARROLLO DEL PROYECTO	16
3.1. Antecedentes Investigativos.....	16
3.2. Fundamentación filosófica.....	17
3.3. Fundamentación Legal.....	18
3.4. Fundamentación Teórica y Desarrollo	18
3.4.1. Carretera	18
3.4.2. Clasificación de la red Vial.....	19
3.4.2.1. Clasificación por Capacidad	20
3.4.2.2. Clasificación según desempeño de las carreteras.....	20
3.4.2.3. Clasificación Funcional por importancia en la red vial	21
3.4.2.4. Clasificación según las condiciones orográficas.....	22
3.4.2.5. Clasificación de acuerdo a la Superficie de Rodamiento	22
3.4.2.6. Clasificación de las vías según el DMQ.....	24
3.4.3. Topografía	26
3.4.4. Estudios de Suelos.....	33

3.4.4.1. Clasificación del Suelo según AASHTO	40
3.4.4.2. Clasificación del Suelo según SUCS	41
3.4.4.3. CBR	42
3.4.4.4. Ensayos para determinar el ángulo de fricción y la cohesión	50
3.4.5. Estudio de tráfico	56
3.4.6. Diseño Geométrico	63
3.4.6.1. Diseño horizontal	64
3.4.6.2. Diseño vertical	96
3.4.7. Estructura típica del pavimento de adoquín	108
3.4.7.1. Superficie de rodadura	108
3.4.7.2. Capa Base	111
3.4.7.3. Capa Sub-base	115
3.4.7.4. Capa Sub-rasante	117
3.4.7.5. Bordillo	118
3.4.7.6. Bombeo lateral	119
3.4.7.7. Drenaje superficial	121
3.4.8. Corte y Relleno	121
3.4.9. Diseño de Puente en Arco Romano	128
3.4.9.1. Ubicación	132
3.4.9.2. Estudio Hidrológico	134
3.4.9.3. Análisis de cargas	150
3.4.9.4. Combinación de Cargas	173
3.4.9.5. Modelamiento en SAP2000	174
3.4.9.6. Diseño de Muros Laterales	195
3.4.10. Obras de Drenaje Vial	202

	x
4. CAPITULO IV	209
ANÁLISIS DE RESULTADOS Y PRESUPUESTO DE OBRA.....	209
4.1. Método constructivo del puente	209
4.2. Volúmenes de obra	212
4.2.1. Puente	212
4.2.2. Vía	215
4.3. Presupuesto	220
CONCLUSIONES.....	223
RECOMENDACIONES	226
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	228
ANEXOS.....	232

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas UTM de los puntos de interés del proyecto	7
Tabla 2 Variable Independiente	14
Tabla 3 Variable Independiente	15
Tabla 4 Clasificación funcional de las vías en base al TPDA	20
Tabla 5 Clasificación según desempeño de la carretera	20
Tabla 6 Clasificación funcional por importancia en la red vial	21
Tabla 7 Clasificación según condiciones Orográficas	22
Tabla 8 Especificaciones mínimas para vías Urbanas	24
Tabla 9 Especificaciones mínimas para vías Suburbanas.....	25
Tabla 10 Características Principales del camino	26
Tabla 11 Coordenadas de las calicatas de estudio	37
Tabla 12 Límites de Consistencia y Contenido de Humedad	39
Tabla 13 Granulometría.....	39
Tabla 14 Clasificación AASHTO.....	40
Tabla 15 Coeficientes de Uniformidad y Curvatura	41
Tabla 16 Clasificación de los suelos.....	42
Tabla 17 Reporte de ensayo triaxial	50
Tabla 18 Reporte del ensayo de corte directo	52
Tabla 19 Volumen de hora pico.....	58
Tabla 20 Valor de K.....	59
Tabla 21 Calculo tráfico actual	60
Tabla 22 Calculo tráfico atraído.....	60

	xii
Tabla 23 Tasas de crecimiento Anual de tráfico%.....	61
Tabla 24 Tráfico para un Año	61
Tabla 25 Tráfico generado.....	62
Tabla 26 TPDA Actual Total	62
Tabla 27 Total de número de vehículos.....	63
Tabla 28 Pendiente según el tipo de terreno	64
Tabla 29 Tipo de terreno y factor de mayoración	65
Tabla 30 Coordenadas del tramo 1	65
Tabla 31 Coordenadas del tramo 2	66
Tabla 32 Coordenadas del tramo 3	67
Tabla 33 Coordenadas del tramo 4	68
Tabla 34 Velocidad de diseño (km/h)	71
Tabla 35 Velocidad de circulación en (Km/h)	73
Tabla 36 Tasa del peralte en (%)	75
Tabla 37 Radios mínimos de curvas en función “e” y ‘f’	77
Tabla 38 Datos de la vía.....	84
Tabla 39 Tabla de cálculos de los elementos de la curva	84
Tabla 40 Tabla de cálculos del abscisado de la curva circular	85
Tabla 41 Tabla de replanteo Curva Horizontal Circular N°3 (Coordenadas Polares) 85	
Tabla 42 Datos de la vía.....	85
Tabla 43 Tabla de cálculos de los elementos de la curva	86
Tabla 44 Tabla de cálculos del abscisado de la curva circular	86
Tabla 45 Tabla de replanteo Curva Horizontal Circular N°4 (Coordenadas Polares) 86	

Tabla 46 Datos de la vía.....	87
Tabla 47 Tabla de cálculos de los elementos de la curva	87
Tabla 48 Tabla de cálculos del abscisado de la curva circular	87
Tabla 49 Tabla de replanteo Curva Horizontal Circular N°5 (Coordenadas Polares)	88
Tabla 50 Datos de la vía.....	90
Tabla 51 Tabla de cálculos del abscisado de la curva espiral.....	91
Tabla 52 Tabla de replanteo de la curva de transición o espiral 1.....	91
Tabla 53 Datos de la vía.....	92
Tabla 54 Tabla de cálculos del abscisado de la curva espiral.....	93
Tabla 55 Tabla de replanteo de la curva de transición o espiral 2.....	94
Tabla 56 Resultados de los cálculos del tramo 1 vial	100
Tabla 57 Resultados de los cálculos del tramo Intersección-puente	101
Tabla 58 Resultados de los cálculos del tramo 2 vial	102
Tabla 59 Distancia de visibilidad mínima.....	103
Tabla 60 Distancia mínima de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo.....	105
Tabla 61 Anchos de la calzada.....	107
Tabla 62 Espesor mínimo recomendados para adoquín	109
Tabla 63 Granulometría para arena de sello	110
Tabla 64 Carga de Diseño.....	113
Tabla 65 Clasificación de las vías según su tránsito	116
Tabla 66 Clasificación de la subrasante según CBR.....	117
Tabla 67 Tabla de resultados de corte y relleno.....	125
Tabla 68 Calculo de Y_c por el Criterio de Alvort.....	136

Tabla 69 Parámetros Morfométricos de superficie y de forma	137
Tabla 70 Clasificación de las densidades de drenaje	138
Tabla 71 Longitud de los afluentes de la cuenca.....	139
Tabla 72 Parámetros morfométricos de red hidrográfica y sistema fluvial	139
Tabla 73 Coeficiente de Escurrimiento.....	143
Tabla 74 Coeficiente de rugosidad según Manning.....	147
Tabla 75 Coeficientes de rugosidad según Horton.....	147
Tabla 76 Cálculo de caudales máximos	148
Tabla 77 Datos iniciales para el cálculo del caudal	149
Tabla 78 Datos Generales de la Baranda y Columneta	151
Tabla 79 Fuerzas que se aplica en la Baranda y Columneta	151
Tabla 80 Datos generales del puente.....	152
Tabla 81 Factores de Mayoración	153
Tabla 82 Diseño a Flexión de la Baranda.....	153
Tabla 83 Diseño a corte de la Baranda	154
Tabla 84 Diseño a flexión de la Columneta	154
Tabla 85 Armado a flexión de la Columneta.....	155
Tabla 86 Diseño a corte de la Columneta.....	155
Tabla 87 Cálculo del peso del relleno y carga muerta.....	157
Tabla 88 Cargas aplicadas en el análisis de carga viva	160
Tabla 89 Momentos máximos según el tipo de camión.....	161
Tabla 90 Datos de la carga viva móvil.....	163
Tabla 91 Carga Viva Móvil por cara	164

Tabla 92 Datos generales para el cálculo de empujes	165
Tabla 93 Presión de Tierra sobre la estructura.....	166
Tabla 94 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	167
Tabla 95 Coeficiente de sitio S	167
Tabla 96 Coeficientes para determinar el período fundamental	168
Tabla 97 Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto)..	169
Tabla 98 Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico)	169
Tabla 99 Fs (Comportamiento no lineal de los suelos).....	170
Tabla 100 Factor de modificación de Respuesta.....	170
Tabla 101 Espectro Elástico de Diseño	171
Tabla 102 Resumen de las presiones aplicadas en las caras del arco	175
Tabla 103 Datos generales para el diseño del estribo.....	187
Tabla 104 Análisis de estabilidad y deslizamiento.....	188
Tabla 105 Resultados de empujes estáticos sobre el estribo (Sismoresistente)	190
Tabla 106 Resultados de empujes dinámicos sobre el estribo (Sismoresistente)..	190
Tabla 107 Resultados de los estribos (Método Sismoresistente)	191
Tabla 108 Resultados de empujes estáticos y dinámicos sobre el estribo (M-O)..	192
Tabla 109 Resultados de los estribos (Método Mononobe Okabe)	192
Tabla 110 Línea de presiones en el estribo.....	193
Tabla 111 Resumen de las presiones aplicadas en las caras de los estribos	194
Tabla 112 Datos iniciales para el cálculo de los muros laterales.....	197
Tabla 113 Análisis de estabilidad y deslizamiento del muro lateral	198
Tabla 114 Valores resultantes de empujes estáticos sobre el muro lateral	198

Tabla 115 Valores resultantes de empujes dinámicos sobre el muro lateral.....	199
Tabla 116 Resultados de los muros laterales (Método Sismoresistente)	199
Tabla 117 Línea de presiones en el muro lateral.....	200
Tabla 118 Coordenadas de los puntos claves del puente	210
Tabla 119 Presupuesto Total.....	221

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Hoja cartográfica ubicación la Toglla	5
Figura 2. Mapa de ubicación comunidad la Toglla	6
Figura 3. Localización geográfica.....	7
Figura 4. Términos generales de una carretera	19
Figura 5. Términos Generales en una sección transversal	19
Figura 6. GPS de alta precisión	28
Figura 7. Levantamiento Topográfico con RTK dinámico.....	29
Figura 8. Enlace de estaciones para determinar coordenadas UTM	29
Figura 9. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la sección del río.....	30
Figura 10. Levantamiento de la sección del río.....	31
Figura 11. Enlace de puntos del RTK con los de la Estación Total.....	31
Figura 12. Levantamiento Topográfico Final	32
Figura 13. Excavación de la calicata #1	33
Figura 14. Calicata #1, Profundidad: 1,10 m	34
Figura 15. Muestra Inalterada	34
Figura 16. Excavación calicata #2.....	35

Figura 17. Excavación calicata #2.....	35
Figura 18. Toma de muestras inalteradas y cierre de calicata #2.....	36
Figura 19. Muestras alteradas e inalteradas. Calicata #2	36
Figura 20. Ensayo de Contenido de Humedad	37
Figura 21. Ensayo de Limites de Consistencia	38
Figura 22. Ensayo de Granulometría	38
Figura 23. Lavado de la muestra para ensayo de Granulometría	39
Figura 24. Clasificación de Suelos Según la AASHTO	40
Figura 25. Clasificación de Suelos Según SUCS.....	41
Figura 26. Muestras de la calicata #1 y #2.....	43
Figura 27. Ensayo de compactación	43
Figura 28. Gata Hidráulica para sacar las muestras de suelo compactadas.....	44
Figura 29. Curva de compactación Calicata 1.....	44
Figura 30. Preparación de las muestras a la humedad óptima	45
Figura 31. Muestras compactas con diferentes números de golpes	45
Figura 32. Ensayo de hinchamiento (3 por cada calicata).....	46
Figura 33. Ensayo de Penetración	46
Figura 34. Curva de Esfuerzo-Penetración Calicata 1	47
Figura 35. Curva Densidad-CBR Calicata 1.....	47
Figura 36. Curva de compactación Calicata 2.....	48
Figura 37. Curva de Esfuerzo-Penetración Calicata 2	49
Figura 38. Curva Densidad-CBR Calicata 3.....	49
Figura 39. Ensayo Triaxial.....	50

Figura 40. Círculos de Morh para determinar el ángulo de fricción y cohesión.....	51
Figura 41. Ensayo de Corte Directo	51
Figura 42. Relación entre esfuerzo normal y cortante.....	52
Figura 43. Curva de resistencia de los 3 especímenes.....	53
Figura 44. Ensayo de SPT	54
Figura 45. Gráficos del ensayo SPT	55
Figura 46. Conteo vehicular en la Av. Intervalles y acceso al estadio “La Toglla”	56
Figura 47. Ingreso al Estadio de la comunidad	57
Figura 48. Volumen de la 30ava hora versus %TPDA	59
Figura 49. Línea de ceros camino a La Toglla	69
Figura 50. Vista previa del diseño vertical y horizontal	70
Figura 51. Estabilidad de un vehículo en las curvas	74
Figura 52. Cuadro de radios mínimos y grados máximos de curvas horizontales ...	78
Figura 53. Longitud mínima de transición en función del peralte	80
Figura 54. Elementos de una curva circular simple.....	82
Figura 55. Elementos de una curva circular simple.....	88
Figura 56. Tabla de cálculos de los elementos de la curva espiral	90
Figura 57. Tabla de cálculos de los elementos de la curva espiral	93
Figura 58. Abscisado del Camino La Toglla.....	95
Figura 59. Cuadro de pendientes máximas.....	96
Figura 60. Valores mínimos k en función de velocidad de diseño (C. Convexa).....	98
Figura 61. Valores mínimos k en función de clase de carretera (C. Convexa).....	98
Figura 62. Valores mínimos k en función de velocidad de diseño (C. Cóncava).....	99

Figura 63. Valores mínimos k en función de clase de carretera (C. Convexa).....	99
Figura 64. Distancia de visibilidad de parada.....	103
Figura 65. Sección típica transversal pavimentada.....	107
Figura 66. Estructura típica de un pavimento de adoquín.....	108
Figura 67. Adoquín tipo huella-cruz.....	109
Figura 68. Espesor total del pavimento indicado por el método de CBR.....	113
Figura 69. Espesor total del pavimento indicado por método de índice de grupo..	114
Figura 70. Espesor de sub-base granular.....	116
Figura 71. Detalle del bordillo.....	118
Figura 72. Detalle del bordillo.....	119
Figura 73. Bombeo de la calzada.....	119
Figura 74. Bombeo.....	120
Figura 75. Pendiente de acera.....	120
Figura 76. Relación talud de corte.....	122
Figura 77. Relación relleno.....	122
Figura 78. Volúmenes de corte y relleno Tramo 1.....	124
Figura 79. Volúmenes de corte y relleno Tramo Intersección-Puente.....	124
Figura 80. Volúmenes de corte y relleno Tramo 2 Vial.....	125
Figura 81. Resultado de la sección transversal.....	126
Figura 82. Sección Transversal.....	127
Figura 83. Esquema gráfico de los elementos del puente en mampostería.....	128
Figura 84. Geometría de un puente arco de obra de fábrica.....	130
Figura 85. Geometría de un puente arco de obra de fábrica.....	130

	xx
Figura 86. Respuesta de un puente arco a la sobrecarga aplicada	131
Figura 87. Explicación técnica por parte del Ing. Marcelo Romo	132
Figura 88. Lugar de implantación preliminar	133
Figura 89. Implantación del puente entre el abscisado 25.00 y 30.00	133
Figura 90. Cuenca Hidrográfica de estudio	134
Figura 91. Perfil Longitudinal de la Quebrada Toglahuaycu.....	138
Figura 92. Estación San Rafael M0205, para determinar la intensidad	142
Figura 93. Estación Quito M0054, para determinar la intensidad.....	142
Figura 94. Sección transversal inicial y final del puente (Punto de Control).....	148
Figura 95. Geometría y fuerzas de la baranda.....	152
Figura 96. Geometría del arco	156
Figura 97. Camión Tándem 2 Ejes.....	158
Figura 98. Cargas aplicadas camión HL-93	159
Figura 99. Cargas aplicadas camión HS-MOP.....	160
Figura 100. Camión HS25.....	160
Figura 101. Caso de aplicación de carga.....	161
Figura 102. Gráfico del momento máximo	162
Figura 103. Distribución de carga puntual hacia la estructura.....	162
Figura 104. Presión Lateral del suelo en estructura de soporte	165
Figura 105. Grafico del espectro elástico y de diseño (AASHTO).....	172
Figura 106. Grafico del espectro elástico y de diseño (NEC-15).....	172
Figura 107. Modelamiento del arco del puente	174
Figura 108. Dimensiones del puente.....	175

	xxi
Figura 109. Propiedad del material (Mampostería de piedra)	176
Figura 110. Propiedades del sólido modelado	176
Figura 111. Espectro de diseño insertado en el SAP2000	177
Figura 112. Patrones de carga insertadas en el programa	177
Figura 113. Casos de cargas insertadas en el programa.....	178
Figura 114. Combinaciones de cargas aplicadas.....	178
Figura 115. Cargas aplicadas en las caras del arco	179
Figura 116. Esfuerzos del arco de la primera combinación.....	180
Figura 117. Esfuerzos del arco de la segunda combinación	180
Figura 118. Esfuerzos del arco de la tercera combinación.....	181
Figura 119. Esfuerzos del arco de la cuarta combinación.....	181
Figura 120. Esfuerzos del arco de la cuarta combinación con elementos finitos ...	182
Figura 121. Fuerzas y ángulos aplicados en la teoría Mononobe Okabe	183
Figura 122. Posición de la resultante de empuje de suelo estático.....	184
Figura 123. Posición de la resultante de empuje de suelo dinámico.....	186
Figura 124. Esquema del estribo	188
Figura 125. Esquema de empujes sobre un muro de contención	189
Figura 126. Esquema de empujes sobre la cara del estribo.	189
Figura 127. Cargas aplicadas en el estribo	194
Figura 128. Esfuerzos existentes en la estructura	195
Figura 129. Vista frontal de los muros laterales	196
Figura 130. Vista Lateral 1 del puente	196
Figura 131. Vista lateral 2 del puente.....	197

	xxii
Figura 132. Maqueta de la estructura del puente	201
Figura 133. Prueba de carga 1	201
Figura 134. Prueba de Carga 2	202
Figura 135. Área de aportes de las mini-cuencas	204
Figura 136. Curvas para caudal y Velocidad para canales circulares	207
Figura 137. Ubicación de la alcantarilla 1 y 2	208
Figura 138. Ubicación de la alcantarilla 3	208
Figura 139. Perfil vertical 3	208
Figura 140. Ubicación de la implantación del puente	209
Figura 141. Encofrado del puente	211
Figura 142. Vista en planta Puente	212
Figura 143. Vista Frontal Puente	212
Figura 144. Vista Lateral 1 del puente	213
Figura 145. Sección transversal de la vía.	215
Figura 146. Vista en planta de la vía	216

RESUMEN

El presente proyecto contempla el diseño de una vía y de un puente sobre la quebrada Togllahuaycu, para conectar el cementerio con la comunidad “La Toglla”. Este proyecto se ubica al nororiente del cantón Quito, en la parroquia Guangopolo, provincia de Pichincha, y para su elaboración se empleará las siguientes actividades previas a la ejecución del proyecto: recopilación de información hidrológica e hidráulica, levantamiento topográfico y geoposicionamiento de camino, estudio de suelos, topografía y secciones transversales de la quebrada para la implantación del puente de acceso al cementerio.

Una vez concluidas las actividades previas se procede a realizar el diseño geométrico horizontal y vertical de la vía que tiene una longitud aproximada de 1.0 km de longitud, bajo normativas y ordenanzas del distrito metropolitano de Quito. Además de sus elementos complementarios para un óptimo diseño, que son: señalización adecuada, sistema de drenaje y otros que la misma requiera

El siguiente parámetro será el diseño de una alternativa de puente de mampostería sobre la quebrada Togllahuaycu (conecta la vía con el cementerio), en donde se localiza el mejor sitio para implantar el puente y posteriormente se realiza los diferentes cálculos.

Finalmente se procederá a realizar un presupuesto referencial con los análisis de precios unitarios que se obtendrán del Cuerpo de Ingenieros del Cuerpo del Ejército y CAMICON.

Palabras clave:

- **DISEÑO GEOMÉTRICO VIAL**
- **DISEÑO DE PUENTE**
- **PRESUPUESTO REFERENCIAL**

ABSTRACT

This project contemplates the design of a bridge and a road over Togllahuaycu ravine, in order to connect the cemetery with “La Toglla” community. The project is located to the northeast of Quito, in Guangopolo parish, Pichincha province, for its construction, the following activities will take place prior project’s execution: collection of several hydrologic and hydraulic reports, surveying, geo-positioning of the road, soil study, topography and transverse sections of the ravine for the implementation of the bridge which connect the cemetery with the community.

Once those previous activities are concluded, a horizontal and vertical geometric design of the road is carried out, which measures 1.0 km approximately, will be developed under regulations and ordinance fixed by the municipality of the metropolitan district of Quito. Besides, complementary components are add to ensure an excellent design; those components are appropriate signage, drain system among others that the project will be required.

Next parameter is the alternative design of a masonry bridge over Togllahuaycu ravine (which connects the road and the cemetery), to complete this task it is essential to locate the best place for implementing the bridge and do new calculations that warrant the success of the design.

Finally, a referential budget is going to be calculated analysing different prices obtained from “Cuerpo de Ingenieros del Ejército” and CAMICON.

Keywords:

- **ROAD GEOMETRIC DESIGN**
- **BRIDGE DESIGN**
- **REFERENTIAL BUDGET**

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El presente proyecto se da debido a la necesidad de la comunidad Toglla por tener un cementerio local que le ayude a resolver un problema social y con proyección al mejoramiento turístico, el mismo contempla el diseño del camino de ingreso y del puente sobre la quebrada “Togllahuaycu”, para conectar el cementerio con la comunidad “La Toglla”, ubicada al nororiente del cantón Quito, en la parroquia Guangopolo, provincia de Pichincha.

Aquí se empleará las siguientes actividades previas a la ejecución del proyecto: recopilación de información hidrológica e hidráulica, levantamiento topográfico y geoposicionamiento de camino, estudio de suelos, topografía y secciones transversales de la quebrada para el puente de acceso al cementerio.

El primer parámetro que se elabora es el diseño geométrico horizontal y vertical de la vía bajo normativas y ordenanzas del distrito metropolitano de Quito, dicho parámetro comprende la topografía o conformación de la superficie terrestre, las características físicas y geológicas, el uso del terreno en una distancia alrededor de 1.0 km que atraviesa la vía, el volumen de tránsito, la velocidad de diseño, señalética horizontal y vertical, y el sistema de drenaje.

El segundo parámetro será el diseño de una alternativa de puente de mampostería sobre la quebrada Togllahuaycu (conecta la vía con el cementerio), en donde se deberá localizar el mejor sitio para implantar el puente y posteriormente realizar los diferentes cálculos.

Se prevé realizar un diseño geométrico de la vía, la alternativa de puente de mampostería y presupuesto con los análisis de precios unitarios referenciales del Cuerpo de Ingenieros del Cuerpo del Ejército y CAMICON.

1.2. Antecedentes

“La comunidad ancestral La Toglla está ubicada al nororiente del cantón Quito, en la parroquia Guangopolo, provincia de Pichincha. Actualmente la comunidad cuenta con una población aproximada de 700 habitantes que abarca alrededor de 150 familias, con una extensión de territorio de 551 hectáreas. Es considerada como un pueblo kichwa Kitu Kara. La Toglla está ubicada a 2390 m de altura. Se asienta en los alrededores del cráter del volcán inactivo Ilaló. La Toglla inicia al norte desde Patojoto y Pucará; al sur desde Singafilo y Trigoloma; al oriente con la cima del Ilaló y Guanopamba; y por el occidente, limita con el río San Pedro. En 1923 el alcalde tercero cantonal de Quito en común acuerdo con la comunidad, adjudicó comunalmente estos terrenos a 276 familias de acuerdo a lo establecido en la Constitución Política entonces vigente.” (Sousa Santos & Grijalva, 2012)

En los últimos años se ha iniciado una propuesta comunitaria para permitir que “La Toglla” tenga un futuro, tanto social como económico; y que los habitantes no se vean forzados de salir de su comunidad.

“Desde el año 2011, el gobierno comunitario está llevando a cabo la iniciativa de un diagnóstico participativo en la comunidad, con el apoyo de organizaciones sociales y que muestra la pérdida de la vida comunal y los conocimientos ancestrales que aún existen en la comunidad. Por lo tanto, mediante varias medidas y acciones se busca: por un lado, recuperar lo ancestral como modo de vida, crear un desarrollo económico y de

infraestructura. Diversas iniciativas que la comunidad está llevando a cabo en este momento consta en la preservación del patrimonio natural (reforestación, recuperación de senderos ecológicos) para emprender proyectos de turismo comunitario, la construcción de aulas de capacitación y la enseñanza mediante cursos de capacitación en distintos temas, la implementación de viveros para niños y jóvenes, y la instalación de un centro de producción de economía comunitaria.” (Movimiento Regional Por La Tierra, 2017)

“Además, una de las necesidades más problemáticas es que la comuna carece de un cementerio desde su creación, por ello sus pobladores sepultan a sus difuntos en la parroquia de Guangopolo ubicado a 5km del sector. Esto ocasiona que la población demanda urgentemente un espacio para la sepultura de sus muertos.” (Bastidas & Fernando, 2018)

Previamente a la construcción del cementerio se requiere una vía de ingreso con un puente de acceso, que tienen por finalidad prestar un servicio público, brindando movilidad en el sector ya que proveerá de beneficios como mejorar el acceso de los transportes mejorando el nivel de vida de la población, incentivar el turismo, optimización de tiempo de llegada de la misma parroquia, disminución de tráfico en la comunidad, conexión de la vía intervalles con el cementerio de la Toglla, una alternativa de puente en mampostería de ingreso, todo esto bajo parámetros normativos y de seguridad ante cualquier desastre natural, pensando en un futuro sin problemas para los usuarios.

Estas acciones que la comunidad está llevando a cabo, son proyectos que buscan una salida a los conflictos que han vivido los comuneros y comuneras, y dar un futuro próspero de vida comunitaria a la Toglla.

1.3. Planteamiento del problema

1.3.1. Macro

“A nivel mundial, debido al constante aumento de la población han permitido que se forme comunidades, que con el tiempo han construido sus propiedades y diferentes lugares de servicio público, bajo estas circunstancias se busca nuevos sistemas de acceso vial y alternativas de paso a los distintos sitios, que puedan cumplir los requisitos y reglamentos constructivos y estructurales de dichas comunidades.

La ingeniería de tránsito y de vialidad, brindan los recursos necesarios para la correcta y cómoda movilización de los usuarios, generando diseños que cubren las demandas de acuerdo con el caso que se presente

Para solventar cualquiera de las dificultades mencionadas, es necesaria la ingeniería vial y de tránsito, llevando de la mano una normativa vigente y del respectivo control de las autoridades para generar educación vial en los usuarios desde sus inicios educativos”. (Rueda, Estudio y diseño para el mejoramiento de las vías de acceso a las parroquias de Alangasí y la Merced por la Troncal de la sierra (E35), 2018)

1.3.2. Meso

A nivel nacional, en cuanto a normativas vigentes nacionales e internacionales se busca soluciones afines con el diseño geométrico y de tráfico, bajo los términos de transporte y movilidad urbana.

La Norma Ecuatoriana Vial constituye una directriz técnica para el desarrollo de la infraestructura vial y del transporte en el Ecuador, bajo los principios de equidad o trato nacional, equivalencia, participación, excelencia, información, sostenibilidad ambiental y competitividad sistemática.

1.3.3. Micro

“A nivel local, actualmente la comunidad cuenta aproximadamente con 700 habitantes con una extensión de territorio de 550 Ha. en donde la comuna carece de un cementerio desde su creación, por ello sus pobladores sepultan a sus difuntos en la parroquia de Guangopolo ubicado a 5km del sector, en el cual se les informó que hasta la presente fecha no hay capacidad suficiente. Esto ocasiona que la población demanda urgentemente un espacio para inhumar a sus muertos”. (Bastidas & Fernando, 2018)

1.4. Área de Estudio

El proyecto de investigación se desarrolla en la comunidad territorial autónoma del barrio o la “Toglla” parroquia de Guangopolo perteneciente al DMQ de la provincia de Pichincha-Ecuador. “Se estima que posee una superficie total aproximada de 550 Ha, asentada en el área del cráter del volcán Ilaló. Entre los siguientes límites. Al Norte: la Parroquia Cumbayá y Parroquia Tumbaco, al Sur: con la Parroquia Guangopolo, al Este: con la Parroquia Tumbaco y la Parroquia Alangasí y al Oeste: con el Distrito Metropolitano de Quito”. (Sousa Santos & Grijalva, 2012)

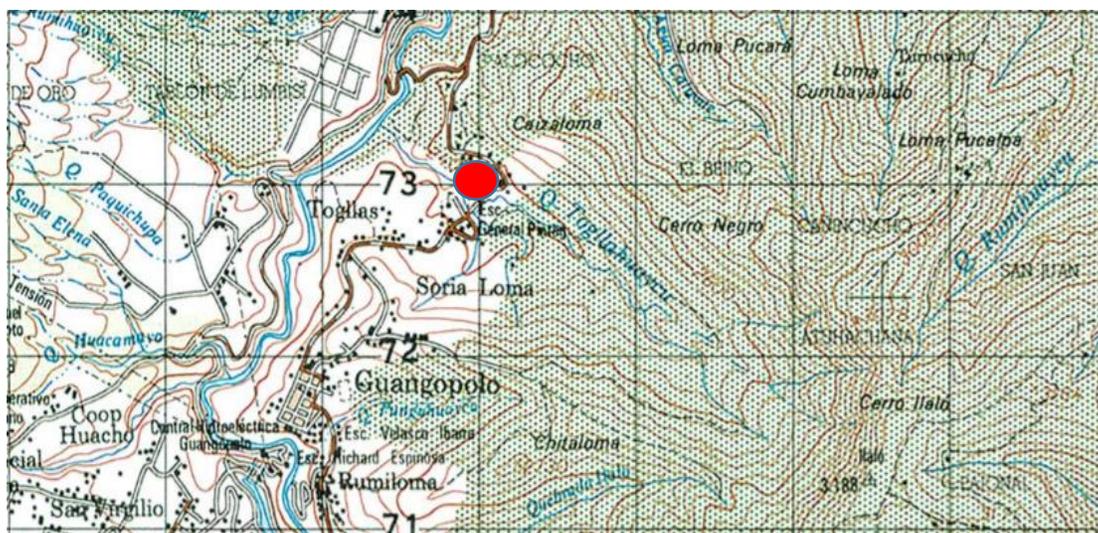


Figura 1. Hoja cartográfica ubicación la Toglla

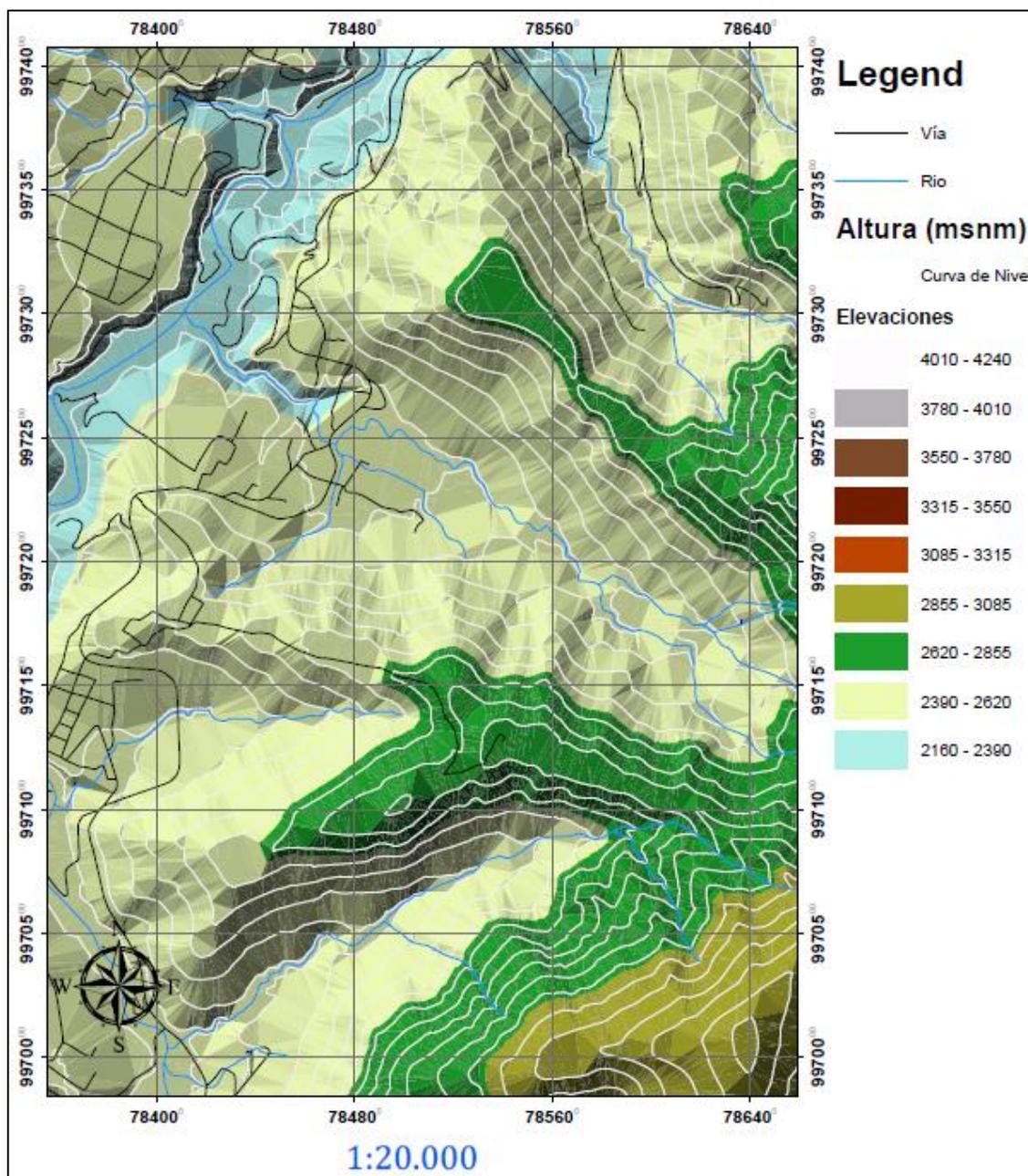


Figura 2. Mapa de ubicación comunidad la Toglla

1.4.1. Ubicación

La localización del estudio del acceso vial es a partir desde la Av. Intervalles (Ingreso a la vía), estadio de la comunidad la Toglla, Puente de ingreso al cementerio (Final de la vía) y el cementerio.

Las coordenadas UTM con su respectiva cota de los cuatro puntos de interés son los siguientes:

Tabla 1

Coordenadas UTM de los puntos de interés del proyecto

Punto	Este	Sur	Cota (m.s.n.m)
Av. Intervalles (Ingreso a la vía)	784707	9972316	2393
Estadio de la comunidad la Toglla	784880	9972466	2392
Puente de ingreso al cementerio (Final de la vía)	785157	9972366	2399
Cementerio	785100	9972470	2430

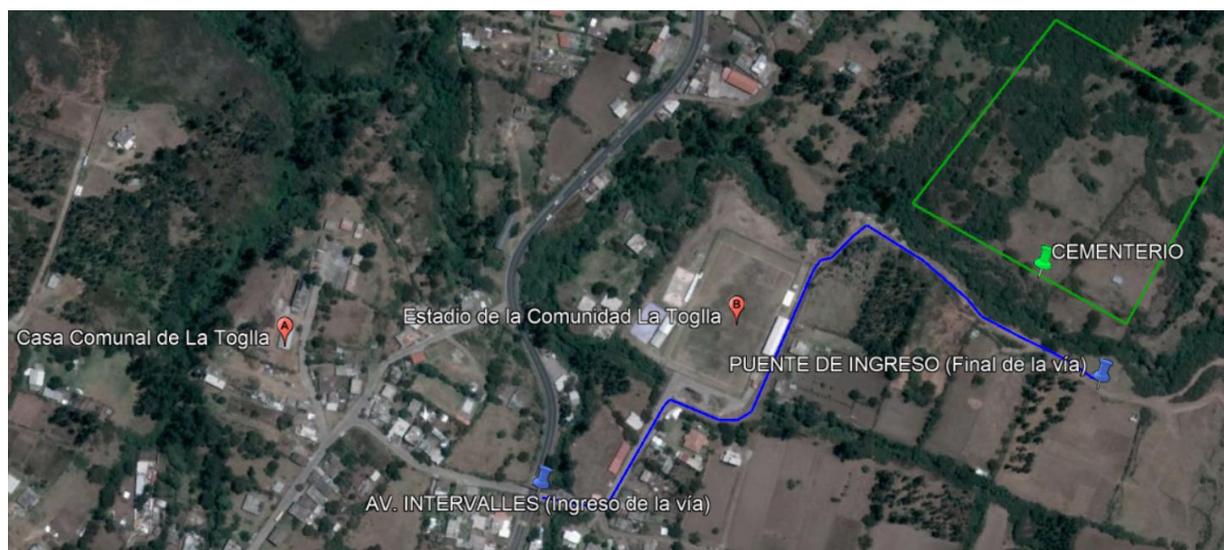


Figura 3. Localización geográfica

Fuente: Google Earth

1.5. Justificación e importancia

Por la necesidad que existe en la comunidad de “La Toglla”, mediante la información recolectada previamente se conoce que es necesario la construcción de un camino de entrada y un puente de acceso al cementerio que cubra las necesidades y el derecho de

los pobladores, con los estudios correspondientes para efectivizar la funcionalidad del diseño sin generar problemas como congestión vehicular, tomando en cuenta que la demanda de usuarios es creciente. Un antecedente muy importante que se debe mencionar es que aún no está construido el cementerio, solo existe la propuesta. Pero el acceso al cementerio es necesario para que pueda realizarse en su totalidad.

El problema planteado tiene una considerable importancia para todos los moradores y visitantes de la comunidad "Toglla", ya que, mediante el diseño del camino y un puente de acceso al cementerio, permitirá que los habitantes puedan realizar la inhumación de una persona, en un lugar que regirá con estándares de diseño adecuado y de calidad, que cumpla la normativa adecuada y requisitos de forma rigurosa. Este proyecto es turístico, sostenible y saludable con el medio ambiente, con el fin de incrementar nivel de ingresos económicos de las familias de la comunidad la Toglla y evitar la migración a las ciudades.

Al analizar detenidamente los efectos que pueden provocar con el tiempo y en la vida de las personas que viven en la comunidad, se puede concluir que es esencial diseñar y construir el camino con el puente, porque el crecimiento poblacional se está elevando tan de prisa en los últimos años y se necesita rutas de acceso a diferentes lugares para facilitar la movilidad humana.

El puente es en mampostería debido a que la comunidad solicita un diseño clásico para mantener sus tradiciones ancestrales

1.6. Objetivos generales y específicos

1.6.1. Objetivo General

- Realizar el diseño geométrico del camino y una alternativa de puente en mampostería sobre la quebrada Togllahuaycu, para el acceso al cementerio de la comunidad “La Toglla” ubicada en la parroquia de Guangopolo y así solventar el problema social generado con las comunidades aledañas al no tener un cementerio local.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico y geoposicionamiento de la calzada y de la quebrada Togllahuaycu.
- Realizar los estudios de suelos pertinentes para la elaboración del camino y el puente.
- Elaborar técnicamente el diseño de la vía y un puente en mampostería con parámetros normativos para el ingreso al cementerio.
- Determinar el presupuesto referencial del proyecto con los análisis de precios unitarios de la CAMICON y Cuerpo de Ingenieros del Ejército.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

2.1. Modalidad de la Investigación

La metodología de investigación que se usa en este proyecto es una modalidad de campo, bibliográfica documental y experimental.

Modalidad de campo, ya que se obtiene datos fundamentales en el lugar donde se implanta el puente y la vía, como las muestras del suelo, condiciones de drenaje, inventario vial, cortes y rellenos, entre otras.

Por otro lado se aplica una modalidad bibliográfica para obtener información acerca de las normativas adecuadas para el correcto diseño geométrico de la vía y el diseño de un puente, para ello se utiliza apuntes de clases, normas ecuatorianas e internacionales, libros y páginas de internet.

Y finalmente con la modalidad experimental se analiza las muestras de suelo tomada en los puntos necesarios para determinar las características del suelo con el que se trabaja, y se establece una alternativa de puente apropiada en cuanto a eficiencia estructural y económica.

2.2. Tipos de investigación

La investigación planteada tiene una disponibilidad en lo posible, inmediata, y de acuerdo a (Carrasco Díaz, 2006) "se llama investigación aplicada la que tiene por objeto, modificar algo de la realidad; es decir, utilizar el conocimiento científico en algo material, modificándolo o cambiándolo". Con el presente proyecto se pretende a partir de la información obtenida en campo y las investigaciones bibliográficas, poder diseñar un puente y un acceso vehicular con todas las normativas y parámetro actuales, permitiendo

así conectar la comunidad de La Toglla con el cementerio local, de una manera segura y con el menor costo posible, además de que se tenga el menor impacto ambiental.

2.3. Población y Muestra

Población

De acuerdo con el (Movimiento Regional Por La Tierra, 2017) “La comunidad ancestral de la Toglla abarca alrededor de 150 familias y en total cuenta con una población aproximada de 700 habitantes que viven en la parte baja del cráter del Ilaló, alrededor de la Vía Intervalles que cruza la comunidad”.

2.4. Técnicas de recolección y análisis de datos

Observación

Según (Garcés Paz, 2000) menciona que:

“Este instrumento depende únicamente del investigador quien, por supuesto, hace las veces de observador; esto favorece a la labor investigativa de sobre manera ya que serán los mismos investigadores quienes realicen el trabajo, poniendo mayor atención en los temas que más importancia tengan, por ende, más realce brinden al proyecto y sean relevantes a la hora de llevar a cabo los cálculos finales y obtención de resultados satisfactorios. Si bien la observación posee todas las ventajas expuestas anteriormente debe poseer una estructura claramente definida para que a la hora de empezar a recolectar información se conozca exactamente qué observar y a qué lugares o a qué objeto acudir para ello”.

Esta técnica resulta muy útil al momento de realizar las diferentes calicatas y ensayos de penetración, en donde mediante la observación se determina los puntos en los cuales se realiza el ensayo y de donde se debe extraer muestras representativas de suelos. Del mismo modo al realizar el conteo de vehículos para determinar el TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual) de la vía, se tiene que tener en claro cuáles son las horas picos en la que recolectar datos brindara resultados más reales de la situación.

Análisis documental

Para este proyecto se ha hecho uso de las técnicas de recolección de información mediante el análisis documental expuestas en (Carrasco Díaz, 2006) que “se clasifican en base a los documentos que pueden ser analizados y estos son documentos escritos, gráficos, simbólicos, fílmicos o vídeos y materiales-objetos.” Como el mismo autor menciona es “muy importante tener en cuenta la selección específica de los documentos, en estrecha conexión con el propósito que persigue el trabajo de investigación.” En esta técnica es muy importante tomar de dichos documentos solo la información más relevante y que se vaya a usar en el proyecto, ya que el exceso de información puede llegar a confundir al lector.

Pruebas Técnicas

Bernal, menciona que “la parte final del proceso de investigación consiste en procesar los datos y pruebas técnicas (dispersos, desordenados, individuales) obtenidos de la población objeto de estudio durante el trabajo de campo, y tiene como finalidad generar resultados (datos agrupados y ordenados), a partir de los cuales se realizará el análisis según los objetivos y las hipótesis o preguntas de la investigación realizada, o de ambos.” (Bernal C. A., 2006)

Las pruebas técnicas que se realizan son especialmente para estudios de suelos, en el cual se debe tomar muestras representativas y ensayar en el laboratorio, para determinar características físicas que ayuden a realizar un diseño adecuado de la vía y el puente. Se debe tomar en cuenta que después de procesar, analizar los datos y obtener los resultados adecuados se debe exponer a los mismos en tablas, figuras y

gráficos para que el lector los pueda asimilar de mejor manera y toda la información sea más digerible.

Las pruebas técnicas que se va a realizar son las siguientes:

- Contenido de Humedad - Norma ASTM D 2216
- Granulometría – Norma ASTM D 422
- Límites de Consistencia – Norma ASTM D 4318
- CBR – Norma ASTM D 1883
- Triaxial UU – Norma ASTM D 2850
- Corte Directo – Norma ASTM D 3080
- Ensayo de Penetración Estándar – Norma ASTM D 1586

En dichas normas se presenta la cantidad de muestra necesaria, el procedimiento del ensayo y los cálculos requeridos para determinar los valores necesarios para el proyecto.

2.5. Técnicas de comprobación de la hipótesis

Para la comprobación de la hipótesis, los métodos principales que se va utilizar:

Método inductivo.- Con el que se puede obtener resultados específicos o particulares de la problemática identificada lo cual sirve para diseñar conclusiones y premisas generales, a partir de tales resultados específicos o particulares.

Método de síntesis.- “Para efecto de obtener las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación con los resultados obtenidos producto de la investigación de campo efectuada”. (UruralG, 2016)

Siguiendo estos métodos se determina en qué aspectos sociales y a qué nivel se beneficia la comunidad con el proyecto planteado en este proyecto de titulación.

2.6. Hipótesis

La implantación de una alternativa de diseño geométrico vial y de puente sobre la quebrada Togllahuaycu, para el ingreso al cementerio del barrio “La Toglla”, parroquia Guangopolo, Cantón Quito, Provincia de Pichincha, permitirá solventar el problema social generado con las comunidades aledañas al no abastecer la demanda de inhumaciones en el único cementerio existente.

2.7. Sistema de Variables

2.7.1. Variable Dependiente

- Problema social al no tener un cementerio local
- Calidad de vida de los habitantes de la comunidad

2.7.2. Variable Independiente

- Diseño Geométrico Vial
- Diseño de un Puente

2.8. Cuadro de operacionalización de las variables

Variable independiente: Diseño de un puente y vial.

Tabla 2

Variable Independiente

Conceptualización	Dimensión	Indicadores	Ítems Básicos	Técnicas, Instrumentos
El diseño geométrico permitirá mejorar el alineamiento horizontal y vertical de acuerdo a la velocidad de diseño y a la capacidad de tráfico.	Diseño Geométrico	-Alineamiento Horizontal	¿Cuál es el diseño geométrico?	Inventario vial
		-Alineamiento Vertical		Cinta
		-Sección transversal		Estación total
				Normas MOP. Software

CONTINÚA →

El diseño del puente permitirá satisfacer un conjunto de diversos requisitos impuestos por parámetros de diseño como la función, aspectos económicos, estética, facilidades para construir y las restricciones legales.	Parámetros de Diseño	Estudios: -Topográfico -Hidrológico -Suelos -Impacto Ambiental	¿Cuáles son los datos técnicos?	Investigación bibliográfica
---	----------------------	--	---------------------------------	-----------------------------

Variable dependiente: Calidad de vida de la comunidad y problema social

Tabla 3

Variable Independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems Básicos	Técnicas, Instrumentos
La calidad de vida involucra la economía del sector de estudio, además de los aspectos sociales de las comunidades beneficiarias.	Economía	Costo Comercio Turismo	¿Cómo influye el diseño vial en la calidad de vida?	Observación
	Aspectos Sociales	Confrontación Convivencia	¿Cómo se mejorará los aspectos sociales?	Observación

CAPITULO III

MARCO TEÓRICO Y DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1. Antecedentes Investigativos

El presente trabajo de investigación se sustenta en los siguientes proyectos:

En la investigación realizada por el señor Pérez Salazar Pablo Roberto (Pérez, 2018) bajo el tema “Modelo de gestión de tierras comunitarias para el pueblo ancestral la Toglla-Guangopolo con criterios de sostenibilidad”. Concluye que: La comunidad La Toglla tiene mucho potencial para el desarrollo, por tal razón debería preocuparse que dentro de los planes y programas de desarrollo local comunitario, se incorpore permanentemente el aporte que esta comunidad puede dar al progreso económico y al equilibrio ambiental de la zona, mediante metodologías participantes e incluyentes, que podrían favorecer a los comuneros.

En este trabajo de investigación y consulta se encontró el proyecto de grado titulado “Mejoramiento horizontal, vertical y de la capa de rodadura de la carretera García Moreno, desde el partidero de la comunidad Sigsipamba hasta la entrada a la comunidad de Laturún, en la Parroquia San Andrés, Cantón Guano, Provincia de Chimborazo para mejorar las condiciones de vida”, presentado en Junio 2012 por la señorita Sandra Beatriz Hurtado Chango (Hurtado, 2018) concluye que: La vía aumentará la calidad de la oferta que a su vez se traduce en un mejor nivel de servicio a los habitantes de las comunidades aledañas que se beneficiarán de esta vía y por ende con mayor comodidad, seguridad y una mejor movilización hacia el lugar de destino, por lo que el mejoramiento de la estructura del pavimento será esencial para el desarrollo de las comunidades. Para hacer efectivo el mejoramiento de la estructura de la vía se deben tener en cuenta aspectos

tanto sociales como económicos y quienes serán beneficiados directa o indirectamente con este proyecto.

El señor Rueda Badillo Joe Camilo (Rueda, 2018) bajo el tema “Estudio y diseño para el mejoramiento de las vías de acceso a las parroquias de Alangasí y la Merced por la Troncal de la sierra (E35)”. Concluye que: El rediseño geométrico de las vías de acceso a las parroquias, mejora la funcionalidad del ingreso y salida hacia éstas; con la implantación de la intersección se hace más atractiva la movilidad del usuario, pensando en la seguridad vial y otorgando facilidad al conductor en la toma de decisiones, ayudado por la correcta instalación de señalización horizontal y vertical, para evitar accidentes y que los usuarios tengan el resguardo para desplazarse hacia sus lugares de destino.

El Señor Calucho Muyulema William Alberto (Calucho, 2017) bajo el tema “La incidencia del tráfico vehicular en la capa de rodadura” concluye que: Para diseñar la estructura del camino fue necesario conocer el tipo de suelo existente y sus propiedades ya que todo tiene relación directa con la constitución y conservación del mismo. Éstos y varios estudios más crean precedentes para el desarrollo de futuros proyectos viales con la intención principal de correlacionar las normas y los documentos vigentes en la actualidad, manteniendo así uniformidad de criterios para el diseño de vías y colaborando en la solución de las necesidades de la sociedad.

3.2. Fundamentación filosófica

El siguiente trabajo de investigación se enfoca en el paradigma Crítico-Propositivo basándose en los siguientes aspectos:

La finalidad de la investigación es mejorar las condiciones de vida de los habitantes de la comunidad la Toglla, con la ejecución de un proyecto de acceso vehicular más

seguro, cómodo y rápido, identificando posibles cambios en la acción social de los habitantes, partiendo de la evaluación de las condiciones de la estructura vial existente.

3.3. Fundamentación Legal

El proyecto de investigación se basará en las siguientes normas:

- MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas),
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) o Asociación Americana de Vías Estatales y Transporte Oficial.
- Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones MOP – 001 – F 2002.
- Manual NEVI-12
- Libros y apuntes de pavimentos

3.4. Fundamentación Teórica y Desarrollo

3.4.1. Carretera

“Es una infraestructura de transporte especialmente acondicionada dentro de toda una faja de terreno denominada derecho de vía, con el propósito de permitir la circulación de vehículos de manera continua en el espacio en el tiempo, con niveles adecuados de seguridad y comodidad.” (Chasi, 2015)

En el proyecto integral de una vía, el diseño geométrico es la parte más importante ya que a través de él se establece su configuración geométrica tridimensional, con el propósito de que la vía sea funcional, segura, cómoda, estética, económica y compatible con el medio ambiente

Los elementos principales de una carretera se muestran a continuación:

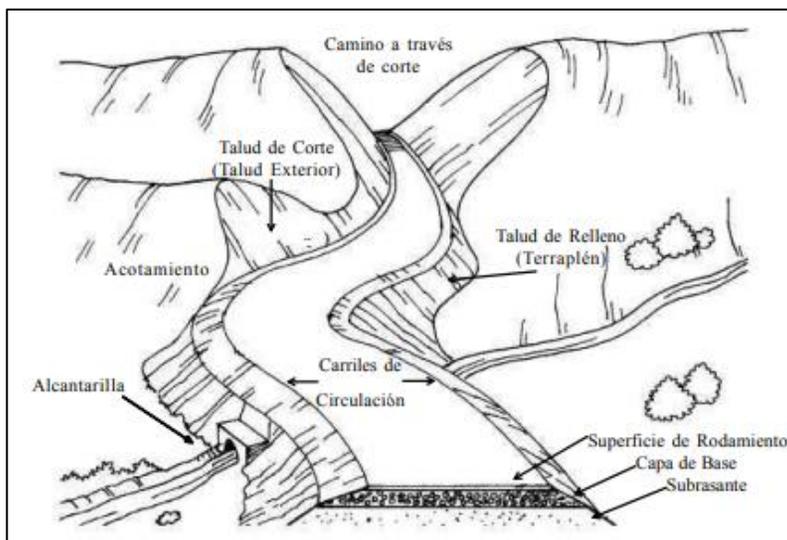


Figura 4. Términos generales de una carretera

Fuente: (Keller, 2004)

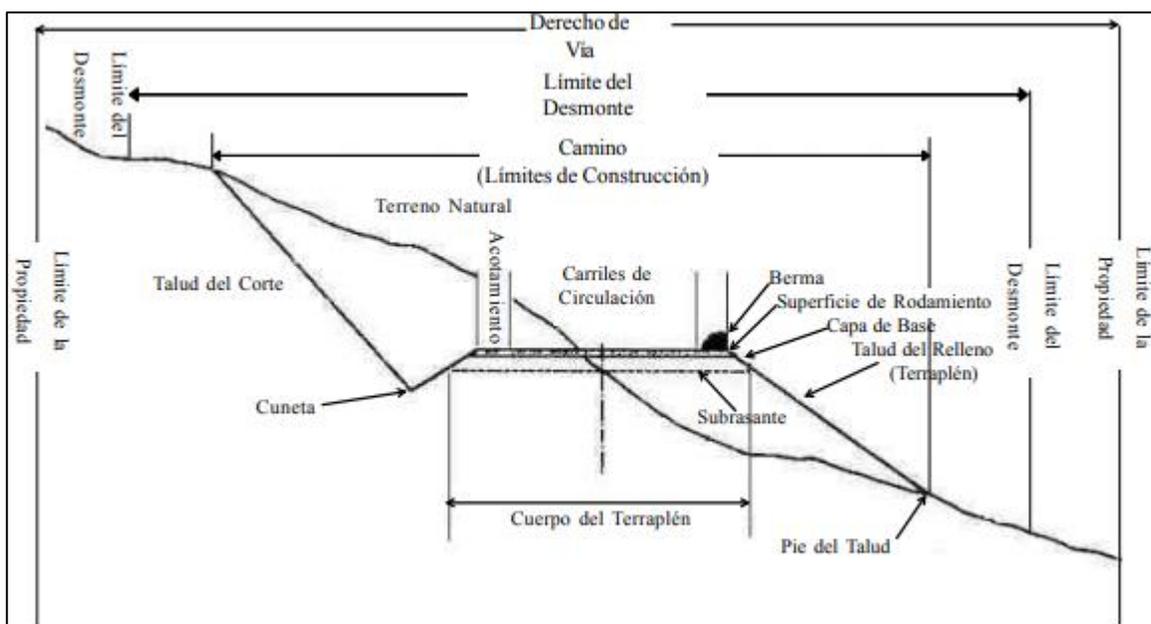


Figura 5. Términos Generales en una sección transversal

Fuente: (Keller, 2004)

3.4.2. Clasificación de la red Vial

Las carreteras se clasifican según diferentes parámetros, de los cuales entre las principales están:

3.4.2.1. Clasificación por Capacidad

Esta clasificación toma en cuenta como parámetro fundamental el TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual).

Tabla 4

Clasificación funcional de las vías en base al TPDA

Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA _d			
Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual TPDA _d al año de horizonte	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: (MTOP, 2013)

3.4.2.2. Clasificación según desempeño de las carreteras

Según lo establecido en el Plan Estratégico de Movilidad, según su desempeño se clasifican de la siguiente manera:

Tabla 5

Clasificación según desempeño de la carretera

Clasificación según desempeño de la carretera								
Descripción	Velocidad proyecto (Km/h)	Pendiente máx. (%)	# Carriles x sentido	Ancho Carril (m)	Ancho acera x sentido (m)	Parterre (m)	Espaldón (m)	Ancho total vía (m)
Camino Agrícola	40	16	1	2,00	1,0	-	-	6,0
Camino Básico	60	14	1	3,00	1,5	-	-	9,0

CONTINÚA →

Carretera								
Convencion al Básica	80	10	1	3,50	1,0	-	1.5	12,0
Carretera Mediana	100	8	1-2	3,65	1,0	-	2.5	14,3- 18,0
Capacidad								
Vías Alta								
Capacidad	120	6	2	3,65	1,0	2,0-10,0	2.5	26,6- 34,6
Interurbana								
Vías Alta								
Capacidad	100	8	4	3,50- 3,65	-	3x2,0	6x1,5- 2x2,5	48,6
Urbana								

Fuente: (MTO, 2013)

3.4.2.3. Clasificación Funcional por importancia en la red vial

Tabla 6

Clasificación funcional por importancia en la red vial

Clasificación Funcional por importancia en la red vial	
Corredores Arteriales	Son los caminos de alta jerarquía funcional, los que se constituyen por aquellos que conectan en el Continente, a las Capitales de Provincia, a los principales puertos marítimos con los del Oriente, pasos de frontera que sirven para viajes de larga distancia y que deben tener alta movilidad, accesibilidad reducida y/o controlada en su recorrido, giros y maniobras controlados; y, estándares geométricos adecuados.
Vías Colectoras	Son los caminos de mediana jerarquía funcional, los que se constituyen por aquellos cuya función es la de recolectar el tráfico de la zona rural o una región, que llegan a través de los caminos locales para conducirlos a la malla estratégica o esencial de corredores arteriales. Son caminos que se utilizan para servir el tráfico de recorridos intermedios o regionales, requiriendo de estándares geométricos adecuados para cumplir esta función.
Caminos Vecinales	Estas vías son las carreteras convencionales básicas que incluyen a todos los caminos rurales no incluidos en las denominaciones anteriores, destinados a recibir el tráfico doméstico de poblaciones rurales, zonas de producción agrícola, accesos a sitios turísticos.

Fuente: (MTO, 2013)

3.4.2.4. Clasificación según las condiciones orográficas

Se realiza una clasificación según el relieve natural que atraviesa el sistema vial, esto se da en función de la máxima inclinación media.

Tabla 7

Clasificación según condiciones Orográficas

Tipo de Relieve	Máxima inclinación media (%)
Llano	$i \leq 5$
Ondulado	$5 < i \leq 15$
Accidentado	$15 < i \leq 25$
Muy Accidentado	$25 < i$

Fuente: (MTOPI, 2013)

3.4.2.5. Clasificación de acuerdo a la Superficie de Rodamiento

Según la (MTOPI, 2013) de acuerdo a la superficie de rodamiento se dividen en:

- **Pavimentos Flexibles:** son aquellos que tienen una capa de rodadura formada por una mezcla bituminosa de asfalto altamente resistente a los ácidos, álcalis y sales.
- **Pavimentos Rígidos:** son aquellos donde la capa de rodadura está formado por una losa de concreto hidráulico, con o sin refuerzo estructural.
- **Afirmados:** son aquellas en las que la superficie de rodadura se compone de una capa de material granular con tamaño máximo 2 ½" y con proporción de finos compactado.
- **Superficie Natural:** su capa de rodadura se compone del terreno natural del lugar, debidamente conformado.
- Hay una clasificación más que no se considera y que se va a utilizar en este proyecto que es el **pavimento de adoquín**, el cual es considerado un pavimento articulado, son estructuras compuestas de varias capas de diferentes materiales que se construyen sobre el terreno natural.

3.4.2.6. Clasificación de las vías según el DMQ

El proyecto se lleva a cabo en el Distrito Metropolitano de Quito, y a continuación se presenta su clasificación:

Tabla 8

Especificaciones mínimas para vías Urbanas

DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS VÍAS URBANAS													
TIPO	N° de carriles por sentido	Ancho de carril (m)	Parterre (m)	Acera (m)	Espaldón interno (m)	Espaldón Externo (m)	N° carriles de estacio.	Ancho carril de estacio. (m)	Ancho Total de Vía (m)	Dist. Entre ejes viales (m)	Long. de la Vía (m)	Velo. de proyecto (Km/h)	Velo. Máx. de operación (Km/h)
Expresa	3	3,65	6		1,05	2,5			35	3001 ó >	Variable	90	80
Semi-Expresa	2	3,65	6		0,5	2			25,6	1501-3000	Variable	70	70
Arterial	3	3,65	4	5					35,9	1501-3000	Variable	70	60
Colectoras													
A	2	3,65	4	3,50			2	2,2	30	501-1500	1001 ó >	70	50
B	2	3,50		3,50			2	2,2	25,4	400-500	501-1000	50	40
Locales													
C	2	3		3			2	2	16		401-500		Máx 30
D	2	3		3			1	2	14		301-400		Máx 30
E	2	3		3					12		101-300		Máx 30
F	2	3		2					10		Hasta 100		
Peatonal									6		Hasta 80		
Escalinatas		3				1,5			6				

Fuente: Ordenanza 3746 (DMQ, 2008)

Tabla 9*Especificaciones mínimas para vías Suburbanas*

DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS VÍAS SUBURBANAS											
TIPO	N° de carriles por sentido	Ancho de carril (m)	Parterre (m)	Cuneta (m)	Espaldón interno (m)	Espaldón Externo (m)	Ancho Total de Vía (m)	Dist. Entre ejes viales (m)	Long. de la Vía (m)	Velo. de proyecto (Km/h)	Radio min de esquinas al bordillo
Expresa	3	3,65	6		1,05	2,5	37,9	3001 ó >	Variable	120	-
Arterial	2	3,65	6	5	0,5	2,5	28,6	1501-3000	Variable	90	-
Colectora											
A	2	3,65	4	3,50	0,5	2	25,6	1000-1500	5-15	60	-
B	2	3		3,50		1	16	1000-1500	5-15	60	-
Local	1	3		3		1	10	Hasta 1000	Menor a 5	30	5
											Radio min de curvatura
Ciclo Vía	2	1,2		3			2,4			30	3

Fuente: Ordenanza 3746 (DMQ, 2008)

Nota: El número de carriles puede ser menor al mínimo especificado si estudios de tráfico lo sustentan.

De las tablas mencionadas se ha determinado las propiedades que va a tener nuestro camino las cuales se van a resumir en la siguiente tabla.

Tabla 10*Características Principales del camino*

Características del camino	
Tipo de camino	Vía Suburbana-Camino Vecinal
Tipo de Relieve	Ondulado
Ancho de vía (x carril)	3.0 m
Bordillo y acera (x carril)	1.0 m
TPDA	Menor a 500
Superficie de Rodadura	Pavimento de adoquín
Tipo de camino	F

3.4.3. Topografía

Según el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, Volumen N°2 Libro A Norma para Estudios y Diseños Viales (MTOPE, 2013). “La topografía es un factor principal de la localización física de la vía, pues afecta su alineamiento horizontal, sus pendientes, sus distancias de visibilidad y sus secciones transversales.” Desde el punto de vista de la topografía, se puede clasificar los terrenos en cuatro categorías, que son:

- **Terreno plano.** Posee pendientes transversales a la vía menores del 5%. Exige mínimo movimiento de tierras en la construcción de carreteras y no presenta dificultad en el trazado ni en su explanación, por lo que las pendientes longitudinales de las vías son normalmente menores del 3%
- **Terreno ondulado.** Se caracteriza por tener pendientes transversales a la vía del 6% al 12%. Requiere moderado movimiento de tierras, lo que permite alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el trazado y en la explanación, así como pendientes longitudinales típicamente del 3% al 6%.

- **Terreno montañoso.** Las pendientes transversales a la vía suelen ser del 13% al 40%. La construcción de carreteras en este terreno supone grandes movimientos de tierras, y/o construcción de puentes y estructuras para salvar lo montañoso del terreno por lo que presenta dificultades en el trazado y en la explanación. Pendientes longitudinales de la vías del 6% al 8% son comunes.
- **Terreno escarpado.** Aquí las pendientes del terreno transversales a la vía pasan con frecuencia del 40%. Para construir carreteras se necesita máximo movimiento de tierras y existen muchas dificultades para el trazado y la explanación, pues los alineamientos están prácticamente definidos por divisorias de aguas, en el recorrido de la vía.

Dentro del proyecto abundan las pendientes longitudinales mayores del 8%, que para evitarlos, el diseñador deberá considerar la construcción de puentes, túneles y/o estructuras para salvar lo escarpado del terreno.

Antes de iniciar propiamente los estudios topográficos se requiere de un reconocimiento preliminar en el cual, primero se hace una entrevista o reunión con los beneficiarios para recoger datos de gran utilidad en el proyecto como lo relativo a afectaciones, características de ríos, nombre de lugares intermedios, localización de zonas bajas o inundables, niveles de agua en crecientes. Una vez hecho esto se procederá a hacer un reconocimiento directo del camino para determinar en general características: geológicas, hidrológicas, topográficas y complementarias.

La topografía del lugar se obtiene mediante el uso de equipos topográficos como son la estación total y GPS RTK dinámico.



Figura 6. GPS de alta precisión



Figura 7. Levantamiento Topográfico con RTK dinámico



Figura 8. Enlace de estaciones para determinar coordenadas UTM



Figura 9. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la sección del río



Figura 10. Levantamiento de la sección del río



Figura 11. Enlace de puntos del RTK con los de la Estación Total.

Una vez que se obtiene la nube de puntos topográficos del lugar, se procesa los resultados en AutoCad Civil 3D y se obtiene el siguiente plano:

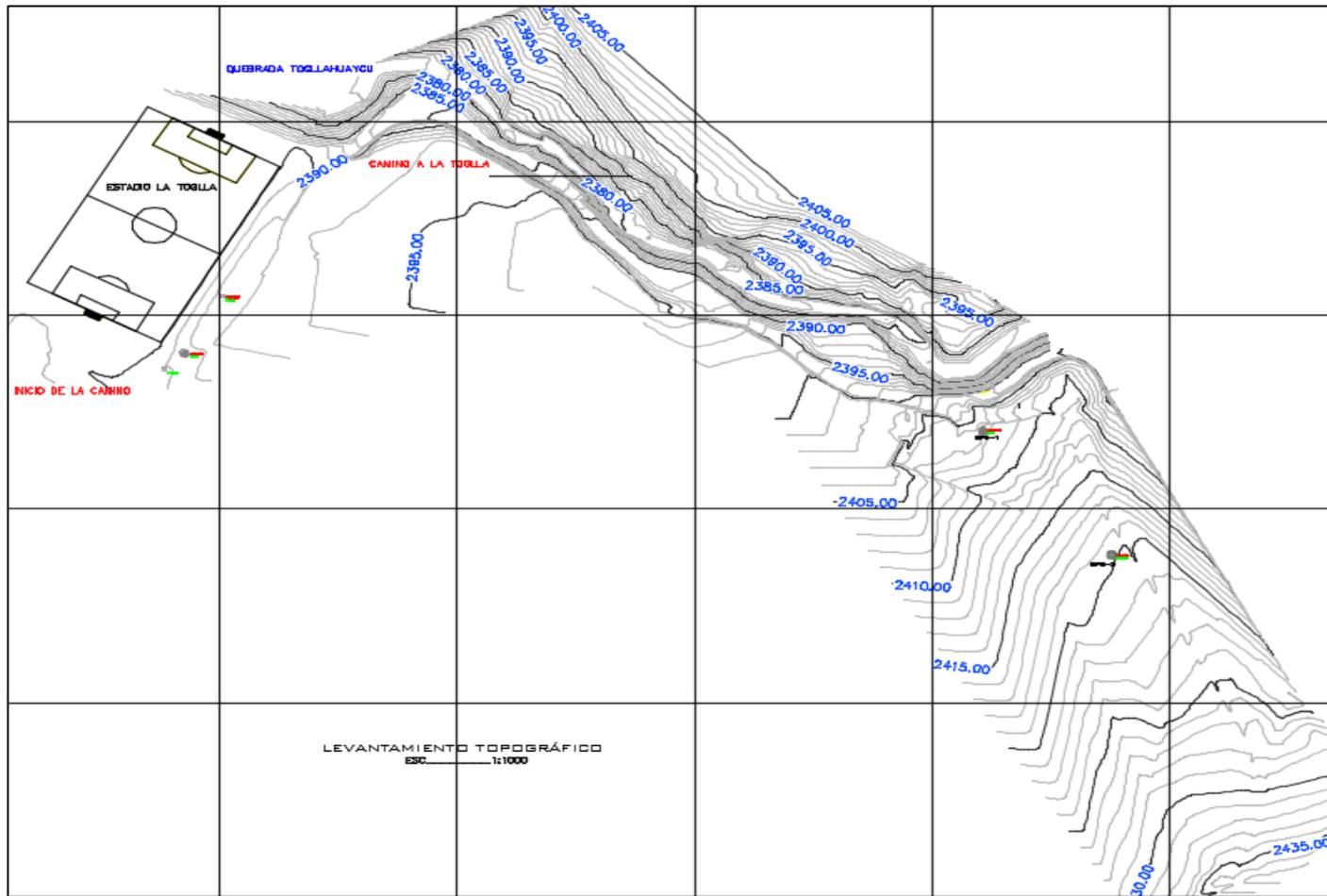


Figura 12. Levantamiento Topográfico Final

3.4.4. Estudios de Suelos

El estudio de suelos es muy importante para determinar las propiedades físicas y mecánicas del terreno donde se implanta los proyectos estructurales o viales, a partir de estas se pueden realizar los diferentes cálculos y diseños.

Resultados

Se realiza dos calicatas por cada km de vía en lugares donde existan cambios bruscos de pendiente o donde se evidencie diferente tipos de suelos, por ello dentro de este proyecto se considera 2 calicatas.

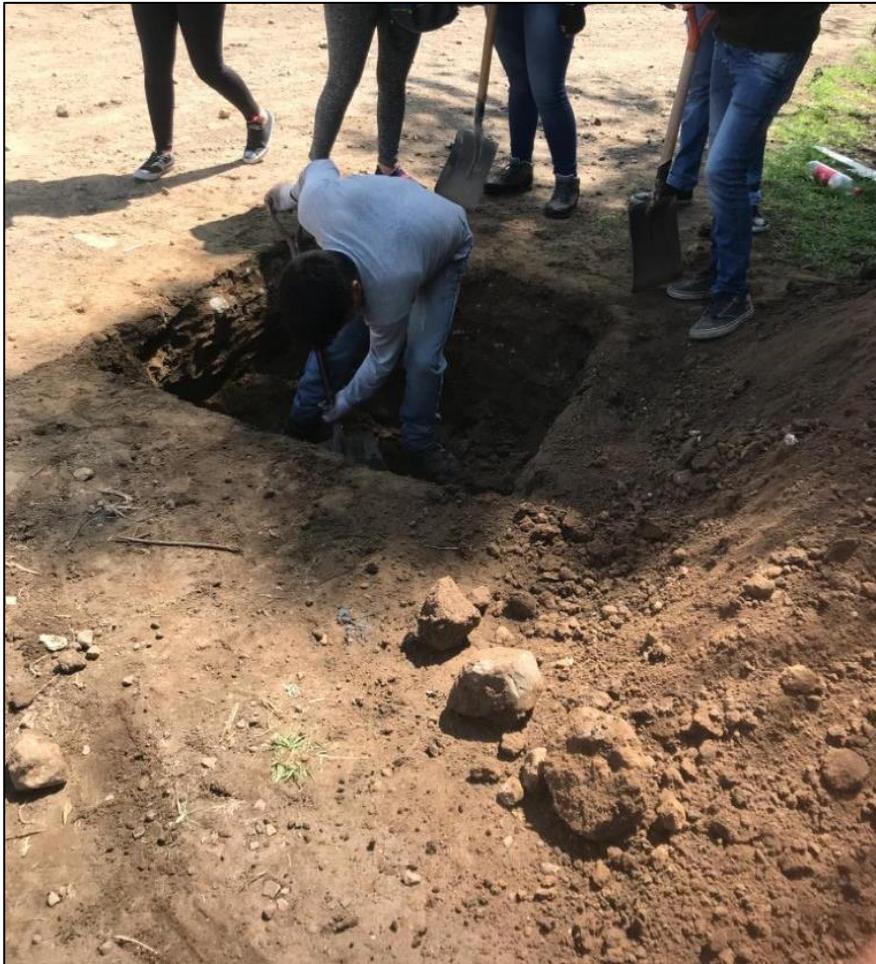


Figura 13. Excavación de la calicata #1



Figura 14. Calicata #1, Profundidad: 1,10 m



Figura 15. Muestra Inalterada



Figura 16. Excavación calicata #2



Figura 17. Excavación calicata #2



Figura 18. Toma de muestras inalteradas y cierre de calicata #2



Figura 19. Muestras alteradas e inalteradas. Calicata #2

Tabla 11*Coordenadas de las calicatas de estudio*

Coordenadas calicata 1	Coordenadas calicata 2
E: 784971.92	E: 785146.849
N: 9972501.76	N: 9972383.109
Z: 2385.24	Z: 2394.69

La profundidad de estas puede variar según el tipo de suelo, pero en el proyecto se considera una profundidad de 1,1 m. Con las muestras alteradas e inalteradas tomadas de campo, se realiza los diferentes ensayos de laboratorio y se obtienen los siguientes resultados:

**Figura 20.** Ensayo de Contenido de Humedad



Figura 21. Ensayo de Limites de Consistencia



Figura 22. Ensayo de Granulometría



Figura 23. Lavado de la muestra para ensayo de Granulometría

Los procedimientos y cálculos se detallan en el Anexo #1

Tabla 12

Límites de Consistencia y Contenido de Humedad

Muestra	Ubicación	Profundidad (m)	Contenido de Humedad	Limite Líquido	Limite Plástico
1	Calicata 1	0.30	11.92%	36.6%	21.9%
2	Calicata 1	1.10	13.24%	32.7%	21.0%
3	Calicata 2	0.30	8.91%	NP	NP
4	Calicata 2	1.10	15.38%	NP	NP
5	SPT	0.50	12.48%	28.4%	21.9%

Tabla 13

Granulometría

Muestra	Ubicación	Profundidad (m)	Pasante 4 (%)	Pasante 10 (%)	Pasante 40 (%)	Pasante 200 (%)
1	Calicata 1	0.30	99%	94%	80%	<10%
2	Calicata 1	1.10	98%	73%	51%	<10%
3	Calicata 2	0.30	99%	98%	45%	<10%
4	Calicata 2	1.10	95%	90%	73%	<10%
5	SPT	0.50	99%	97%	71%	<10%

Con los parámetros presentados en las tablas anteriores se clasifica que tipo de suelo es, según los parámetros de la AASHTO y SUC'S.

3.4.4.1. Clasificación del Suelo según AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz #200)							Materiales limoarcillosos (más de 35% pasa el tamiz #200)			
	A-1		A-3 ^A	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00mm)	50 máx.
No. 40 (425µm)	30 máx.	50 máx.	51 mín.
No. 200 (75µm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Consistencia											
Límite líquido	B				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.	N.P.	N.P.	B				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. ^B
Tipos de materiales característicos	Cantos, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limoarcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

^A La colocación de A3 antes de A2 en el proceso de eliminación de izquierda a derecha no necesariamente indica superioridad de A3 sobre A2.

^B El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30.

Figura 24. Clasificación de Suelos Según la AASHTO

Fuente: Wikipedia

Para determinar la clasificación del suelo según la norma AASHTO se necesita conocer la granulometría y los límites de consistencia. Con los cuales se determina el índice de plasticidad y de grupo.

El índice de plasticidad se lo calcula generalmente como $IP=LL-30$, con este valor ya se puede obtener la clasificación del suelo según la Figura 24.

Tabla 14

Clasificación AASHTO

Muestra	Ubicación	Profundidad (m)	Límite Líquido	IP	AASHTO	Condiciones	
1	Calicata 1	0.30	36.6%	6.6%	A-2-4	LL<40	IP<10
2	Calicata 1	1.10	32.7%	2.7%	A-2-4	LL<40	IP<10
3	Calicata 2	0.30	NP	NP	A-3		IP=NP
4	Calicata 2	1.10	NP	NP	A-3		IP=NP
5	SPT	0.50	28.4%	0	A-2-4	LL<40	IP<10

Para los grupos A-2-4 y A-3 el índice de grupo es igual a 0.

3.4.4.2. Clasificación del Suelo según SUCS

SISTEMA CLASIFICACION USCS						
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)						
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5 mm.***	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) ó >7
	GP			≤ 6	<1ó>3	
	GM		> 12			
	GC					
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) y >7
	SP			≤ 6	<1ó>3	
	SM		> 12			
	SC					
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC. *** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm						
** Si $IP \geq 0.73$ (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e $IP > 0.73$ (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.						
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.						
$C_U = (D_{60}) / (D_{10})$				$C_C = (D_{30}^2) / (D_{60} \cdot D_{10})$		

Figura 25. Clasificación de Suelos Según SUCS

Fuente: Wikipedia

A diferencia del método AASHTO, este incorpora dos coeficientes para su análisis, uno de uniformidad y el otro de curvatura. Con estos valores adicionales ya podemos determinar a qué grupo pertenece cada muestra de suelo.

Tabla 15

Coeficientes de Uniformidad y Curvatura

Muestra	Ubicación	Profundidad (m)	Cu	Cc	Grupo	IP	Cu	Cc
1	Calicata 1	0.30	2.78	0.87	SP	6.6%	Cu<6	1 a 3
2	Calicata 1	1.10	6.80	0.59	SW-SM	2.7%	Cu>6	1>Cc>3
3	Calicata 2	0.30	5.91	0.81	SP	NP	Cu<6	1 a 3
4	Calicata 2	1.10	2.98	0.97	SP	NP	Cu<6	1 a 3
5	SPT	0.50	3.19	0.91	SP	0	Cu<6	1 a 3

Finalmente se presenta una tabla de resumen con la clasificación por ambos métodos.

Tabla 16

Clasificación de los suelos

Muestra	Ubicación	Profundidad (m)	AASHTO	SUCS	Nombre del grupo
1	Calicata 1	0.30	A-2-4	SP	Arena mal graduada
2	Calicata 1	1.10	A-2-4	SW-SM	Arena bien graduada con limo
3	Calicata 2	0.30	A-3	SP	Arena mal graduada
4	Calicata 2	1.10	A-3	SP	Arena mal graduada
5	SPT	0.50	A-2-4	SP	Arena mal graduada

3.4.4.3. CBR

Para determinar el coeficiente CBR se lo realiza mediante el ensayo de compactación, de este se obtiene la humedad óptima y la densidad seca máxima. Con estos valores se determina las condiciones para poder realizar el ensayo de hinchamiento y de penetración que posteriormente nos darán el valor de CBR de la muestra de suelo.

Calicata 1

El primer ensayo que se realiza es el de compactación, y en resumen se debe generar varios especímenes de suelo con diferentes cantidades de agua de una misma muestra, y compactarlo. Después se seca todos los especímenes por un día a 110 C°, posteriormente se determina la densidad seca, el contenido de humedad de las diferentes muestras y se realiza el grafico de inter relación. Esto genera una curva, en la cual el pico determina la densidad seca máxima y contenido de humedad óptimo de la muestra tomada para que alcance dicha densidad.



Figura 26. Muestras de la calicata #1 y #2



Figura 27. Ensayo de compactación



Figura 28. Gata Hidráulica para sacar las muestras de suelo compactadas

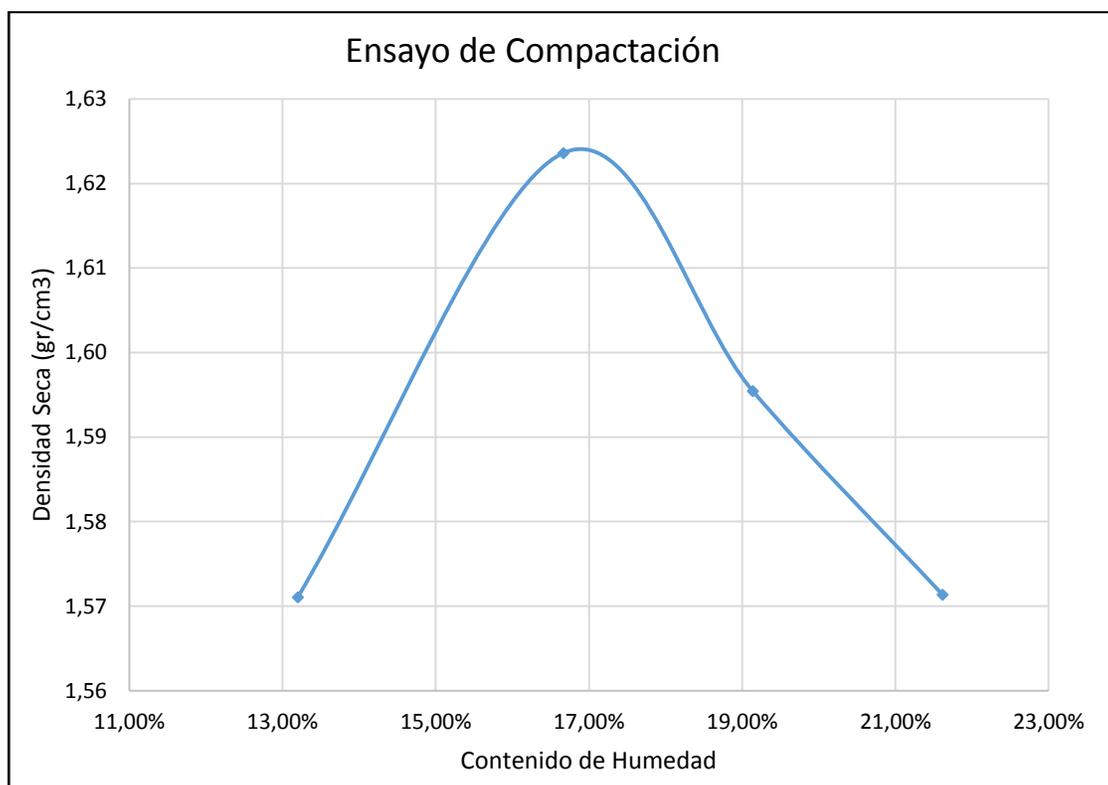


Figura 29. Curva de compactación Calicata 1

Humedad Óptima (%)	17%
Densidad Seca Max (gr/cm ³)	1,65

Una vez que se determina la humedad óptima se prepara 3 especímenes con esta humedad y se las compacta con diferente número de golpes, posteriormente se los deja reposar en agua hasta que se sature totalmente y se realiza el ensayo de penetración.



Figura 30. Preparación de las muestras a la humedad óptima



Figura 31. Muestras compactas con diferentes números de golpes



Figura 32. Ensayo de hinchamiento (3 por cada calicata)



Figura 33. Ensayo de Penetración

Una vez que realizado los ensayos se procede a calcular y generar las curvas resultantes de esfuerzo y penetración.

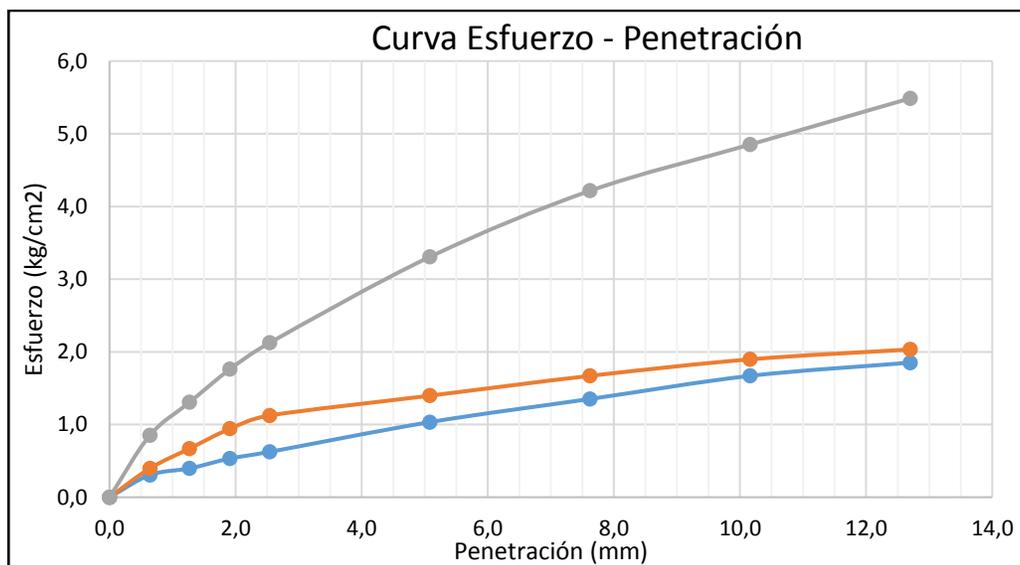


Figura 34. Curva de Esfuerzo-Penetración Calicata 1

Se determina el CBR para 3 puntos y se genera la siguiente curva

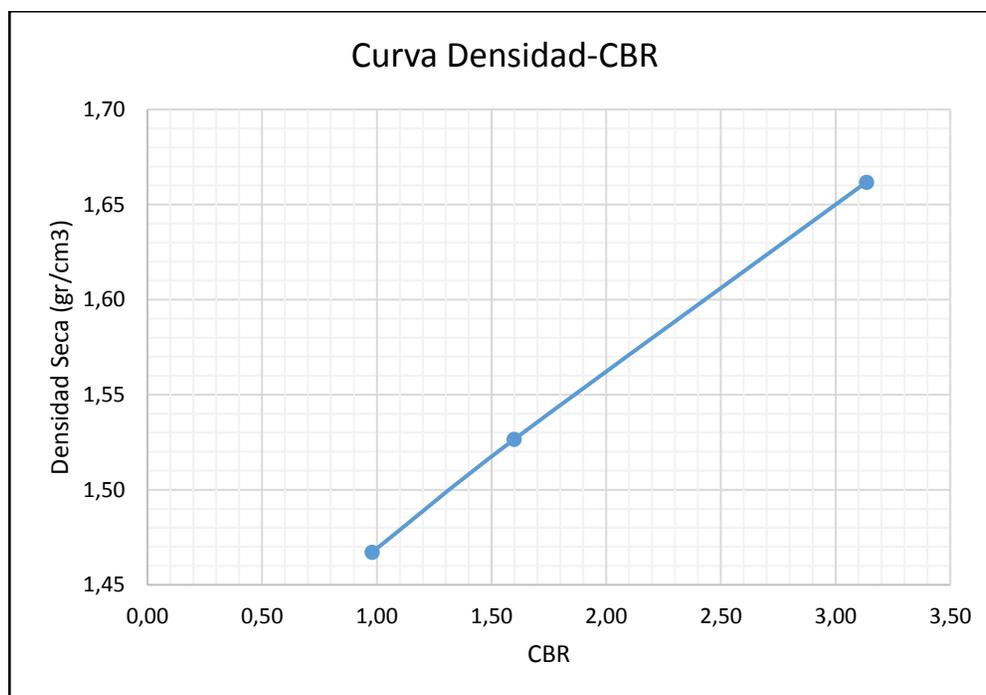


Figura 35. Curva Densidad-CBR Calicata 1

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. =	1,65	3,0%
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. =	1,544	2,1%

Calicata 2

Para la calicata 2 se realiza el mismo procedimiento que para la primera, a continuación se presentan los resultados.

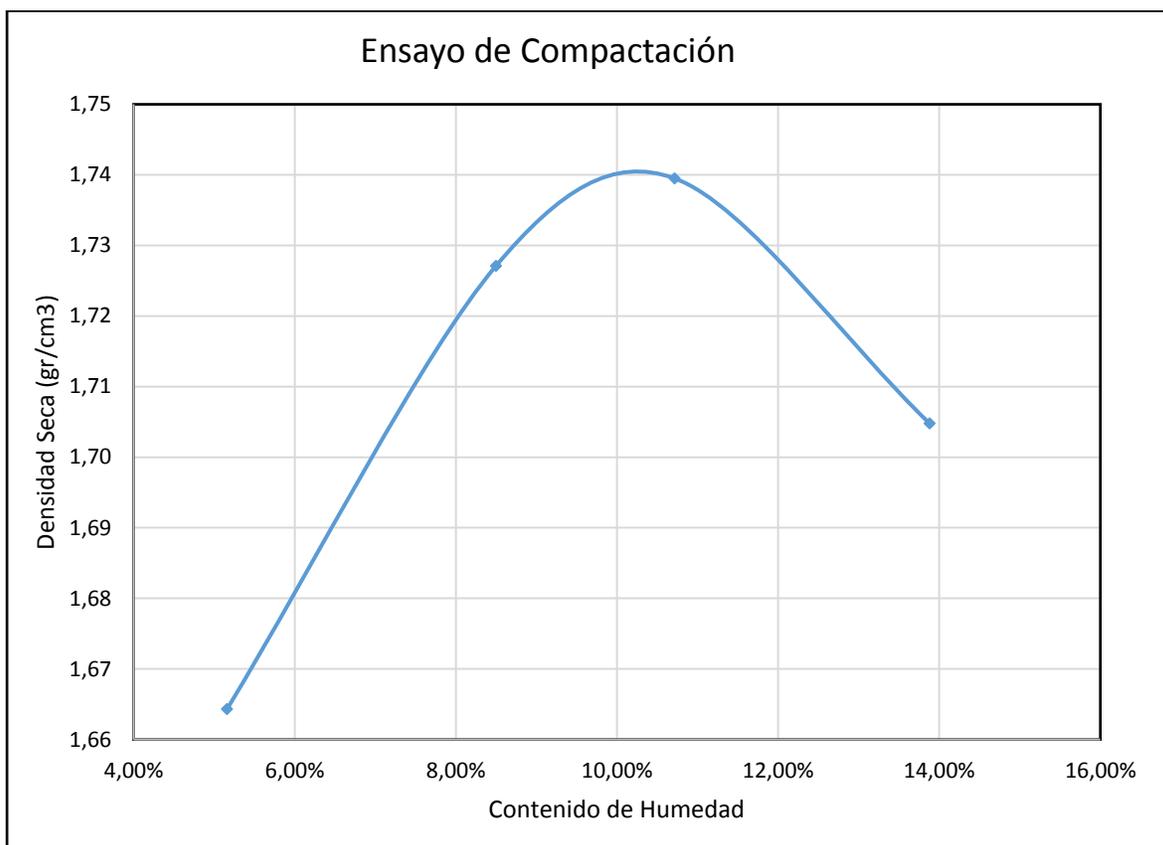


Figura 36. Curva de compactación Calicata 2

Humedad Óptima (%)	10%
Densidad Seca Max (gr/cm ³)	1,74

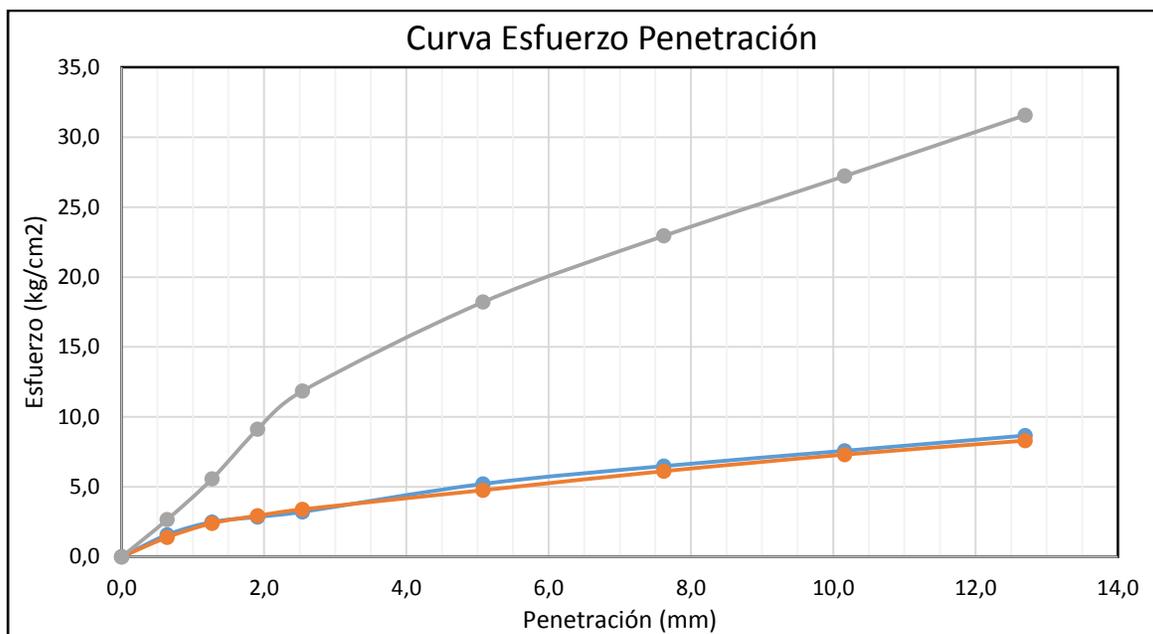


Figura 37. Curva de Esfuerzo-Penetración Calicata 2

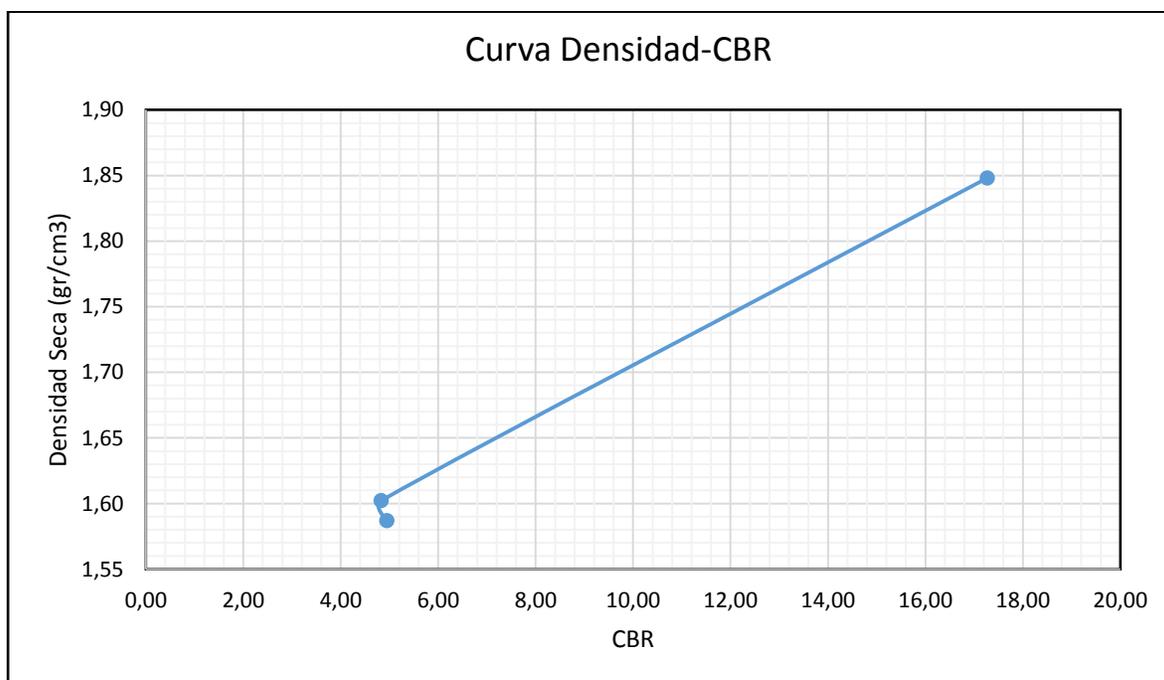


Figura 38. Curva Densidad-CBR Calicata 3

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. =	1,74	11,6%
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. =	1,653	7,20%

3.4.4.4. Ensayos para determinar el ángulo de fricción y la cohesión

Triaxial (Calicata 2)

El equipo para el ensayo triaxial reporta directamente los resultados necesarios para determinar el ángulo de fricción y cohesión de la muestra inalterada.



Figura 39. Ensayo Triaxial

Tabla 17

Reporte de ensayo triaxial

Probeta	Esfuerzo Desviador	σ_3	σ_1	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
No.	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
1	2,51	0,52	3,02	1,25	1,77
2	2,71	1,02	3,73	1,35	2,37
3	3,55	1,52	5,07	1,78	3,29

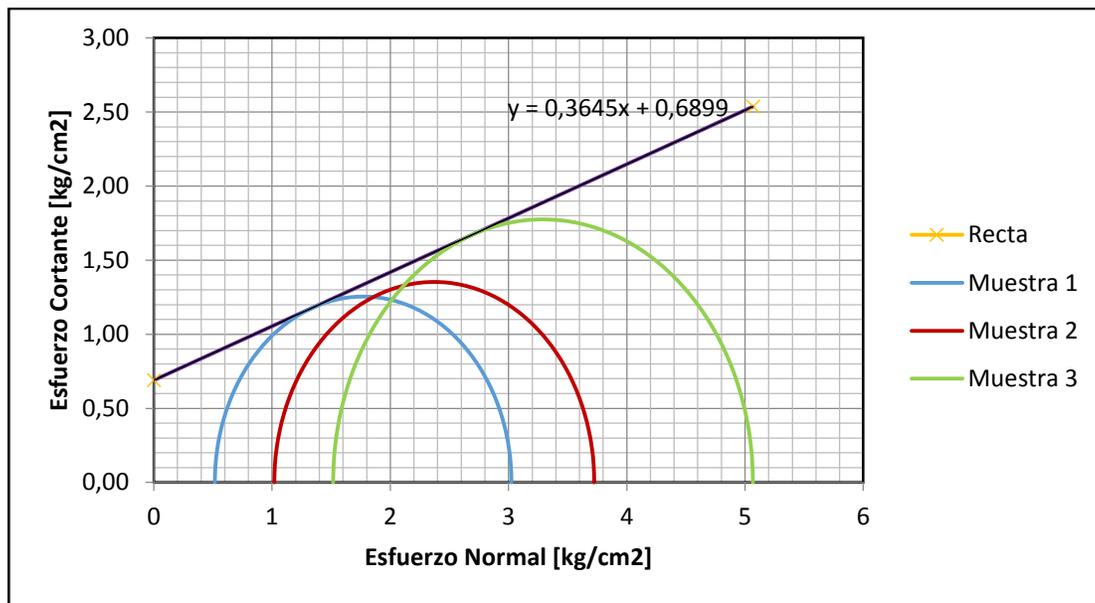


Figura 40. Círculos de Mohr para determinar el ángulo de fricción y cohesión
Cohesión: 0,69 kg/cm²

Ángulo de fricción: 25,02°

Corte Directo (Calicata 1)

El equipo para realizar el corte directo no es automatizado así que los cálculos se los realizan a mano y de los cuales se obtiene los siguientes esfuerzos normales y cortantes.



Figura 41. Ensayo de Corte Directo

Tabla 18

Reporte del ensayo de corte directo

Probeta	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante (Kg/cm ²)
No.	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
1	0,51	0,39
2	1,02	0,77
3	1,53	1,03

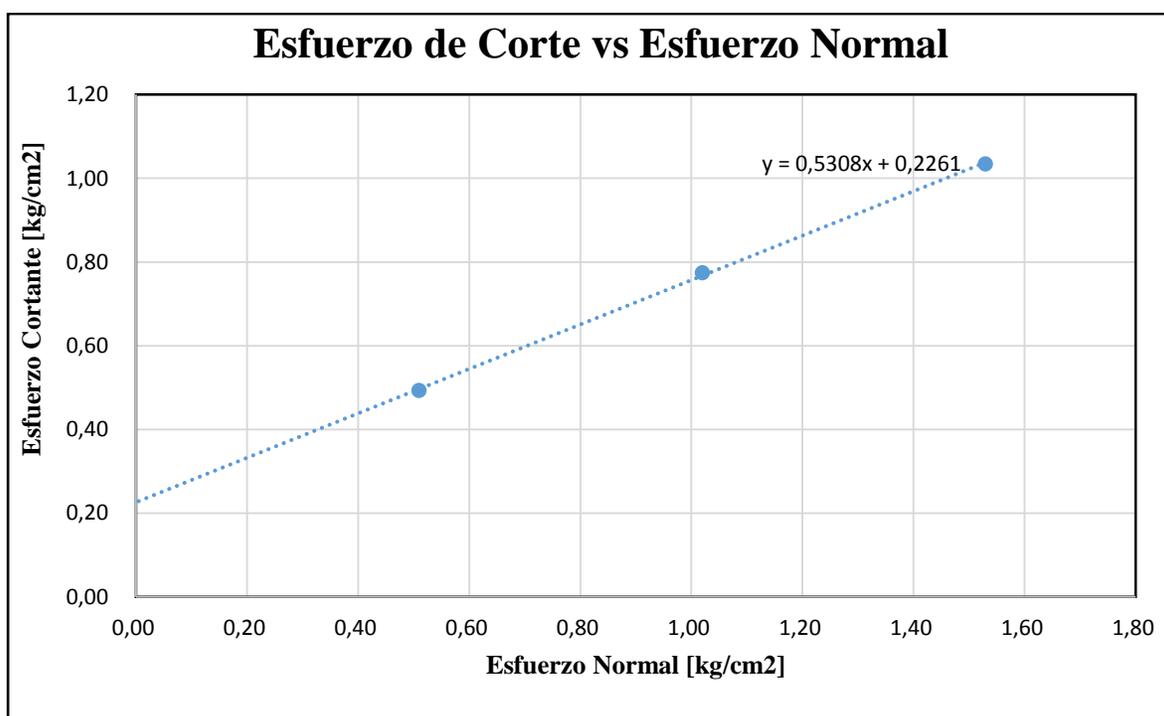


Figura 42. Relación entre esfuerzo normal y cortante

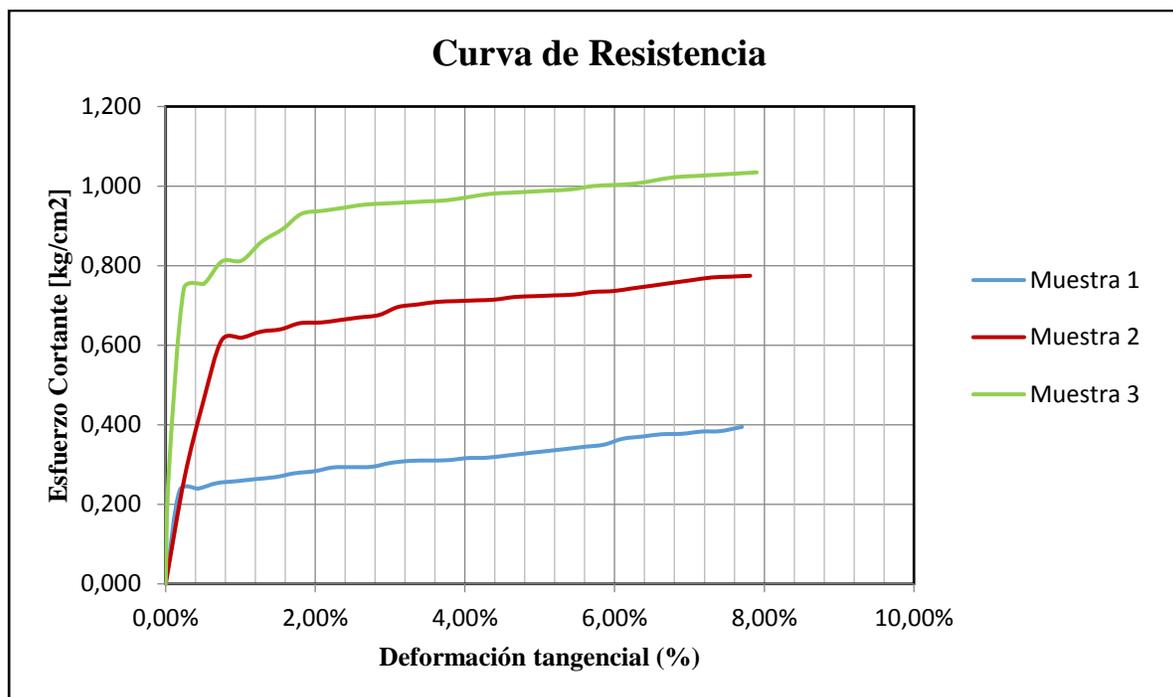


Figura 43. Curva de resistencia de los 3 especímenes

Cohesión: 0,23 kg/cm²

Ángulo de fricción: 28°

SPT

Puede definirse como un ensayo que contabiliza el número de golpes necesarios para introducir un tomamuestras tubular de acero hueco o con puntaza ciega, mediante una maza de 63,5 kg que cae repetidamente desde una altura de 76,2 cm. Son importantes estas medidas ya que sirven para diferenciarlos de otros ensayos de penetración.

El tomamuestras se introduce en el terreno 60 cm y se contabilizan los golpes cada 15 cm. Tanto el tomamuestras tubular como la puntaza ciega y el varillaje necesario están estandarizados.

El suelo de estudio supero los 100 golpes en 30 cm por lo que la profundidad del ensayo no superó los 3 m. los resultados se presentan a continuación.



Figura 44. Ensayo de SPT

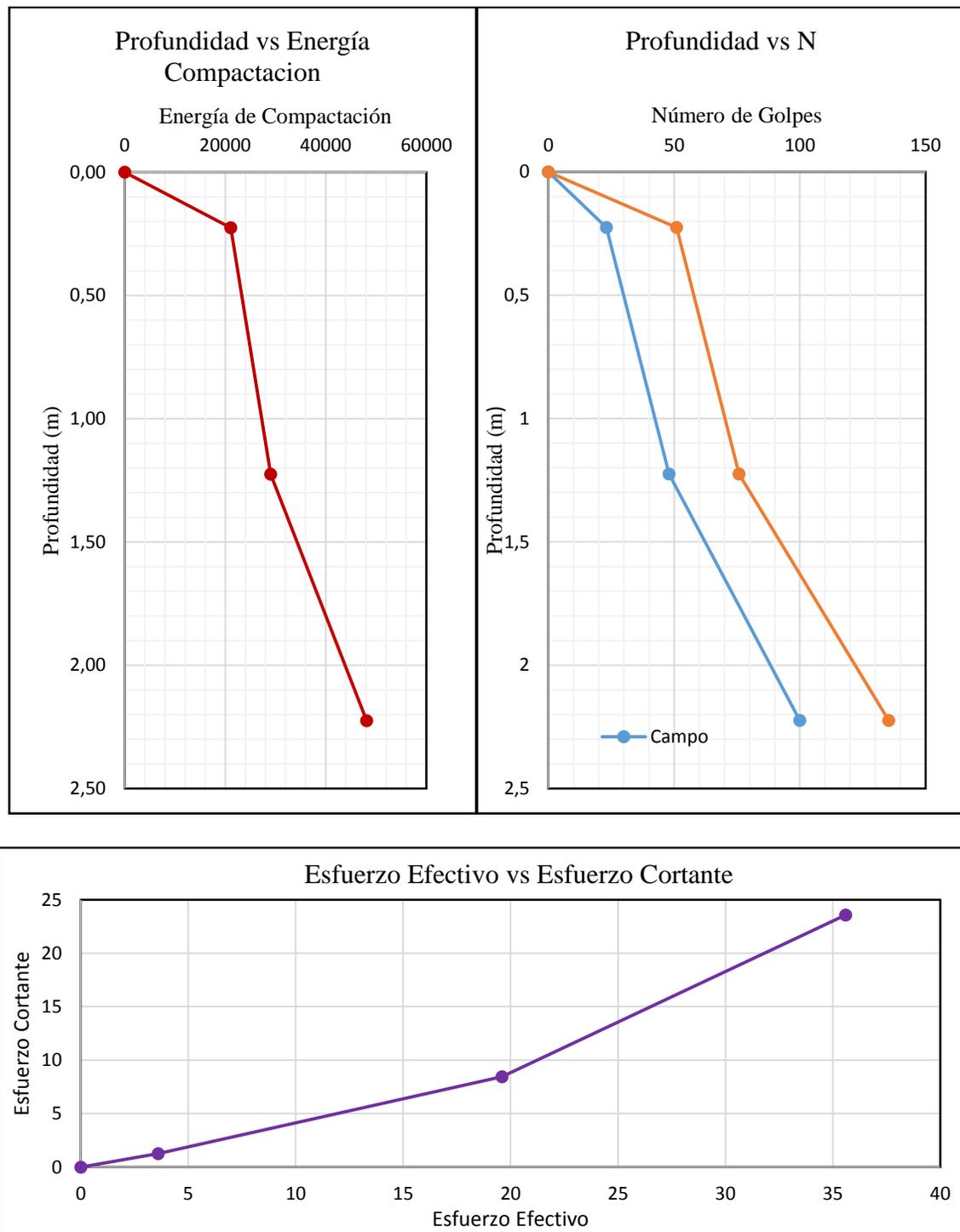


Figura 45. Gráficos del ensayo SPT

Kishida $\phi' = 15 + (20 \times N_{172})^{0.5}$

Schmertmann $\phi' = \arctan[(N_{160}/32.5)^{0.34}]$

Cohesión: 0.25 kg/cm²

Ángulo de fricción: 43° a una profundidad de 2,45 m

Para el diseño del puente, estructuras complementarias y el diseño de la vía, es necesario considerar la condición más crítica para el análisis, por lo cual se usa los parámetros que se obtuvo con la calicata 1, es decir:

→ Ángulo de fricción: 28°

→ Cohesión: 0,23 kg/cm²

→ CBR: 3%

3.4.5. Estudio de tráfico

Tráfico: En el diseño de las carreteras se deben tener en cuenta también las características de operación de los vehículos, que son diferentes según los diversos tamaños y pesos, la cantidad relativa de las diferentes clases de vehículos en el tránsito total es lo que se llama composición del tránsito.



Figura 46. Conteo vehicular en la Av. Intervalles y acceso al estadio “La Toglla”



Figura 47. Ingreso al Estadio de la comunidad

Tipo de Cuento

Automático: Permiten conocer el volumen total del tráfico, se utiliza el programa trafficsurv en donde registra el conteo, por cada impulso percibido registran un vehículo. Siempre deben ir acompañados de conteos manuales para establecer la composición del tráfico.

Se realiza conteos vehiculares en la intersección Vía Intervalles y La entrada a la comunidad la Toglla el 28 de noviembre al 3 de diciembre del 2018 por un periodo de 6 horas diarias en la por la mañana y la tarde, para determinar el volumen de tráfico que circula por dicha vía de acuerdo a cada tipo de vehículo; livianos, buses y pesados. El día de mayor demanda de circulación vehicular es los días sábado y domingo ya que los moradores acuden a los centros de mercadeo a comprar y vender sus productos al sector de Guangopolo además existen eventos sociales en el estadio de la Toglla.

Volumen de hora pico (VHP). - Se determina de acuerdo al mayor número de vehículos mixtos, que circulan por la vía durante una hora. En este caso se tomó en intervalos de 4 cuartos de hora el sábado 30 de noviembre del 2019.

Tabla 19

Volumen de hora pico

SAB-30-11-2019		Tipo de vehículo				
Hora pico	Livianos	Buses	Motos	C2P	C2G	Q
10:00 a 11:00	2	0	2	2	1	7
	3	0	3	0	0	6
	5	0	0	0	0	5
	4	0	2	0	0	6
Total (VHP)	14	0	7	2	1	24
Porcentaje	58,33%	0%	29,17%	8,33%	4,17%	100%

Factor de hora pico (FHP). - Relación entre la hora pico y el flujo máximo $Q_{\text{máx}}$ producido durante los 4 cuartos de hora.

$$FHP = \frac{VHP}{4 * Q_{\text{max}}}$$

$$FHP = \frac{24}{4 * 7} = 0.857$$

Entonces $FHP = 1$ para tener un tráfico uniforme en toda la hora pico. Valores menores indican concentraciones de flujos máximos en periodos cortos.

Método de la treintava hora. – “Para hallar el tránsito horario que se acomode a la economía se acostumbra usar una curva de volúmenes de tránsito horario durante todo un año en orden descendente. Esta curva muestra que el volumen horario que se debe usar en el diseño ha de ser el trigésimo más alto del año y significa que solo 29 horas al año la vía estará congestionada”. (Cárdenas, 2013)

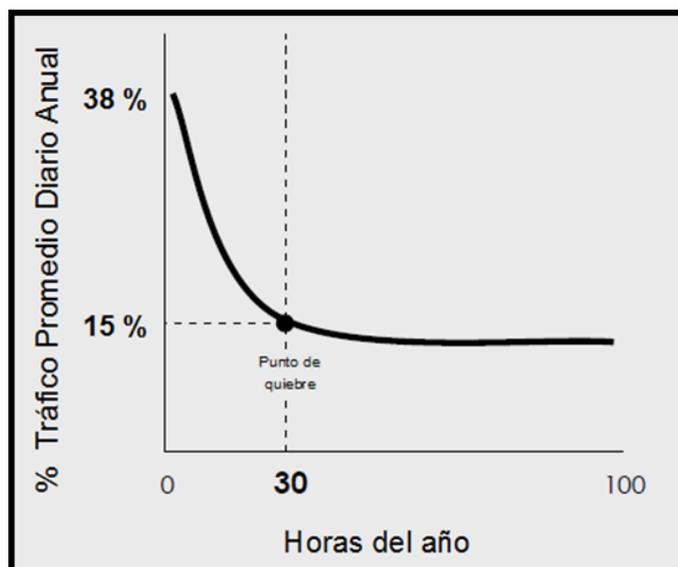


Figura 48. Volumen de la 30ava hora versus %TPDA

Fuente: (Cárdenas, 2013)

Donde k = Valor esperado de la relación entre el volumen de la 30ava hora y el TPDA del año de proyecto.

Tabla 20

Valor de K

VÍA RURAL	VÍA URBANA
18%	12%
15%	10%
12%	8%

Tráfico actual (TPDA actual).- Es aquel volumen determinado en el conteo vehicular manual y clasificado como livianos, motos, buses y pesados antes de que la vía sea mejorada.

$$TPDA_{Actual} = \frac{VHP}{K} * FHP$$

Tabla 21*Calculo tráfico actual*

SAB-30-11-2019	Tipo de vehículo					
	Hora pico	Livianos	Buses	Motos	C2P	C2G
Total vehículos	14	0	7	2	1	24
FHP	1	1	1	1	1	1
% Vía rural	15%	15%	15%	15%	15%	15%
TPDA Actual	93	0	47	13	7	160

$$TPDA_{Actual} = TPDA_{Livianos} + TPDA_{Pesados} = 160$$

Tráfico Atraído (Ta). - Se define como aquel tráfico que viene de otras vías al terminar de realizarse las mejoras en la vía propuesta.

$$Ta = 10\%TPDA_{Actual}$$

Tabla 22*Calculo tráfico atraído*

Hora pico	Tipo de vehículo					
	Livianos	Buses	Motos	C2P	C2G	Total
TPDA Actual	93	0	47	13	7	160
Trafico Atraído	9	0	5	1	1	16

El trafico total atraido es 16 vehículos con la via propuesta.

Tráfico futuro.- “Los diseños se basan en una predicción del tráfico a 15 o 20 años y el crecimiento normal del tráfico, el tráfico generado y el crecimiento del tráfico por desarrollo. El resultado del tráfico futuro determina la clasificación de la vía además influye en la determinación de la velocidad de diseño y más datos geométricos del proyecto. El pronóstico del volumen y composición del tráfico futuro se basa en el tráfico actual y del incremento de tráfico”. (Chasi, 2015)

Se calcula el tráfico futuro a partir del tráfico actual y de la tasa de crecimiento vehicular en el periodo de diseño.

Tabla 23

Tasas de crecimiento Anual de tráfico%

Tasas de Crecimiento Anual de Tráfico %			
Periodo	Livianos	Buses	Pesados
2010 – 2015	4,47%	2,22%	2,18%
2015 – 2020	3,97%	1,97%	1,94%
2020 – 2025	3,57%	1,78%	1,74%
2025 – 2030	3,25%	1,62%	1,58%

Fuente: (Chasi, 2015), Informe Técnico del estudio de tráfico

$$TPDA_{1 \text{ año}} = TPDA_{actual} \times (1 + i)^n$$

Donde:

i = Tasa de crecimiento

n = Periodo de diseño

$TPDA$ = Tráfico promedio diario anual

Periodo de diseño $n = 1$ año

Tabla 24

Tráfico para un Año

Hora pico	Tipo de vehículo				
	Livianos	Buses	Motos	C2P	C2G
TPDA Actual	93	0	47	13	7
TPDA 1 Año	97	0	49	13	7

Tráfico generado (Tg).- Consiste en los viajes de vehículos de los diferentes tipos que no se habrían realizado si la vía no fuese mejorada.

$$Tg = 20\%TPDA_{1 \text{ Año}}$$

Tabla 25*Tráfico generado*

Hora pico	Tipo de vehículo				
	Livianos	Buses	Motos	C2P	C2G
TPDA 1 Año	97	0	49	13	7
Tráfico Generado	19	0	10	3	1

TPDA Actual Total

$$TPDA_{Actual\ Total} = TPDA_{Actual} + Tg + Ta$$

Resultados totales del TPDA Actual Total**Tabla 26***TPDA Actual Total*

Tipo de Vehículo	TPDA actual	TPDA 1 año	Tg	Ta	TPDA Actual Total
Livianos	93	97	19	9	121
Motos	47	49	10	5	62
Buses	0	0	0	0	0
C2P	13	13	3	1	17
C2G	7	7	1	1	9
Total	160	166	33	16	209

El tráfico promedio diario anual total es de 209 vehículos.

Tráfico Proyectado.- Es el volumen de tráfico que se espera que vaya a usar la vía después de ser mejorada para un periodo de 10 años.

$$TPDA_P = TPDA_{Total} \times (1 + i)^n$$

Periodo de diseño n= 10 años y 20 años

Tabla 27*Total de número de vehículos*

Tipo de vehículo	TPDA	Tráfico Proyectado		Tráfico Proyectado	
		10 Años		20 Años	
		Total	%	10	%
Livianos	121	3,57%	172	3,25%	229
Motos	62	3,57%	88	3,25%	86
Buses	0	1,78%	0	1,62%	0
C2P	17	1,74%	20	1,58%	23
C2G	9	1,74%	11	1,58%	12
Total	209		291		350

El TPDA actual tiene un volumen de 209 vehículos, dentro de 10 años este volumen aumentará a 291 vehículos y para 20 años el TPDA será de 350 vehículos entre livianos y pesados, este volumen permitirá clasificar la vía tomando los parámetros dispuestos por la Norma de Diseño Geométrico de carreteras del MOP 2003.

3.4.6. Diseño Geométrico

El diseño geométrico se basa en el alineamiento horizontal y vertical existente de las vías, verificando que la geometría cumpla con las normativas vigentes.

“En forma particular el diseño geométrico de carreteras es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. En este sentido, la carretera queda geoméricamente definida por el trazado de su eje en planta y en perfil y por el trazado de su sección transversal”. (Cárdenas, 2013)

La normativa ecuatoriana como la MTOP, NEVI-12 y MOP (2003) nos dan pautas para un correcto diseño vial, en base a las normas establecidas en estos documentos y el

conocimiento adquirido durante nuestra formación, se pondrá en práctica el trazado de una carretera, (medio físico que nos permite unir dos lugares geográficos), en el trazado horizontal se debe tener en cuenta el tipo, la velocidad de diseño y la gradiente, y usar los radios máximos y mínimos que se debe tener para las curvas espirales las cuales son las más segura y confortables.

En cuanto al diseño vertical se debe tener en cuenta el tipo de sección transversal, los cortes y rellenos, coeficiente angular de las curvas cóncavas o convexas, y longitud de vía para rebasar.

3.4.6.1. Diseño horizontal

El diseño geométrico en planta, o alineamiento horizontal, es la proyección sobre un plano horizontal del eje real o espacial de la vía. Dicho eje está constituido por una serie de tramos rectos denominados tangentes, enlazados entre sí por curvas.

Trazado de la línea de cerros

Línea de cerros: Es una línea que une los puntos obligados del proyecto conservando una pendiente especificada, constante y uniforme. Esta línea va a ras del terreno y, de coincidir con el eje de la vía, presentaría mínimo movimiento de tierras.

Tabla 28

Pendiente según el tipo de terreno

Tipo de Terreno	Gradiente
Llanos	0-5%
Ondulados	5-15%
Montañosos	>15%

Factor de mayoración

Para el trabajo de la tabla se usará la tabla de factor de mayoración según el tipo de terreno.

Tabla 29*Tipo de terreno y factor de mayoración*

Tipo de Terreno		Factor de Mayoración (FM)	%G
Llano		1,1	$0 \leq G \leq 5$
Ondulado		1,2	$5 < G \leq 15$
Montañoso	Accidentado	1,3	$15 < G \leq 25$
	Muy Accidentado		$16 < G \leq 25$

Se considera pendientes longitudinales mínimas del 2% y máxima del 12% para la abertura del compás porque la topografía es variable de ondulado a montañoso.

Tramo 1

Como la vía en este tramo presenta un ascenso se asume un primer de tramo de 179.101 m, este punto está en la curva 2389 para hallar la gradiente promedio general.

Tabla 30*Coordenadas del tramo 1*

	N	E	Z
P1	9972375,815	784828,617	2389
P2	9972369,267	784845,478	2392
Diferencia de nivel (DN) en (m)	Z2-Z1		3
Distancia horizontal (DH) en (m)	179,101		

Gradiente promedio general

La gradiente promedio del tramo:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DH} * 100 = 1,67 \%$$

Factor de mayoración

Se usa el factor de mayoración 1,1 por ser un tramo llano.

$$\text{Distancia Horizontal Mayorada (DHM) en (m)} = \text{DH} * \text{FM} = 197,011$$

La gradiente que se obtiene con la distancia mayorada es:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DHM} * 100 = 1,52 \%$$

Se toma una pendiente de diseño del **GDT1=3%** por condiciones del terreno.

Abertura del compás

Con la gradiente escogida se halla la abertura de compás del tramo:

$$\text{Abertura del compás del tramo (AbT) en (m)} = \frac{\Delta N}{\text{GDT1}} * 100 = 33,33$$

Tramo 2

Como la vía en este tramo presenta un descenso se asumen un segundo de tramo de 103.262 m, este punto está en la curva 2392 para hallar la gradiente promedio general.

Tabla 31

Coordenadas del tramo 2

	N	E	Z
P2	9972369,267	784845,478	2392
P3	9972474,210	785032,595	2385
Diferencia de nivel (DN) en (m)		Z2-Z1	-7
Distancia horizontal (DH) en (m)			103,262

Gradiente promedio general

La gradiente promedio del tramo:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DH} * 100 = -6,78 \%$$

Factor de mayoración

Se usa el factor de mayoración 1,2 por ser un tramo ondulado.

$$\text{Distancia Horizontal Mayorada (DHM) en (m)} = \text{DH} * \text{FM} = 123,914$$

La gradiente que se obtiene con la distancia mayorada es:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DHM} * 100 = -5,65 \%$$

Se tomó una pendiente de diseño del **GDT2=-8%** por condiciones del terreno.

Abertura del compás

Con la gradiente escogida se halla la abertura de compás del tramo:

$$\text{Abertura del compás del tramo (AbT) en (m)} \quad \frac{\Delta N}{GDT2} * 100 = 12,5$$

Tramo 3

Como la vía en este tramo presenta un ascenso se asumen un tercer tramo de 191,105 m, este punto está en la curva 2385 para hallar la gradiente promedio general.

Tabla 32

Coordenadas del tramo 3

	N	E	Z
P3	9972474.210	785032.595	2385
P4	9972356.857	785175.689	2400
Diferencia de nivel (DN) en (m)		Z2-Z1	15
Distancia horizontal (DH) en (m)			191,105

Gradiente promedio general.

La gradiente promedio del tramo:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DH} * 100 = -6,78 \%$$

Factor de mayoración

Se usa el factor de mayoración 1,2 por ser un tramo ondulado.

$$\text{Distancia Horizontal Mayorada (DHM) en (m)} = \text{DH} * \text{FM} = 229,326$$

La gradiente que se obtiene con la distancia mayorada es:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DHM} * 100 = 6,54 \%$$

Se tomó una pendiente de diseño del **GDT3=12%** debido a que ya una vía existente y se debe acoplar a sus características.

Abertura del compás

Con la gradiente escogida se halla la abertura de compás del tramo:

Abertura del compás del tramo (AbT) en (m) $\frac{\Delta N}{GDT3} * 100 = 8,33$

Tramo 4

Como la vía en este tramo presenta un ascenso se asumen un cuarto tramo de 81.447 m, este punto está en la curva 2390 para hallar la gradiente promedio general.

Tabla 33

Coordenadas del tramo 4

	N	E	Z
P3	9972408.545	785175.695	2390
P4	9972461.062	785118.889	2402
Diferencia de nivel (DN) en (m)		Z2-Z1	12
Distancia horizontal (DH) en (m)			81,447

Gradiente promedio general

La gradiente promedio del tramo:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DH} * 100 = 14,73 \%$$

Factor de mayoración

Se usa el factor de mayoración 1,2 por ser un tramo ondulado.

$$\text{Distancia Horizontal Mayorada (DHM) en (m)} = \text{DH} * \text{FM} = 97,736$$

La gradiente que se obtiene con la distancia mayorada es:

$$\text{Gradiente (G)} = \text{DN/DHM} * 100 = 12,28 \%$$

Se tomó una pendiente de diseño del **GDT3=14%** por condiciones del terreno.

Abertura del compás

Con la gradiente escogida se halla la abertura de compás del tramo:

$$\text{Abertura del compás del tramo (AbT) en (m)} = \frac{\Delta N}{GDT4} * 100 = 7,14$$

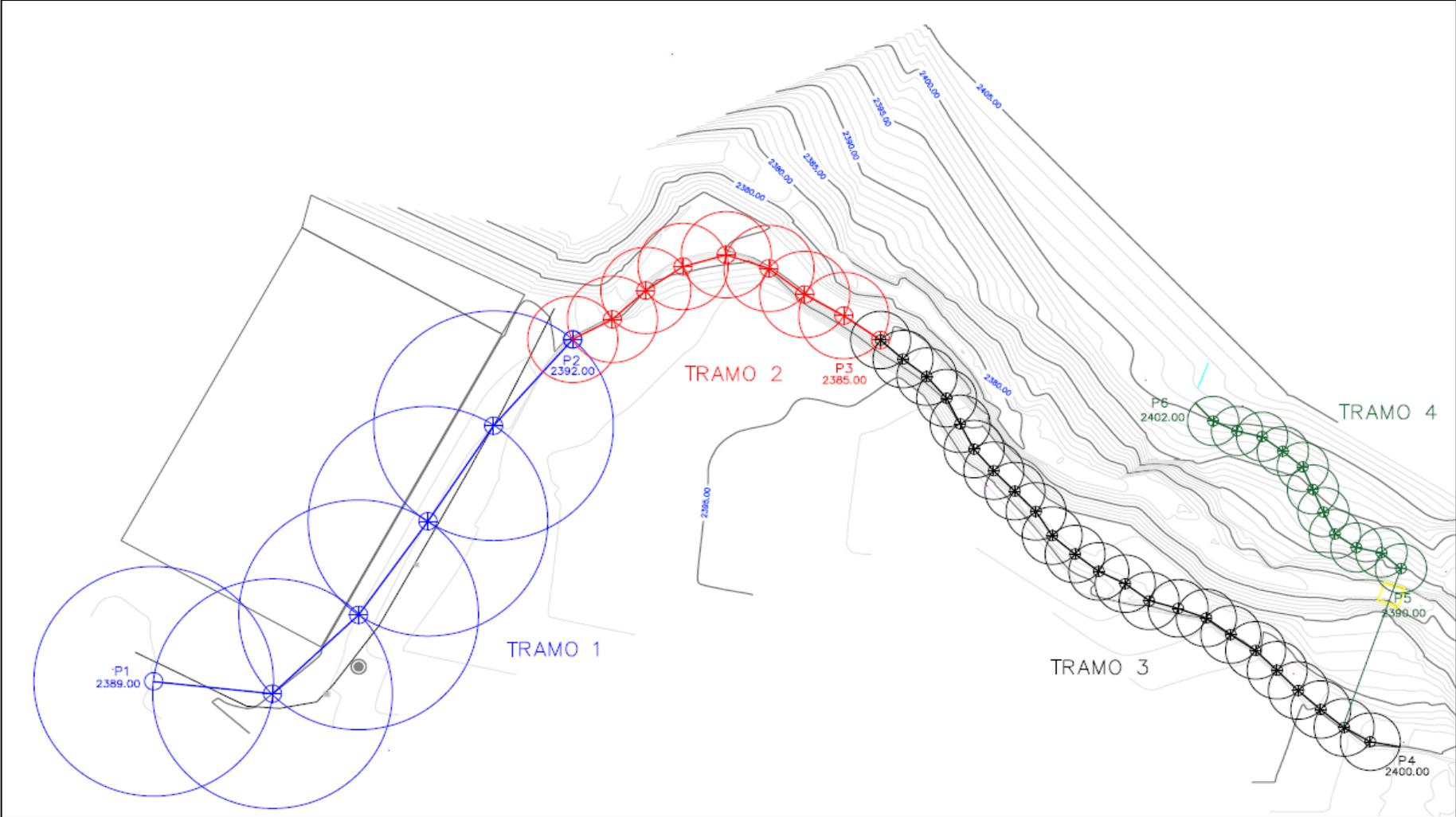


Figura 49. Línea de ceros camino a La Toglla

Una vez que se determina la línea de ceros, se procede a realizar el diseño horizontal y vertical de la vía. Los parámetros de diseño y resultados se los realiza en los siguientes ítems, mientras que los planos resultantes se encuentran en la sección de Anexos. A continuación se presenta una vista previa de los resultados obtenidos.

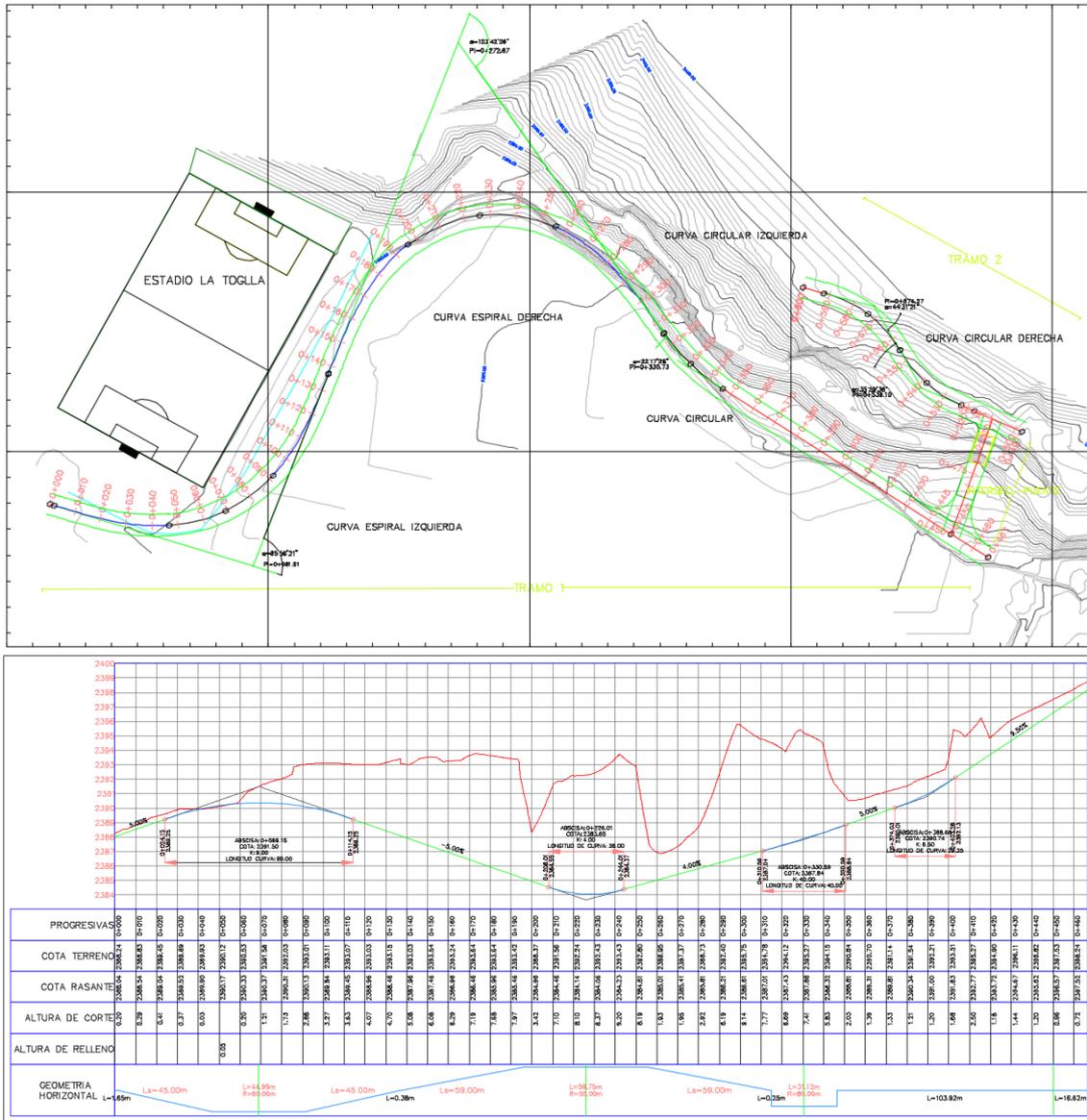


Figura 50. Vista previa del diseño vertical y horizontal

Tabla 34

Velocidad de diseño (km/h)

		VELOCIDAD DE DISEÑO											
		Básica				Permisible en tramos difíciles							
		Relieve llano				Relieve ondulado				Relieve Montañoso			
Categoría de la vía	TPDA esperado	Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.		Para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.		Para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.		Para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.	
		Recom.	Abs	Recom.	Abs	Recom.	Abs	Recom.	Abs	Recom.	Abs	Recom.	Abs.
R - I o R - II	>8000	120	110	100	95	110	90	95	85	90	80	90	80
I	3000 a 8000	110	100	100	90	100	80	90	80	80	60	80	60
II	1000 a 3000	100	90	90	85	90	80	85	80	70	50	70	50
III	300 a 1000	90	80	85	80	80	60	80	60	60	40	60	40
IV	100 a 300	80	60	80	60	60	35	60	35	50	25	50	25
V	< 100	60	50	60	50	50	35	50	35	40	25	40	25

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

- Los valores recomendados se emplearán cuando el T.P.D.A es cercano al límite superior de la respectiva categoría de vía.
- Los valores absolutos se emplearán cuando el T.P.D.A es cercano al límite inferior de la respectiva categoría de vía y/ o el relieve sea difícil o escarpado.

Trazado de la vía

Se realiza el análisis de los tramos obtenidos y se prosigue al diseño de las curvas verticales y horizontales en base a parámetros de las normas existentes.

Primero se elige el tipo de camino según las condiciones en las que se encuentra el proyecto por la Tabla 4. (Clasificación funcional de las vías en base al TPDA), se tiene un camino C3 (AGRICOLA / FORESTAL) y según la MOP2003 en la Tabla 34. (Velocidad de Diseño), se tiene un camino categoría tipo III-IV.

Características geométricas:

- **Ancho de carretera:** 8 metros
- **#Carriles:** 2
- **Ancho de carril:** 3 metros
- **Ancho de acera:** 1 metro

a) Velocidad de diseño (Vd)

“Es el elemento básico y se define como la máxima velocidad segura y cómoda que se puede mantener en un tramo determinado de la vía, cuando las condiciones son favorables y las características geométricas de la vía predominan”. (Chasi, 2015)

Para la vía en estudio de III orden, topografía montañosa y Tráfico proyectado de (300-350) vehículos, de acuerdo a la tabla anterior de la velocidad de diseño, se presentan dos valores de la velocidad.

Resultado:

Valor recomendado = 60 Km/h

Valor absoluto = 40 Km/h

Velocidad de diseño adoptado de acuerdo al tráfico proyectado y la topografía montañosa es $V_d = 40 \text{ Km / h}$

b) Velocidad de circulación (V_c)

“La velocidad de circulación es igual a la distancia recorrida dividida para el tiempo de circulación del vehículo, o a la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, dividida para la suma de los tiempos de recorrido correspondientes”. (MOP, 2003)

Tabla 35

Velocidad de circulación en (Km/h)

Velocidad de diseño en Km/h	Velocidad de circulación en Km /h		
	Volumen de tránsito bajo	Volumen de tránsito intermedio	Volumen de tránsito alto
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	79	73	59
100	86	79	60

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

Para TPDA menor a 1000 vehículos se aplica la siguiente fórmula.

$$V_c = 0.8 V_d + 6.5$$

$$V_c = 0.8 (40) + 6.5$$

$$V_c = 38.5 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

$$V_c = 39 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

La velocidad de circulación coincide con la velocidad de diseño según las fórmulas de la norma (MOP, 2003).

c) Peralte

“Cuando un vehículo recorre una trayectoria circular es empujado hacia afuera por efecto de la fuerza centrífuga “F”. Esta fuerza es contrarrestada por las fuerzas componentes del peso “P” del vehículo, debido al peralte, y por la fuerza de fricción desarrollada entre llantas y la calzada”. (MOP, 2003)

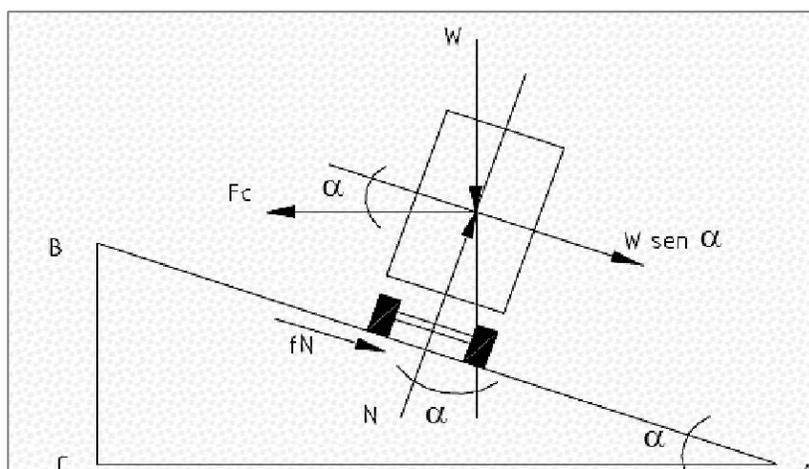


Figura 51. Estabilidad de un vehículo en las curvas

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

La fuerza centrífuga se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_c = \frac{w * Vd^2}{g * R}$$

Si la fuerza centrífuga sube, es igual a una fuerza de fricción f sino es igual a cero

$$f = \frac{F_c}{w} - e$$

Donde el peralte se obtiene de la ecuación:

$$e = \frac{Vd^2}{127 * R} - f$$

Donde:

e= peralte de la curva (m / m)

Vd = velocidad de diseño (Km / h)

R= radio de la curva recomendada (m)

f= máximo coeficiente de fricción lateral.

$$e = \frac{40^2}{127 * 45} - 0.19 = \mathbf{0.09}$$

Tabla 36

Tasa del peralte en (%)

Tasa de sobreelevación, "e" en (%)	Tipo de Área
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: Norma Ecuatoriana vial (MTOPE, 2013)

Debido a la velocidad y condiciones topográficas el peralte diseño es emáx = 10% y se clasifica según la Tabla 36. (Tasa del peralte) en Rural montañosa.

Desarrollo del peralte

“Cada vez que se pasa de una alineación recta a una curva se tiene que realizar una transición de una sección transversal, de un estado de sección normal al estado de sección completamente peraltada o viceversa”. (SEICA, 2004). Existen tres métodos:

- Haciendo girar la calzada alrededor de su eje, para terrenos montañosos.
- Haciendo girar la calzada alrededor de su borde interior, para terrenos llanos.
- Haciendo girar la calzada alrededor de su borde exterior.

El método utilizado para el desarrollo del peralte en este caso es para terreno Montañoso. Haciendo girar la calzada alrededor de su eje.

Sobreelevación que produce el peralte.

$$h = e * b$$

Donde:

h = sobreelevación (m)

e = Peralte (%)

b = Ancho de la calzada (m)

$$h = 0.1 * 8 = \mathbf{0.8\ m}$$

Asumimos una sobreelevación de 0.80m para el diseño que considera un sobreeschero de las curvas horizontales y verticales

d) Radios de diseño

“El radio mínimo de la curva horizontal es el valor más bajo que posibilita la seguridad en el tránsito a una velocidad de diseño dada en función del máximo peralte adoptado y el factor de fricción lateral correspondiente”. (Chasi, 2015)

Para el radio mínimo en condiciones de seguridad se calcula con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{V^2}{127(e + f)}$$

Donde:

R= Radio mínimo de curva, en metros

e= Tasa de sobreelevación o peralte en fracción decimal

f= Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento

V= Velocidad de diseño, en kilómetros por hora

$$R = \frac{40^2}{127(0.1 + 0.17)} = \mathbf{46.67\ m}$$

Tabla 37

Radios mínimos de curvas en función "e" y "f"

Vd Km/ h	"f" Máx	Radio mínimo Calculado				Radio mínimo Recomendado			
		e = 0,10	e = 0,08	e = 0,06	e = 0,04	e = 0,10	e = 0,08	e = 0,06	e = 0,04
20	0,35		7,32	7,68	8,08		18	20	20
25	0,315		12,46	13,12	13,86		20	25	25
30	0,284		19,47	20,6	21,87		25	30	30
35	0,255		28,79	30,62	32,7		30	35	36
40	0,221		41,86	44,83	48,27		42	45	50
45	0,206		55,75	59,94	64,82		58	60	66
50	0,19		72,91	78,74	85,59		75	80	90
60	0,165	106,97	115,7	125,98	138,28	110	120	130	140
70	0,15	154,33	167,75	183,73	203,07	160	170	185	205
80	0,14	209,97	229,06	251,97	279,97	210	230	255	280
90	0,134	272,56	298,04	328,76	366,55	275	300	330	370
100	0,13	342,35	374,95	414,42	463,18	350	375	415	465
110	0,124	425,34	457,04	517,8	580,95	430	470	520	585
120	0,12	515,39	566,39	629,92	708,66	520	570	630	710

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

Velocidad de Diseño (Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 4%			Peralte máximo 6%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	33.7	35	32° 44'	30.8	30	38° 12'
40	0.17	60.0	60	19° 06'	54.8	55	20° 50'
50	0.16	98.4	100	11° 28'	89.5	90	12° 44'
60	0.15	149.2	150	7° 24'	135.0	135	8° 29'
70	0.14	214.3	215	5° 20'	192.9	195	5° 53''
80	0.14	280.0	280	4° 05'	252.0	250	4° 35'
90	0.13	375.2	375	3° 04'	335.7	335	3° 25'
100	0.12	492.1	490	2° 20'	437.4	435	2° 38'
110	0.11	635.2	635	1° 48'	560.4	560	2° 03'
120	0.09	872.2	870	1° 19'	755.9	775	1° 29'

CONTINUÍA →

Velocidad de Diseño (Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 8%			Peralte máximo 10%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	28.3	30	38° 12'	26.2	25	45° 50'
40	0.17	50.4	50	22° 55'	46.7	45	25° 28'
50	0.16	82.0	80	14° 19'	75.7	75	15° 17'
60	0.15	123.2	120	9° 33'	113.4	115	9° 58'
70	0.14	175.4	175	6° 33'	160.8	160	7° 10'
80	0.14	229.1	230	4° 59'	210.0	210	5° 27'
90	0.13	303.7	305	3° 46'	277.3	275	4° 10'
100	0.12	393.7	395	2° 54'	357.9	360	3° 11'
110	0.11	501.5	500	2° 17'	453.7	455	2° 31'
120	0.09	667.0	665	1° 43'	596.8	595	1° 56'

Figura 52. Cuadro de radios mínimos y grados máximos de curvas horizontales

Fuente: Norma Ecuatoriana vial (MTO, 2013)

Resultado:

El radio mínimo recomendado en la Norma Ecuatoriana vial (MTO, 2013) en la figura anterior con peralte máximo 10% es $R = 45$ m, pero los radios de diseño son:

Primer tramo:

- Radio de curva espiral izquierda: 60m
- Radio de curva espiral derecha: 55m
- Radio de curva circular: 80m

Segundo tramo:

- Radio de curva circular izquierda: 52m
- Radio de curva circular derecha: 48m

En este tramo se opta por poner los radios máximos que podían alcanzar en el tramo de la vía siendo una de las secciones críticas de la topografía.

e) Tangente intermedia mínima

Es la distancia entre el fin de la curva anterior y el inicio de la siguiente.

$$TIM = \frac{4}{3}L + 2X \text{ Caso general}$$

$$TIM = 4X \text{ Entre dos curvas espirales}$$

Donde:

TIM = Tangente intermedia mínima, m

L = Longitud de transición, m

X = Longitud tangencial, m

Longitud de transición

La longitud de transición sirve para efectuar la transición de las pendientes transversales entre una sección normal y otra peraltada alrededor del eje de la vía o de uno de sus bordes. Este valor mínimo absoluto puede utilizarse para caminos con relieve montañoso difícil.

$$L_{\min} = 0.56 * Vd$$

$$L_{\min} = 0.56 * 40 = 22.4 \text{ m}$$

Longitud Tangencial

“Es la longitud necesaria para empezar a inclinar transversalmente la calzada en la tangente a partir de un punto anterior al “TE” de la curva espiralizada que se va a peraltar o, en el caso de la curva circular de un punto anterior al inicio de la transición de tal manera que la faja exterior de la calzada pase de su posición inclinada por el bombeo a la posición horizontal en el punto de inicio de la transición”. (MOP, 2003)

Casos generales

LONGITUD MINIMA DE TRANSICION EN FUNCION DEL PERALTE MAXIMO "e" (Valores recomendables)									
Velocidad de diseño km/h	Pendiente de Borde %	Ancho de calzada (6,00 m (2 x 3,00 m))				Valor de la Longitud Tangencial			
		e				e			
		0,10	0,08	0,06	0,04	0,10	0,08	0,06	0,04
Bombeo = 2 %									
20	0,800		30	23	15		8	8	8
25	0,775		31	23	15		8	8	8
30	0,750		32	24	16		8	8	8
35	0,725		33	25	17		8	8	8
40	0,700		34	26	17		9	9	9
45	0,675		36	27	18		9	9	9
50	0,650		37	28	18		9	9	9
60	0,600	50	40	30	20	10	10	10	10
70	0,550	55	44	33	22	11	11	11	11
80	0,500	60	48	36	24	12	12	12	12
90	0,470	64	51	38	26	13	13	13	13
100	0,430	70	56	42	28	14	14	14	14
110	0,400	75	60	45	30	15	15	15	15
120	0,370	81	65	49	32	16	16	16	16

Figura 53. Longitud mínima de transición en función del peralte

Fuente: (NEVI-12-MTOP, 2013)

“Para situaciones extremadamente críticas y en caminos clase **IV o V**, con bajas velocidades de diseño, y únicamente en casos puntuales se opta por la solución de distribuir la longitud de transición 100 % dentro del arco de curva circular, en cuyo caso la longitud de la curva circular deberá ser igual o mayor al doble de la longitud de transición Si $L1 = L2$, $TIM = 2X1$ ”. (MOP, 2003)

En el caso de utilizar curvas de transición o espirales, la tangente intermedia es la distancia entre el ET de la curva inicial y el TE de la siguiente. En este caso la tangente intermedia mínima se calcula con la fórmula $TIM = X1 + X2$.

En condiciones críticas o cuando el trazado es curvilíneo y continuo, el valor de la tangente intermedia puede ser 0 (cero), o sea que la progresiva (abscisa) de $ET1=TE2$.

Resultado:

En el diseño horizontal se presenta un trazado continuo curvilíneo en donde presenta una tangente intermedia mínima con valores cercanos a cero.

Primer Tramo de la vía:

- Entre las dos curvas espirales $TIM=0.38m$
- Entre la curva espiral y circular $TIM:0.25m$

En donde según la (MOP, 2003) el valor TIM puede ser cero o que la abscisa de $ET=TE$ en estas condiciones críticas teniendo un camino promedio clase IV.

Segundo Tramo de la vía:

- Entre las dos curvas circulares $TIM:0.05m$

En este caso tenemos un trazado similar a una curva en “S” que une dos puntos de curvatura opuesta en donde se opta por cumplir radios mínimos. En donde según la (MOP, 2003) algunos casos pueden permitirse que $TIM = 0$, sea sin tangente intermedia.

f) Curvas Circulares Simples

“Las curvas horizontales circulares simples son arcos de circunferencia de un solo radio que unen dos tangentes consecutivas, conformando la proyección horizontal de las curvas reales o espaciales. Por lo tanto, las curvas reales del espacio no necesariamente son circulares”. (Cárdenas, 2013)

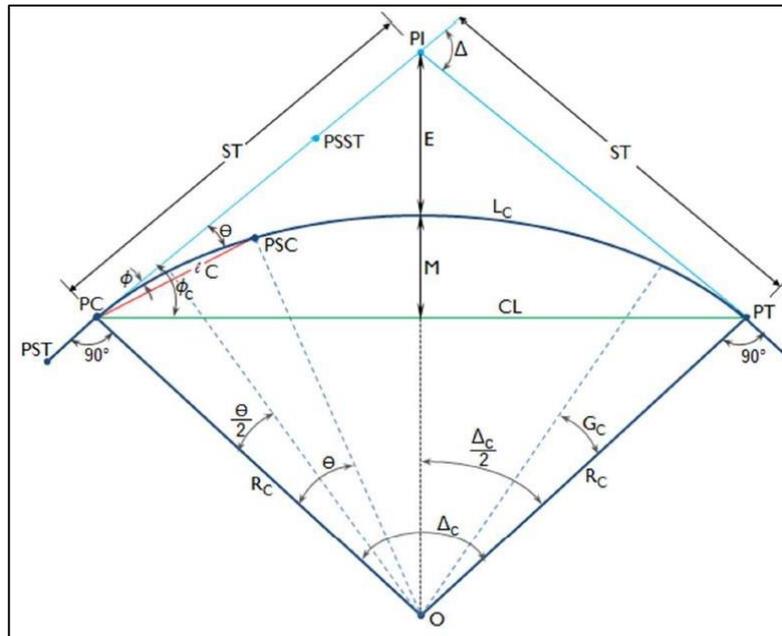


Figura 54. Elementos de una curva circular simple

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

Elementos:

PI = Punto de intersección de la prolongación de las tangentes

PC = Punto en donde empieza la curva simple

PT = Punto en donde termina la curva simple

Δ = Ángulo de deflexión de las tangentes

Δ_c = Ángulo central de la curva circular

θ = Ángulo de deflexión a un punto sobre la curva circular

G_c = Grado de curvatura de la curva circular

R_c = Radio de la curva circular

ST = Subtangente de la curva circular o tangente

E = External

M = Ordenada media

C =Cuerda

CL = Cuerda larga

L = Longitud de un arco

L_c = Longitud de la curva circular

Grado de curvatura: Es el ángulo formado por un arco de 20 metros.

$$\frac{Gc}{20} = \frac{360}{2\pi R}$$

Radio de curvatura: Es el radio de la curva circular y se identifica como "Rc" y está en función del grado de curvatura.

$$Rc = \frac{1145,92}{Gc}$$

Ángulo central: Es el ángulo formado por la curva circular, se simboliza como "Δ" o "α"

Longitud de la curva: Es la longitud del arco entre el PC y el PT.

$$\frac{lc}{2\pi R} = \frac{\alpha}{360}$$

Tangente de curva: Es la distancia entre el PI y el PC o PT, medida sobre la prolongación de las tangentes en una curva circular las dos subtangentes son iguales.

$$Rc = R * \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

External: Es la distancia mínima entre el PI y la curva expresada en m

$$E = T * \tan\left(\frac{\alpha}{4}\right)$$

Ordenada media: Es la longitud de la fecha en el punto medio de la curva.

$$M = R - R\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Deflexión en un punto cualquiera de la curva: Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en el PC y la tangente en el punto considerado.

$$\theta = \frac{Gc * l}{20}$$

Cuerda: Es la recta comprendida entre 2 puntos de la curva.

$$C = R * 2 * \text{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Cuerda larga: Si los dos puntos de la curva son el PC y el PT a la cuerda resultante se la llama Cuerda larga.

$$ST = R * \text{Tan}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Tablas de resultados de los cálculos

Primer tramo

- **Curva Horizontal Circular 3**

Tabla 38

Datos de la vía

Tipo de Vía:		Camino Vecinal		Condición: RD >= Rmín OK		
Velocidad de Proyecto	V=	40	km/h	Abscisa PI	Abs. PI=	0 + 330 ⁷³
Gradiente máxima	G=	16	%			
Peralte	e=	10	%			
Ángulo de deflexión	α=	22°17'28"				
Radio Mínimo	Rmín=	46.67	m			
Radio de Diseño	RD=	80	m			
Ancho (Total Vía)		8.00	m			
Ancho Carril		3.00	m			

Tabla 39

Tabla de cálculos de los elementos de la curva

Nombre	Fórmula	Valor
Tangente de la curva	$T = R \cdot \tan(\alpha/2)$	15.76 m
Cuerda	$C = 2R \cdot \text{sen}(\alpha/2)$	30.93 m
External	$E = R \cdot [\sec(\alpha/2) - 1]$	1.54 m
Flecha	$F = R \cdot [1 - \cos(\alpha/2)]$	1.51 m
Longitud de cuerda	$Lc = (\pi \cdot R \cdot \alpha) / 180^\circ$	31.12 m

Tabla 40

Tabla de cálculos del abscisado de la curva circular

Nombre	Fórmula	Valor	Valor
Abscisa Pc	$Abs. Pc = Abs. PI - T$	0 + 314 ⁹⁷	314.97
Abscisa Pt	$Abs. Pt = Abs. Pc + L$	0 + 346 ⁰⁹	346.09
Abscisa Cc	$Abs. Cc = Abs. Pc + L/2$	0 + 330 ⁵³	330.53

Tabla 41

Tabla de replanteo Curva Horizontal Circular N°3 (Coordenadas Polares)

Punto	Abscisa	Cuerda			$\frac{\Delta\gamma}{2} = \frac{90 * C}{\pi * R}$		
		Parcial	Acumulado	Parcial	Parcial	Acumulado	Acumulado
Pc	314.97	0.00	0.00	0.00	0°0'0"	0.00	0°0'0"
	320.00	5.03	5.03	1.80	1°48'6.3"	1.80	1°48'6.3"
	330.00	10.00	15.03	3.58	3°34'51.55"	5.38	5°22'57.85"
Cc	330.53	0.53	15.56	0.19	0°11'24.14"	5.57	5°34'22"
Pt	346.09	0.00	0.00	0.00	0°0'0"	0.00	0°0'0"
	340.00	6.09	6.09	2.18	2°10'54.59"	2.18	2°10'54.59"
Cc	330.53	9.47	15.56	3.39	3°23'27.4"	5.57	5°34'22"

Se realiza la tabla de replanteo por el método de las coordenadas polares cumpliendo con los valores de la longitud de cuerda y ángulos.

Segundo tramo

- **Curva Horizontal Circular Derecha 4**

Tabla 42

Datos de la vía

Tipo de Vía:	Camino Vecinal		
Velocidad de Proyecto	V=	40	km/h
Gradiente máxima	G=	16	%
Peralte	e=	10	%
Ángulo de deflexión	$\alpha=$	35°29'36"	
Radio Mínimo	Rmín=	46.67	m

CONTINUÍA →

Radio de Diseño	RD=	52	m
Ancho (Total Vía)		8.00	m
Ancho Carril		3.00	m
Abscisa PI	Abs. PI=	0 + 539 ¹⁰	
Condición:	RD >= Rmín	OK	

Tabla 43

Tabla de cálculos de los elementos de la curva

Nombre	Fórmula	Valor
Tangente de la curva	$T = R \cdot \tan(\alpha/2)$	16.64 m
Cuerda	$C = 2R \cdot \text{sen}(\alpha/2)$	31.70 m
External	$E = R \cdot [\text{sec}(\alpha/2) - 1]$	2.60 m
Flecha	$F = R \cdot [1 - \cos(\alpha/2)]$	2.47 m
Longitud de cuerda	$Lc = (\pi \cdot R \cdot \alpha)/180^\circ$	32.21 m

Tabla 44

Tabla de cálculos del abscisado de la curva circular

Nombre	Fórmula	Valor	Valor
Abscisa Pc	$\text{Abs. Pc} = \text{Abs. PI} - T$	0 + 522 ⁴⁶	522.46
Abscisa Pt	$\text{Abs. Pt} = \text{Abs. Pc} + L$	0 + 554 ⁶⁷	554.67
Abscisa Cc	$\text{Abs. Cc} = \text{Abs. Pc} + L/2$	0 + 538 ⁵⁶	538.56

Tabla 45

Tabla de replanteo Curva Horizontal Circular N°4 (Coordenadas Polares)

Punto	Abscisa	Cuerda				$\frac{\Delta\gamma}{2} = \frac{90 \cdot C}{\pi \cdot R}$	
		Parcial	Acumulado	Parcial	Parcial	Acumulado	Acumulado
Pc	522.46	0.00	0.00	0.00	0°0'0"	0.00	0°0'0"
	530.00	7.54	7.54	4.15	4°9'15.4"	4.15	4°9'15.4"
Cc	538.56	8.56	16.11	4.72	4°43'6.09"	8.87	8°52'21.49"
Pt	554.67	0.00	0.00	0.00	0°0'0"	0.00	0°0'0"
	550.00	4.67	4.67	2.57	2°34'21.28"	2.57	2°34'21.28"
	540.00	10.00	14.67	5.51	5°30'33.15"	8.08	8°4'54.44"
Cc	538.56	1.44	16.11	0.79	0°47'27.05"	8.87	8°52'21.5"

Se realiza la tabla de replanteo por el método de las coordenadas polares cumpliendo con los valores de la longitud de cuerda y ángulos.

- **Curva Horizontal Circular Izquierda 5**

Tabla 46

Datos de la vía

Tipo de Vía:	Camino Vecinal		
Velocidad de Proyecto	V=	40	km/h
Gradiente máxima	G=	16	%
Peralte	e=	10	%
Ángulo de deflexión	α =	44°31'21"	
Radio Mínimo	Rmín=	46.67	m
Radio de Diseño	RD=	48	m
Ancho (Total Vía)		8.00	m
Ancho Carril		3.00	m
Abscisa PI	Abs. PI=	0 + 574	²⁷
Condición:	RD >= Rmín	OK	

Tabla 47

Tabla de cálculos de los elementos de la curva

Nombre	Fórmula	Valor	
Tangente de la curva	$T = R \cdot \tan(\alpha/2)$	19.65	m
Cuerda	$C = 2R \cdot \text{sen}(\alpha/2)$	36.37	m
External	$E = R \cdot [\text{sec}(\alpha/2) - 1]$	3.87	m
Flecha	$F = R \cdot [1 - \text{cos}(\alpha/2)]$	3.58	m
Longitud de cuerda	$Lc = (\pi \cdot R \cdot \alpha) / 180^\circ$	37.30	m

Tabla 48

Tabla de cálculos del abscisado de la curva circular

Nombre	Fórmula	Valor	Valor
Abscisa Pc	$\text{Abs. Pc} = \text{Abs. PI} - T$	0 + 554	⁶² 554.62
Abscisa Pt	$\text{Abs. Pt} = \text{Abs. Pc} + L$	0 + 591	⁹² 591.92
Abscisa Cc	$\text{Abs. Cc} = \text{Abs. Pc} + L/2$	0 + 573	²⁷ 573.27

Tabla 49

Tabla de replanteo Curva Horizontal Circular N°5 (Coordenadas Polares)

Punto	Abscisa	Cuerda		$\frac{\Delta y}{2} = \frac{90 * C}{\pi * R}$			
		Parcial	Acumulado	Parcial	Parcial	Acumulado	Acumulado
Pc	554.62	0.00	0.00	0.00	0°0'0"	0.00	0°0'0"
	560.00	5.38	5.38	3.21	3°12'35.81"	3.21	3°12'35.81"
	570.00	10.00	15.38	5.97	5°58'5.91"	9.18	9°10'41.73"
Cc	573.27	3.27	18.65	1.95	1°57'8.51"	11.13	11°7'50.24"
Pt	591.92	0.00	0.00	0.00	0°0'0"	0.00	0°0'0"
	590.00	1.92	1.92	1.15	1°8'46.93"	1.15	1°8'46.93"
	580.00	10.00	11.92	5.97	5°58'5.91"	7.11	7°6'52.84"
Cc	573.27	6.73	18.65	4.02	4°0'57.4"	11.13	11°7'50.25"

Se realiza la tabla de replanteo por el método de las coordenadas polares cumpliendo con los valores de la longitud de cuerda y ángulos.

g) Curvas Espirales

Las curvas espirales de transición se utilizan para mejorar la comodidad y la seguridad de los usuarios en las carreteras. La más utilizada en el diseño de vías es la clotoide.

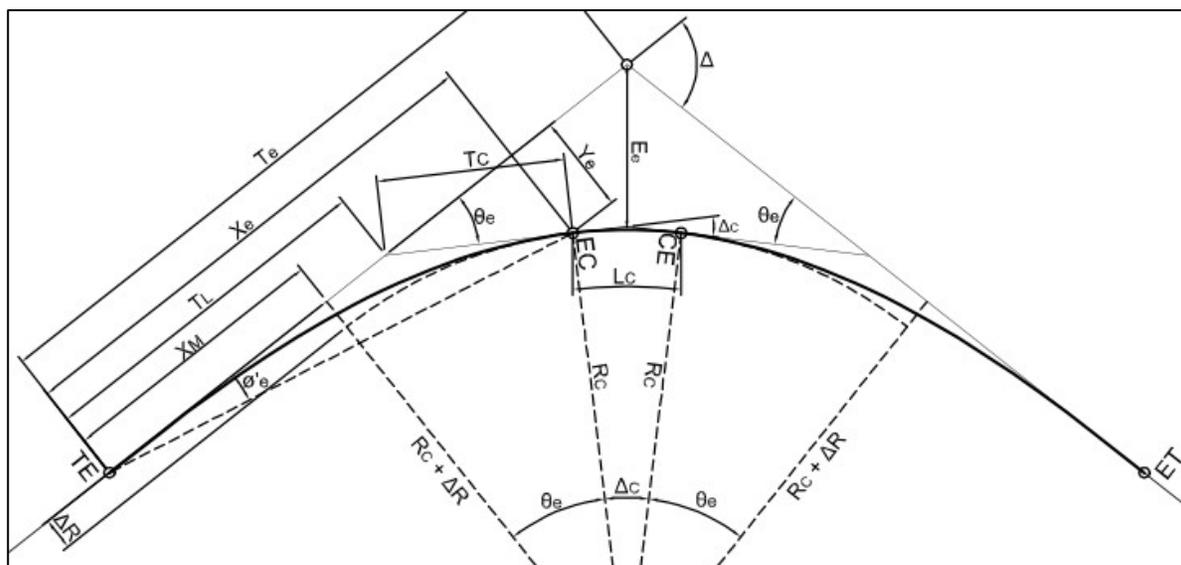


Figura 55. Elementos de una curva circular simple

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

Longitud Espiral

Es la longitud medida sobre la curva entre el TE y el EC o del CE al ET. Su longitud mínima está expresada por la siguiente fórmula:

$$L_e = 0.072 * \frac{V^3}{R * C}$$

Donde:

Le = Longitud mínima de la espiral, m.

V = Velocidad de diseño, Km/h.

R = Radio de la curva circular, m.

C = Coeficiente de comodidad/seguridad. Varía entre 1-3. (Se asume 2)

Longitud de transición:

$$L_e = 0.072 * \frac{40^3}{60 * 2} = 38.4m$$

Curva espiral izquierda TE al CE= 45m > 38.4m

$$L_e = 0.072 * \frac{40^3}{55 * 2} = 41.89m$$

Curva espiral izquierda TE al CE= 59m > 41.89m

En el diseño horizontal la longitud espiral cumple con los valores mínimos según la fórmula establecida según la (MOP, 2003).

A continuación se presenta las tablas de resultados:

Primer tramo

- Curva Horizontal Espiral Izquierda 1

Tabla 50

Datos de la vía

Tipo de Vía:		Camino vecinal	
Velocidad de Proyecto	V=	40	km/h
Gradiente máxima	G=	16	%
Peralte	e=	10	%
Ángulo de deflexión	α =	85°56'21"	
Radio Mínimo	Rmín=	46.67	m
Radio de Diseño	RD=	60	m
Ancho (Total Vía)		8.00	m
Ancho Carril		3.00	m
Longitud de transición (mínimo)	Le mín.=	38.4	m
Longitud de transición (diseño)	Le dis=	45.00	m
Abscisa PI	Abs. PI=	0 + 81 ⁰¹	
Condición:	RD >= Rmín	OK	
Condición:	Ledis > Lemín	OK	

TABLA DE CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS DE LA CURVA ESPIRAL		
Nombre	Fórmula	Valor
Ángulo G	$G = (180^\circ \cdot Le) / (\pi \cdot R)$	42°58'18.6"
Ángulo de supendencia θ_R	$\theta_R = G \cdot Le / 2 Le$	21°29'9.3"
Ángulo A	$\hat{A} = \theta_R / 3$	7°9'43.1"
Ángulo B	$\hat{B} = 2 \cdot \theta_R / 3$	14°19'26.2"
Longitud Xc	$Xc = Le \cdot (1 - \theta_R^2 / 10)$	44.37 m
Longitud Yc	$Yc = Xc^2 / 6 \cdot R \cdot Le$	5.39 m
Cuerda Larga	$CL = \sqrt{Xc^2 + Yc^2}$	44.69 m
Tangente Larga	$TL = Xc - Yc \cdot ctg(\theta_R)$	30.67 m
Tangente Corta	$TC = Yc \cdot csc(\theta_R)$	14.72 m
Longitud P	$P = Yc - R \cdot [1 - \cos(\theta_R)]$	1.22 m
Longitud K	$K = Xc - R \cdot \text{sen}(\theta_R)$	22.39 m
Tangente Espiral	$Te = (R + P) \cdot \tan(\alpha/2) + K$	79.36 m
External Espiral	$Es = (R + P) \cdot [\sec(\alpha/2) - 1] + P$	23.63 m
Ángulo α_c	$\alpha_c = \alpha - 2\theta_R$	42°54'21.39"
Longitud Curva Circular	$Lc = (\pi \cdot R \cdot \alpha_c) / 180^\circ$	44.93 m
Longitud Total Espiral	$Lt = 2Le + Lc$	134.93 m

Figura 56. Tabla de cálculos de los elementos de la curva espiral

Tabla 51

Tabla de cálculos del abscisado de la curva espiral

Tabla de cálculos del abscisado de la curva espiral				
Nombre	Fórmula	Valor	Valor	
Abscisa TE	$Abs. TE = Abs. PI - Te$	0 + 1 ⁶⁵	1.65	m
Abscisa EC	$Abs. EC = Abs. TE + Le$	0 + 46 ⁶⁵	46.65	m
Abscisa CE	$Abs. CE = Abs. EC + Le$	0 + 91 ⁵⁸	91.58	m
Abscisa ET	$Abs. ET = Abs. CE + Le$	0 + 136 ⁵⁸	136.58	m
Abscisa ET	$Abs. ET = Abs. TE + Lt$	0 + 136 ⁵⁸	136.58	m
Abscisa CC	$Abs. CC = Abs. EC + (Lc/2)$	0 + 62 ¹¹	69.11	m

La primera curva espiral se realiza con la proporción de la norma americana 1:1:1 de transición equilibrada.

Tabla 52

Tabla de replanteo de la curva de transición o espiral 1

Tabla de replanteo de la curva de transición o espiral						
Puntos	Abscisa	Cuerda	Distancias dx	Θ_x (')	Θ_x (°)	Deflexiones
TE	1.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0°0'0"
Transición Ingreso	10.00	8.35	8.35	14.80	0.25	0°14'47.73"
	20.00	10.00	18.35	71.45	1.19	1°11'27.28"
	30.00	10.00	28.35	170.56	2.84	2°50'33.31"
	40.00	10.00	38.35	312.10	5.20	5°12'5.82"
EC	46.65	6.65	45.00	429.66	7.16	7°9'39.74"
				α_x (°)	α_x (°)	
EC	46.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0°0'0"
Curva Circular	50.00	3.35	3.35	1.60	1.60	1°36'3.25"
	60.00	10.00	13.35	6.38	6.38	6°22'31.98"
	70.00	10.00	23.35	11.15	11.15	11°9'0.72"
	80.00	10.00	33.35	15.92	15.92	15°55'29.45"
	90.00	10.00	43.35	20.70	20.70	20°41'58.18"
CE	91.58	1.58	44.93	21.45	21.45	21°27'10.69"
ET	136.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0°0'0"

CONTINÚA →

Puntos	Abscisa	Cuerda	Distancias dx	α_x (°)	α_x (°)	Deflexiones
Transición Salida	130.00	6.58	6.58	9.18	0.15	0°9'10.94"
	120.00	10.00	16.58	58.32	0.97	0°58'19.27"
	110.00	10.00	26.58	149.90	2.50	2°29'54.08"
	100.00	10.00	36.58	283.92	4.73	4°43'55.37"
CE	91.58	8.42	45.00	429.72	7.16	7°9'43.1"

Se realiza la tabla de replanteo cumpliendo con los valores de longitud de transición de entrada, salida y la longitud de curva circular con sus respectivos ángulos.

- **Curva Horizontal Espiral Derecha 2**

Tabla 53

Datos de la vía

Tipo de Vía:	Camino vecinal		
Velocidad de Proyecto	V=	40	km/h
Gradiente máxima	G=	16	%
Peralte	e=	10	%
Ángulo de deflexión	α =	123°42'26"	
Radio Mínimo	Rmín=	46.67	m
Radio de Diseño	RD=	55	m
Ancho (Total Vía)		8.00	m
Ancho Carril		3.00	m
Longitud de transición (mínimo)	Le mín.=	41.89	m
Longitud de transición (diseño)	Le dis=	59.00	m
Abscisa PI	Abs. PI=	0 + 272	⁶⁷
Condición:	RD \geq Rmín	OK	
Condición:	Ledis $>$ Lemín	OK	

TABLA DE CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS DE LA CURVA ESPIRAL		
Nombre	Fórmula	Valor
Ángulo G	$G = (180^\circ \cdot Le)/(\pi \cdot R)$	61°27'45.88"
Ángulo de supendencia θR	$\theta R = G \cdot Le / 2 Le$	30°43'52.94"
Ángulo A	$\hat{A} = \theta R / 3$	10°14'37.64"
Ángulo B	$\hat{B} = 2 \cdot \theta R / 3$	20°29'15.29"
Longitud Xc	$Xc = Le \cdot (1 - \theta R^2 / 10)$	57.30 m
Longitud Yc	$Yc = Xc^2 / 6 \cdot R \cdot Le$	9.66 m
Cuerda Larga	$CL = \sqrt{Xc^2 + Yc^2}$	58.11 m
Tangente Larga	$TL = Xc - Yc \cdot ctg(\theta R)$	41.05 m
Tangente Corta	$TC = Yc \cdot csc(\theta R)$	18.91 m
Longitud P	$P = Yc - R \cdot [1 - \cos(\theta R)]$	1.94 m
Longitud K	$K = Xc - R \cdot \text{sen}(\theta R)$	29.20 m
Tangente Espiral	$Te = (R + P) \cdot \tan(\alpha/2) + K$	135.63 m
External Espiral	$Es = (R + P) \cdot [\sec(\alpha/2) - 1] + P$	65.71 m
Ángulo α_c	$\alpha_c = \alpha - 2\theta R$	62°14'40.11"
Longitud Curva Circular	$Lc = (\pi \cdot R \cdot \alpha_c) / 180^\circ$	59.75 m
Longitud Total Espiral	$Lt = 2Le + Lc$	177.75 m

Figura 57. Tabla de cálculos de los elementos de la curva espiral

Tabla 54

Tabla de cálculos del abscisado de la curva espiral

Tabla de cálculos del abscisado de la curva espiral			
Nombre	Fórmula	Valor	Valor
Abscisa TE	$Abs. TE = Abs. PI - Te$	0 + 137 04	137.04 m
Abscisa EC	$Abs. EC = Abs. TE + Le$	0 + 196 04	196.04 m
Abscisa CE	$Abs. CE = Abs. EC + Le$	0 + 255 79	255.79 m
Abscisa ET	$Abs. ET = Abs. CE + Le$	0 + 314 79	314.79 m
Abscisa ET	$Abs. ET = Abs. TE + Lt$	0 + 314 79	314.79 m
Abscisa CC	$Abs. CC = Abs. EC + (Lc/2)$	0 + 225 92	225.92 m

La segunda curva espiral se realiza con la proporción de la norma americana 1:1:1 de transición equilibrada.

Tabla 55*Tabla de replanteo de la curva de transición o espiral 2*

Tabla de replanteo de la curva de transición o espiral						
Puntos	Abscisa	Cuerda	Distancias dx	Θ_x (')	Θ_x (°)	Deflexiones
TE	137.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0°0'0"
Transición Ingreso	140.00	2.96	2.96	1.55	0.03	0°1'32.79"
	150.00	10.00	12.96	29.65	0.49	0°29'39.25"
	160.00	10.00	22.96	93.08	1.55	1°33'4.51"
	170.00	10.00	32.96	191.81	3.20	3°11'48.56"
	180.00	10.00	42.96	325.86	5.43	5°25'51.42"
	190.00	10.00	52.96	495.22	8.25	8°15'13.06"
EC	196.04	6.04	59.00	614.63	10.24	10°14'37.64"
				α_x (°)	α_x (°)	
EC	196.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0°0'0"
Curva Circular	200.00	3.96	3.96	2.06	2.06	2°3'44.66"
	210.00	10.00	13.96	7.27	7.27	7°16'16"
	220.00	10.00	23.96	12.48	12.48	12°28'47.35"
	230.00	10.00	33.96	17.69	17.69	17°41'18.7"
	240.00	10.00	43.96	22.90	22.90	22°53'50.04"
	250.00	10.00	53.96	28.11	28.11	28°6'21.39"
CE	255.79	5.79	59.75	31.12	31.12	31°7'20.05"
ET	314.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0°0'0"
Transición Salida	310.00	4.79	4.79	4.05	0.07	0°4'3.15"
	300.00	10.00	14.79	38.63	0.64	0°38'37.64"
	290.00	10.00	24.79	108.52	1.81	1°48'30.92"
	280.00	10.00	34.79	213.72	3.56	3°33'43"
	270.00	10.00	44.79	354.23	5.90	5°54'13.88"
	260.00	10.00	54.79	530.06	8.83	8°50'3.55"
CE	255.79	4.21	59.00	614.63	10.24	10°14'37.64"

Se realiza la tabla de replanteo cumpliendo con los valores de longitud de transición de entrada, salida y la longitud de curva circular con sus respectivos ángulos

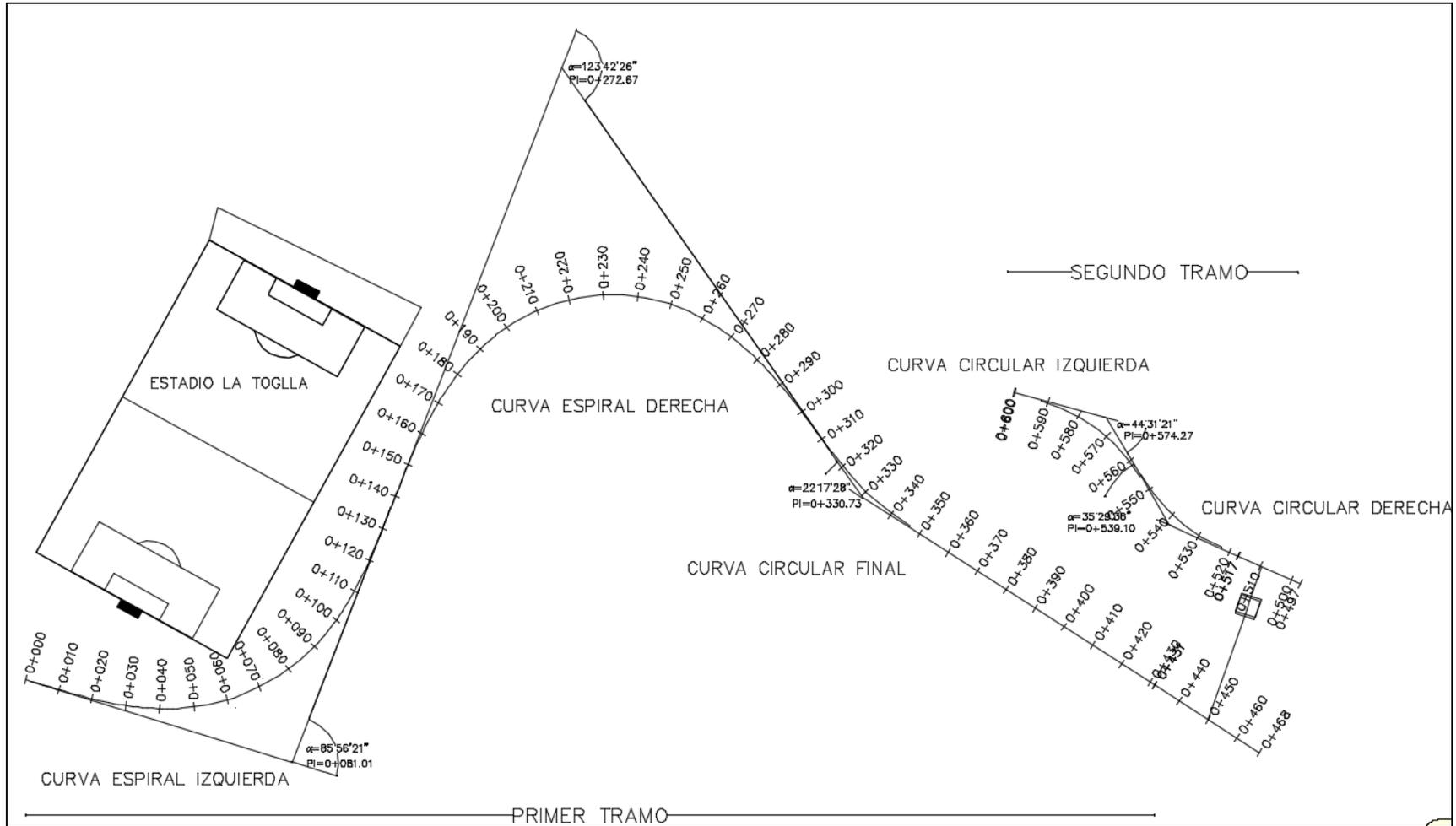


Figura 58. Abscisado del Camino La Toglla

3.4.6.2. Diseño vertical

“El alineamiento vertical de una vía está ligado estrechamente y depende de la configuración topográfica del terreno donde se localice la vía, aparte de consideraciones estéticas, costos de construcción, mantenimiento, y economía en los costos de operación de los vehículos. Se compone de líneas rectas y curvas en el plano vertical, identificándose las subidas o pendientes ascendentes con un signo positivo, y las bajadas con signo negativo expresado en porcentaje”. (Chasi, 2015)

a) Tangentes

Se caracterizan por la longitud y pendiente además de estar limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida entre el fin de la curva anterior y el inicio de la siguiente. La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

b) Gradientes o Pendientes

Pendiente máxima es la mayor pendiente que se permite en el proyecto. Queda determinada por el volumen y composición del tránsito previsto y la configuración topográfica del terreno.

VALORES DE DISEÑO DE LAS GRADIENTES LONGITUDINALES MAXIMAS (Porcentaje)										
Clase de Carretera					Valor Recomendable			Valor Absoluto		
					L	O	M	L	O	M
R—Io	R—II	>	8.000	TPDA	2	3	4	3	4	6
1	3.000	a	8.000	TPDA	3	4	6	3	5	7
II	1.000	a	3.000	TPDA	3	4	7	4	6	8
III	300	a	1.000	TPDA	4	6	7	6	7	9
IV	100	a	300	TPDA	5	6	8	6	8	12
V	Menos de		100	TPDA	5	6	8	6	8	14

Figura 59. Cuadro de pendientes máximas

Fuente: (MOP, 2003)

En el diseño que se realiza se toma como referencia el TPDA de 100 a 1000 vehículos clase IV-III en cual algunos tramos cumplieron las gradientes en el que se presentaba la topografía llana y ondulada. Caso contrario en topografía montañosa y secciones críticas se alcanza pendientes máximas del 24%.

c) Curvas verticales

“Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida. Deben dar por resultado una vía de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas”. (Chasi, 2015)

La longitud de la curva vertical convexa y cóncava en su expresión más simple es:

$$L = KxA$$

L= Longitud de la curva vertical (m)

A = Diferencia algebraica de las gradientes (%)

K= Coeficiente angular de una curva vertical

Cálculo de la longitud de curva vertical convexa

“La longitud mínima de las curvas verticales se determina en base a los requerimientos de la distancia de visibilidad para parada de un vehículo, considerando una altura del ojo del conductor de 1,15 metros y una altura del objeto que se divisa sobre la carretera igual a 0,15 metros”. (MOP, 2003)

En las figuras se indican los diversos valores de K para las diferentes velocidades de diseño y para las diversas clases de carreteras, respectivamente.

CURVAS VERTICALES CONVEXAS MINIMAS			
Velocidad de diseño kph	Distancia de Visibilidad para Parada-"s" (metros)	Coeficiente $K=S^2/426$	
		Calculado	Redondeado
20	20	0,94	1
25	25	1,47	2
30	30	2,11	2
35	35	2,88	3
40	40	3,76	4
45	50	5,87	6
50	55	7,1	7
60	70	11,5	12
70	90	19,01	19
80	110	28,4	28
90	135	42,78	43
100	160	60,09	60
110	180	76,06	80
120	220	113,62	115

Figura 60. Valores mínimos k en función de velocidad de diseño (C. Convexa)

Fuente: (MOP, 2003)

VALORES MININOS DE DISEÑO DEL COEFICIENTE "K" PARA LA DETERMINACION DE LA LONGITUD DE CURVAS VERTICALES CONVEXAS MININAS										
Clase de Carretera				Valor Recomendable			Valor Absoluto			
				L	O	M	L	O	M	
R—Io	R—II	>	8.000	TPDA	115	80	43	80	43	28
1	3.000	a	8.000	TPDA	80	60	28	60	28	12
II	1.000	a	3.000	TPDA	60	43	19	43	28	7
III	300	a	1.000	TPDA	43	28	12	28	12	4
IV	100	a	300	TPDA	28	12	7	12	3	2
V	Menos de		100	TPDA	12	7	4	7	3	2

Figura 61. Valores mínimos k en función de clase de carretera (C. Convexa)

Fuente: (MOP, 2003)

Cálculo de la longitud de curva vertical cóncava

“Por motivos de seguridad, es necesario que las curvas cóncavas sean lo suficientemente largas, de modo que la longitud de los rayos de luz de los faros de un

vehículo sea aproximadamente igual a la distancia de visibilidad necesaria para la parada de un vehículo". (MOP, 2003)

CURVAS VERTICALES CONCAVAS MININAS			
Velocidad de diseño kph	Distancia de Visibilidad para Parada-"s" (metros)	Coeficiente $K=S^2/122+3,5 S$	
		Calculado	Redondeado
20	20	2.08	2
25	25	2.98	3
30	30	3.96	4
35	35	5.01	5
40	40	6.11	6
45	50	8.42	8
50	55	9.62	10
60	70	13.35	13
70	90	18.54	19
80	110	23.87	24
90	135	30.66	31
100	160	37.54	38
110	180	43.09	43
120	220	54.26	54

Figura 62. Valores mínimos k en función de velocidad de diseño (C. Cóncava)

Fuente: (MOP, 2003)

VALORES MINIMOS DE DISEÑO DEL COEFICIENTE "K" PARA LA DETERMINACION DE LA LONGITUD DE CURVAS VERTICALES CONCAVAS MININAS										
Clase de Carretera					Valor Recomendable			Valor Absoluto		
					L	O	M	L	O	M
R—Io	R—II	>	8.000	TPDA	115	80	43	80	43	28
I	3.000	a	8.000	TPDA	80	60	28	60	28	12
II	1.000	a	3.000	TPDA	60	43	19	43	28	7
III	300	a	1.000	TPDA	43	28	12	28	12	4
IV	100	a	300	TPDA	28	12	7	12	3	2
V	Menos de		100	TPDA	12	7	4	7	3	2

Figura 63. Valores mínimos k en función de clase de carretera (C. Convexa)

Fuente: (MOP, 2003)

A continuación se presentan las tablas de resultados:

Tabla 56*Resultados de los cálculos del tramo 1 vial*

Curva 1: Cóncava		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+000,00 a 0+069,15	0+069,15 a 0+225,90
Pendiente g (%)	5	-5
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		10
Coeficiente k	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		9
Longitud de curva (m)		
		90
Curva 2: Convexa		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+069,15 a 0+225,90	0+225,90 a 0+330,58
Pendiente g (%)	-5	4
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		-9
Coeficiente k		
		4
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		36
Curva 3: Convexa		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+225,90 a 0+330,58	0+330,58 a 0+388,59
Pendiente g (%)	4	5
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		-1
Coeficiente k		
		40
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		40
Curva 4: Convexa		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+330,58 a 0+388,59	0+388,85 a 0+466,69
Pendiente g (%)	5	9,5
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		-4,5
Coeficiente k		
		6,5
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		29,25

En estas secciones cumplieron parámetros mínimos obteniendo curvas verticales convexas y cóncavas con coeficientes seleccionados de las figuras 33 y 35 en función del Tipo carretera III-Terreno ondulado y IV-Terreno montañoso.

Tabla 57

Resultados de los cálculos del tramo Intersección-puente

Curva 5: Cóncava		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+450,07 a 0+454,58	0+454,58 a 0+473,80
Pendiente g (%)	-19,5	-22
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		2,4
Coeficiente k		2,4
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		5,76
Curva 6: Convexa		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+454,58 a 0+473,80	0+473,80 a 0+492,12
Pendiente g (%)	-24	-2,5
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		-21,5
Coeficiente k		0,5
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		10,75
Curva 7: Convexa		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+473,80 a 0+492,12	0+492,12 a 0+497,30
Pendiente g (%)	-2,5	16
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		-18,5
Coeficiente k		0,1
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		1,85

En estas secciones críticas se toma coeficientes menores al mínimo, ya que presenta altas pendientes en un tramo muy pequeño siendo un Tipo carretera IV-Terreno montañoso.

Tabla 58

Resultados de los cálculos del tramo 2 vial

Curva 8: Convexa		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+497,30 a 0+538,57	0+538,57 a 0+573,37
Pendiente g (%)	3	20,5
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		-17,5
Coeficiente k	2	
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		35
Curva 9: Cóncava		
	Tramo 1	Tramo 2
Abscisa (m)	0+538,57 a 0+573,37	0+573,37 a 0+600,49
Pendiente g (%)	20,5	3,5
Diferencia de pendientes (%)	$A = (G1 - G2)$	
		17
Coeficiente k	2	
Longitud de curva (m)	$Lv_{min} = K(G1 - G2)$	
		34

En estas secciones se cumple parámetros mínimos obteniendo curvas verticales convexas y cóncavas con un coeficiente $k=2$ seleccionado de la figura 15-17 en función del Tipo carretera IV-Terreno montañoso.

Nota:

Para el diseño planteado se tiene la coordinación entre el alineamiento horizontal y el perfil vertical que se efectuó durante el diseño preliminar, ajustado el uno o el otro hasta obtener el resultado más conveniente en base a un análisis gráfico de los varios elementos que influyen en un diseño equilibrado.

d) Distancia de Visibilidad

Distancia de visibilidad para la parada de un vehículo

“Es la distancia mínima necesaria para que el conductor que transita a o cerca de la velocidad de diseño, vea un objeto en su trayectoria y pueda detener su vehículo antes de llegar a él, por lo tanto, es la mínima distancia de visibilidad que debe proporcionarse en cualquier punto de la vía”. (MOP, 2003)

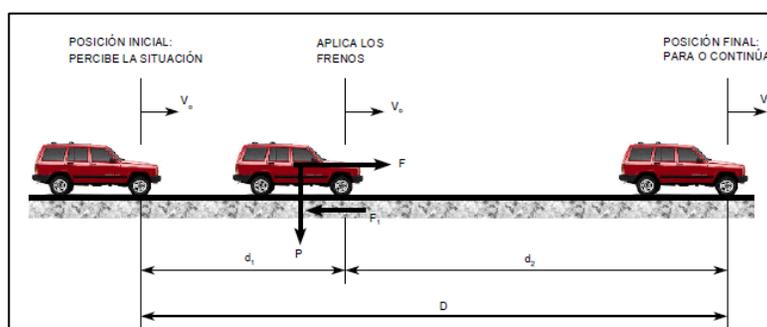


Figura 64. Distancia de visibilidad de parada

Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales (SEICA, 2004)

Tabla 59

Distancia de visibilidad mínima

Vd	Vc	Percepción + reacción para frenaje		Coeficiente de fricción longitudinal f	Distancia de frenaje d2 (m)	Distancia de visibilidad para parada d1 + d2	
		Tiempo (s)	Distancia recorrida d1 (m)			Calculada (m)	Recomendada (m)
20	20	2,5	13,89	0,47	3,36	17,25	20
25	24	2,5	16,67	0,44	5,12	21,79	25
30	28	2,5	19,44	0,42	7,29	26,73	30
35	33	2,5	22,92	0,4	10,64	33,56	35
40	37	2,5	25,69	0,39	13,85	39,54	40
45	42	2,5	29,17	0,37	18,53	47,7	50
50	46	2,5	31,94	0,36	22,85	54,79	55
60	55	2,5	38,19	0,35	34,46	72,65	70

CONTINUÍA →

70	63	2,5	43,75	0,33	47,09	90,84	90
80	71	2,5	49,31	0,32	62	111,31	110
90	79	2,5	54,86	0,31	79,25	134,11	135
100	86	2,5	59,72	0,3	96,34	156,06	160
110	92	2,5	63,89	0,3	112,51	176,4	180
120	100	2,5	71,53	0,29	145,88	217,41	220

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

Para determinar la distancia de visibilidad de parada se aplicarán las siguientes ecuaciones.

$$dvp = d1 + d2$$

Donde:

dvp = distancia de visibilidad de parada

d1 = distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor divisa un objeto en la trayectoria más reacción

d2 = distancia recorrida para detener el vehículo después de haber accionado los frenos

t = tiempo de percepción más reacción en seg. (2,5)

f = coeficiente de fricción longitudinal

Vc = velocidad de circulación

$$d1 = \frac{t}{3.6} Vc = \frac{2.5}{3.6} * 38 = 26.38 \text{ m}$$

$$d2 = \frac{Vc^2}{254f} = \frac{38^2}{254 * 0.38} = 14.96 \text{ m}$$

$$f = \frac{1.15}{Vc^{0.3}} = \frac{1.15}{38^{0.3}} = 0.38$$

$$dvp = d1 + d2 = 26.38 + 14.96 = 41.34 \approx \mathbf{40 \text{ m}}$$

Distancia de visibilidad de parada recomendada por el MOP 2003 en la Tabla 58 es

dvp = 40 m.

e) Distancia de rebasamiento (dr)

Se determina en base a la longitud de vía necesaria para efectuar la maniobra de rebasamiento en condiciones de seguridad, la siguiente ecuación representa la variación de la distancia de visibilidad en función de la velocidad. (Chasi, 2015)

Tabla 60

Distancia mínima de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo.

Vd Km/h	Velocidad de los vehículos Km/ h		Distancia mínima de rebasamiento m		
	Rebasado	Rebasante	Calculada	Recomendada	
25	24	40	(80)	
30	28	44	(110)	
35	33	49	(130)	
40	35	51	268	270	(150)
45	39	55	307	310	(180)
50	43	59	345	345	(210)
60	50	66	412	415	(290)
70	58	74	488	490	(380)
80	66	82	563	565	(480)
90	73	89	631	640	
100	79	95	688	690	
110	87	103	764	830	*
120	94	110	831	830	

Notas: “*” Valor utilizado con margen de seguridad por sobrepasar la velocidad de rebasamiento los 100 Kph. () Valores utilizados para los caminos vecinales.

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

Para determinar la distancia de visibilidad de rebasamiento:

$$\text{Para } (30 < Vd < 100) ; dr = 9.54 Vd - 218$$

Donde:

dr = Distancia de visibilidad para rebasamiento.

Vd = Velocidad promedio del vehículo rebasante.

$$dr = 9.54 (51) - 218$$

$$dr = 268.54 \text{ m}$$

Distancia de visibilidad de rebasamiento recomendado por el MOP 2003 en la Tabla 59 que se asumirá por ser camino vecinal es **dr = 150m**

f) Intersección Vial

La solución de una intersección vial depende de una serie de factores asociados fundamentalmente a la topografía, las particularidades geométricas de las vías que se cruzan, la capacidad de las vías y las características del flujo vehicular. Como generalmente existen varias soluciones, deben evaluarse alternativas y seleccionar la más conveniente. (Dirección General de caminos y ferrocarriles, 2018)

Intersección a desnivel

“Si bien la intersección a desnivel es la solución satisfactoria para la gran mayoría de los problemas de cruces, su alto costo inicial impide su uso en la extensión que sería aconsejable”. (MOP, 2003)

Clasificación y tipo de intersecciones a desnivel

La clasificación y tipo de intersecciones a desnivel son las siguientes: Intercambios de Tres Ramas: Tipo Trompeta "T", Direccionales en "T" y Direccionales en "Y".

En el diseño contemplado para el proyecto se definió dos intersecciones tipo “Y” que estarán ubicadas al inicio y final de la unión con el puente. Esta solución se tomó ya que la topografía es montañosa y con pendiente críticas.

Los Radios de curvatura serán los siguientes:

Tipo Y inicio: 15 m

Tipo Y Fin: 5 m

g) Sección Transversal

“La sección transversal además de contribuir con el mejoramiento de los niveles de seguridad vial, se deben considerar las características operativas de tránsito, la estética, los patrones de velocidad, la capacidad y sus niveles de servicio, tomando en cuenta las dimensiones de los vehículos de diseño y la conducta de los conductores”. (SEICA, 2004)

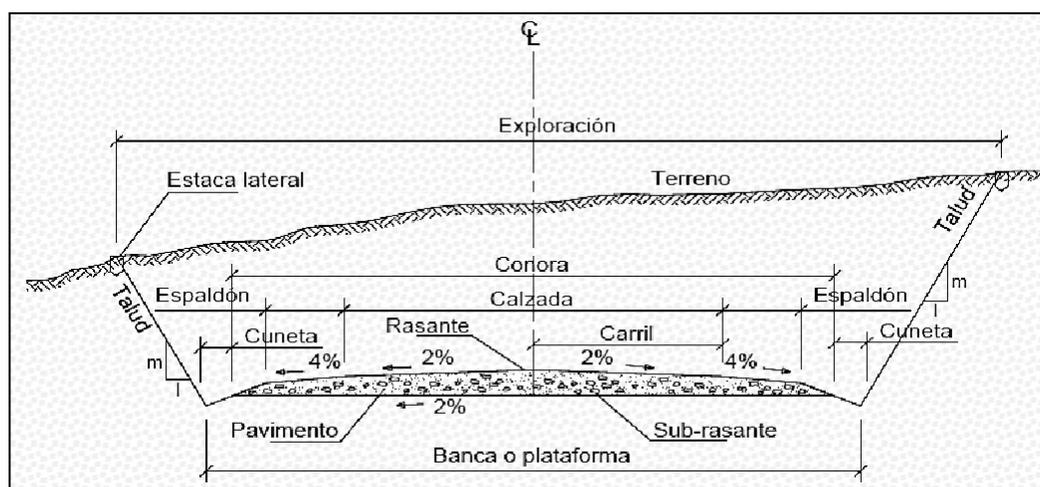


Figura 65. Sección típica transversal pavimentada

Fuente: Diseño Geométrico de vías (Cárdenas, 2013)

Tabla 61

Anchos de la calzada

Clase de vía		Ancho de la calzada (m)	
Orden	TPDA*	Recomendable	Absoluto
R- I o R -II	>8000	7,30	7,30
I	3000 a 8000	7,30	7,30
II	1000 a 3000	7,30	6,50
III	300 a 1000	6,70	6,00
IV	100 a 300	6,00	6,00
V	< 100	4,00	4,00

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras (MOP, 2003)

En el diseño que se selecciona un ancho de calzada de 6 m en una estructura de adoquín.

3.4.7. Estructura típica del pavimento de adoquín

Los pavimentos de adoquín, como prácticamente todos los pavimentos, son estructuras compuestas de varias capas de diferentes materiales que se construyen sobre el terreno natural. Los materiales de cada capa se seleccionan generalmente considerando su disponibilidad y costo.

“El espesor de cada capa del pavimento depende del tránsito que soporta el pavimento durante el período de diseño, de la capacidad soporte del suelo y de los materiales con que se van a construir estas capas; que deben tener la suficiente calidad para que el pavimento soporte el peso del tránsito durante un tiempo determinado sin deformarse ni deteriorarse”. (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2013)

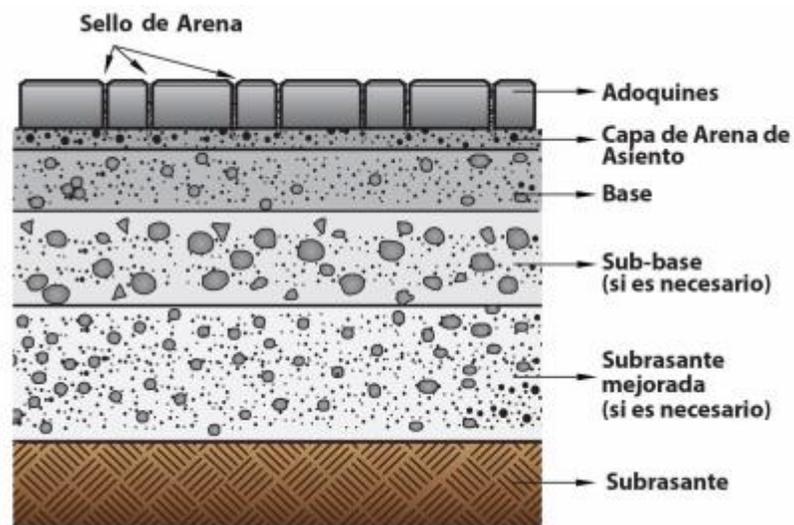


Figura 66. Estructura típica de un pavimento de adoquín.

Fuente: (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2013)

3.4.7.1. Superficie de rodadura

Adoquines de concreto: Elemento compacto de concreto, prefabricado, con la forma de prisma recto, cuyas bases pueden ser polígonos, que permiten conformar superficies

completas como componente de un pavimento articulado, estos pueden ser bicapa o monocapa.

La forma que más se ha utilizado en Centro América y Ecuador es el adoquín tipo huella-cruz, que resulta de fácil fabricación y manipulación y tiene una figura estéticamente muy agradable

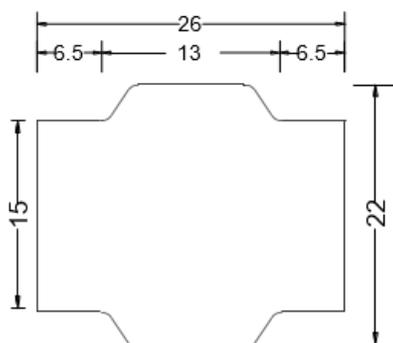


Figura 67. Adoquín tipo huella-cruz.

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

Esta capa es aquella que está constituida por los adoquines que de forma directa soportan carga vehicular. El espesor de esta se elegirá atendiendo al tránsito para el cual se proyecte la avenida, calle o autopista. En la siguiente tabla se recomienda algunos espesores.

Tabla 62

Espesor mínimo recomendados para adoquín

Clasificación del trafico	Espesor del adoquín	Recomendaciones aplicarlo para
Pesado	12 cm	Autopista de tráfico intenso calles de tráfico de autobuses y camiones Aeropuertos Patios para maquinaria pesada Patios para vehículos militares Patios industriales

CONTINÚA →

Mediano	10 cm	Autopistas para tráfico moderado con calles tráfico de vehículos de carga liviana Caminos vecinales con tráfico pesado escaso
Liviano	8 cm	Parqueos para vehículos livianos; Estaciones de servicio y gasolinera Calles secundarias de colonias y lotificaciones, en pequeños poblados Accesos a residencias y parqueos en centros comerciales
Otros	5 cm	Aceras para peatones Calles para bicicletas y motocicletas Veredas en parques, zoológicos, etc.

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

Se opta por utilizar un adoquín espesor 8 cm según la tabla.

Sello de arena

“La arena de sellado, está conformada por arena fina, con un tamaño máximo de 1,25 mm y con un máximo de un 10 % que pasa el tamiz N° 200”. (MTOP, 2013)

Tabla 63

Granulometría para arena de sello

Tamiz ASTM	Arena de Sello % que pasa, en peso
N° 8	100
N° 16	90-100
N° 30	60-90
N° 50	30-60
N° 100	15-30
N° 200	0-15

Fuente: (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2013)

Cama de arena de asiento

“La capa de asiento de los adoquines, está conformada por arena fina, del espesor señalado en los planos, y pasará en su totalidad el tamiz N° 10. El material no contendrá más del 3 % de tamaños menores al del tamiz N° 200 y debe cumplir con los requisitos de

resistencia a la abrasión y durabilidad que se establecen en el numeral 803 de estas especificaciones, realizados con material adecuado, procedente de los mismos bancos o canteras de los cuales se explotará el material”. (MTO, 2013)

La cama de asiento o capa de asiento debe tener las siguientes características:

- Servir de capa de nivelación para ayudar a transmitir y distribuir los esfuerzos verticales que sufre el pavimento.
- Brindar apoyo uniforme para toda el área de cada uno de los adoquines.
- “El material debe tener un tamaño máximo de agregado de 5 mm y no debe contener materia orgánica, ni finos arcillosos.
- El espesor de la capa de arena, una vez compactada, debe ser de 3 a 5cm

Se opta por utilizar una cama de arena de espesor 3cm

3.4.7.2. *Capa Base*

“Es la capa de material seleccionado, el cual se construye sobre la sub-base. Esta capa es la más importante de la estructura del pavimento, por lo cual debe emplearse materiales de más alta calidad y la exigencia para los materiales de sub-base, requerimientos de resistencia, plasticidad y granulometría”. (Guashpa & Salazar, 2017)

Funciones que cumplen:

- Absorber los esfuerzos producidos por el tráfico vehicular sobre la capa de rodadura y transmitirlos a la sub-base (o subrasante).
- Servir como elemento de drenaje del agua que por capilaridad hayan atravesado la sub-base (o la subrasante) impidiendo que lleguen a la capa de rodadura.
- Pueden servir como capas de rodadura para tráfico livianos.

La base/sub-base se clasifica en:

- Sub-base clase 1: Son aquellas que se encuentran constituidas por agregados resultantes de roca o grava triturada, por lo menos un 30% del agregado preparado se obtiene por proceso de trituración.
- Sub-base clase 2: Constituidas por con agregados obtenidos de trituración o cribado en yacimientos grava o piedra fragmentada naturalmente.
- Sub-base clase 3: Sub-bases formadas por agregados naturales y procesados, uniformemente graduados

Para determinar el espesor de la base se aplicó el método por el Ingeniero Civil Ernesto Girón Wetjen, titulado “Diseño de pavimentos de adoquín”, de la facultad de ingeniería de la USAC.

Este método toma como factor principal el CBR auxiliado por el índice de grupo, un factor adicional que toma en cuenta el drenaje de la superficie y considera además la intensidad y peso del tráfico, así también empleando la siguiente fórmula:

$$Tbs = \left\{ \left(\frac{2Tc + Tg}{3} \right) - (S + B + L) \right\} * Fd$$

Donde:

Tbs: Espesor de base.

Tc: Espesor total del pavimento indicado por el método de CBR (figura 68)

Tg: Espesor total del pavimento por el método del índice de grupo (figura 69)

S: Espesor de la capa de rodadura

B: Espesor de la base

L: Espesor cama de asiento

Fd: Factor de incremento de espesores por mal drenaje (1,5)

Espesor del pavimento por el método de CBR (Tc)

La siguiente tabla muestra la carga de diseño en base al tipo de tráfico que pueden presentar las vías en estudio. La siguiente gráfica muestra el espesor total del pavimento en función del CBR. Se toma un tránsito liviano según el número de vehículos obtenidos y un CBR=3 obtenido en el estudio de suelos.

Tabla 64

Carga de Diseño

Tipo de Tránsito	Tránsito total durante 24 horas			Carga de Diseño (lb/rueda)
	Total Vehículos	Camiones Autobuses	Camiones Pesados	
Pesado	3000 min	700 min	150 min	140000
Mediano	1000-3000	250-700	50-150	120000
Liviano	1000 máx.	250 máx.	50 máx.	10000

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

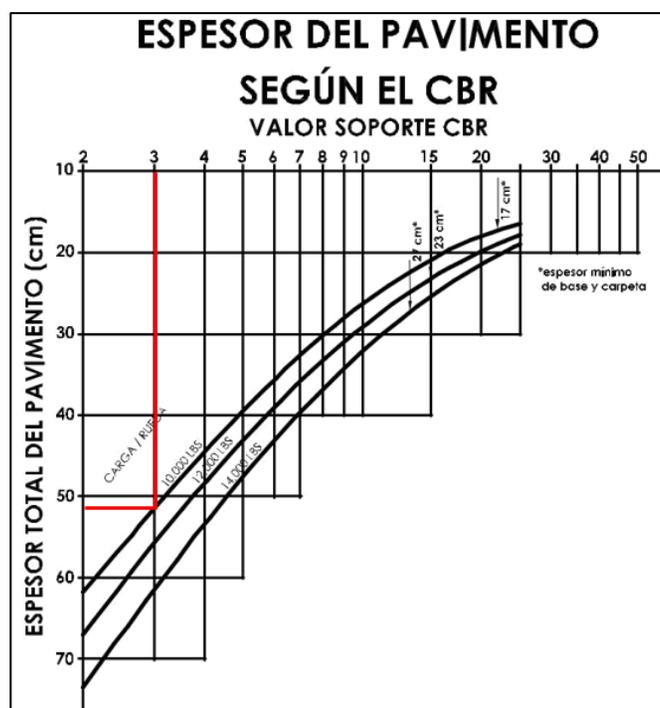


Figura 68. Espesor total del pavimento indicado por el método de CBR.

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

Se obtiene un espesor total de pavimento aproximadamente **52cm** según la gráfica.

Espesor del pavimento por el método del índice de grupo (Tg)

La siguiente gráfica muestra el espesor total del pavimento en función del índice de grupo. Se toma un tráfico ligero y un índice de grupo 0 según los estudios de suelos.

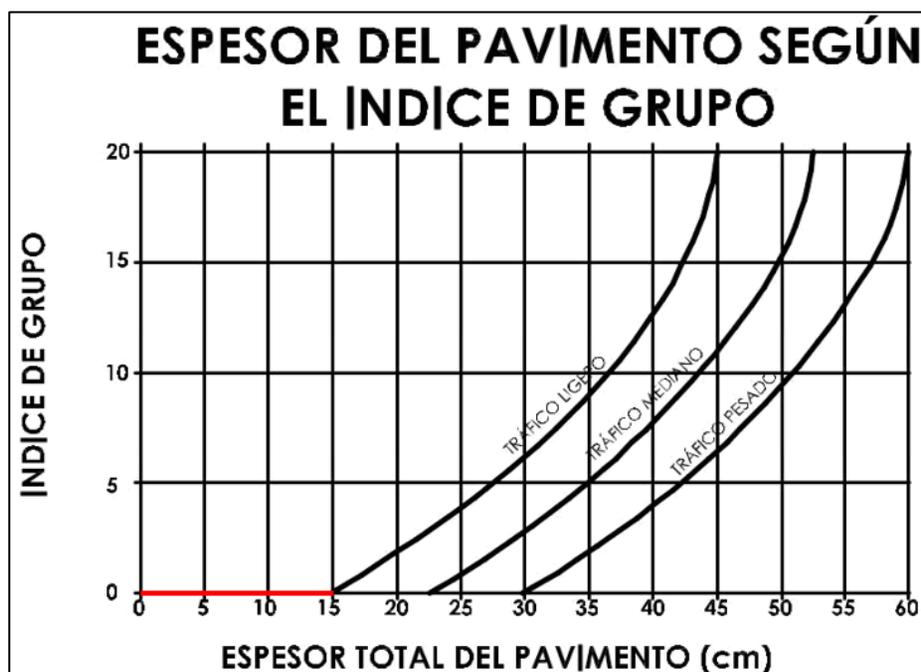


Figura 69. Espesor total del pavimento indicado por método de índice de grupo

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

Se obtiene un espesor total de pavimento aproximadamente 15cm según la gráfica.

Al aplicar la siguiente ecuación por el método de MILL reemplazando datos anteriormente recopilados.

$$Tbs = \left\{ \left(\frac{2 * 52 + 15}{3} \right) - (8 + B + 3) \right\} * 1.2 \Rightarrow B \sim 16cm$$

Se obtiene un espesor de base **16cm** según la ecuación. En este se coloca el material clase 2.

3.4.7.3. Capa Sub-base

Es la capa estructural que se coloca sobre el suelo (subrasante) previamente trabajada, esta puede ser suprimida dependiendo de la calidad de la sub rasante, base o el tipo de tránsito que sea de tipo liviano, y sus funciones son:

- Previene las deformaciones en la subrasante.
- Controlar e eliminar la acción del bombeo.
- Aumentar el valor soporte y proporcionar una resistencia más uniforme a la carpeta de rodadura.
- Transmitir y distribuir las cargas provenientes de la base.
- Controlar los cambios de volumen que puedan tener los materiales de la sub rasante.
- Disminuir costos de construcción.

Se estima la capa de la sub-base según el método del instituto de cemento portland. Este método busca determinar las variables de diseño para encontrar la adecuada estructura del pavimento articulado (adoquinado).

“Los factores importantes que se toma como variables para el diseño son: el tipo de tránsito, factores equivalentes de carga fijando un periodo de diseño de 20 años, la capacidad de la subrasante según el CBR”. (Guashpa & Salazar, 2017)

Tabla 65

Clasificación de las vías según su tránsito

Curva de Tránsito	Descripción de uso de cada pavimento	Ejes estándar equivalentes en 20 años de servicio
T5	Patios, terrazas, veredas peatonales, plazas, pabellones de exposición, áreas alrededor de piscinas, pistas de bicicleta.	0
T4	Entradas en conjuntos habitacionales, estacionamientos (solo autos), calles o pasajes residenciales con menos de 15 veh/días.	0 - 4.5 x 10 ⁴
T3	Vías locales, calles residenciales (15 a 50 veh/día), estaciones de servicio, y comerciales.	4.5 x 10 ⁴ - 1.4x10 ⁵
T2	Vías colectoras (50 a 150 veh/día), terminales de buses, patios de almacenamiento, pisos de industrias livianas.	1.4 x 10 ⁵ - 4.5x10 ⁵
T1	Vías principales, avenidas importantes (150 a 500 veh/día), acceso de áreas industriales.	4.5 x 10 ⁵ - 1.4x10 ⁶
T0	Vías expresas, vías intercomunales importantes, avenidas (500 a 1500 veh/día), estacionamientos en áreas industriales con tránsito solo de camiones.	1.4 x 10 ⁶ - 4.5x10 ⁶

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

La siguiente gráfica muestra el espesor de la sub-base en función del CBR. Se toma una curva de tránsito T3.

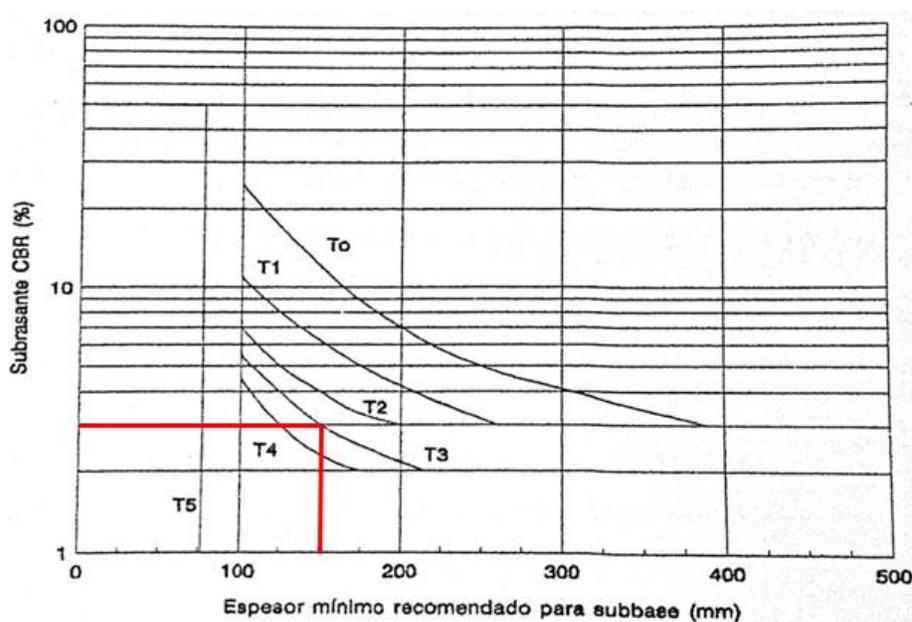


Figura 70. Espesor de sub-base granular

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

Se obtuvo un espesor de base **15cm** según la gráfica. En este se colocará el material clase 3.

3.4.7.4. Capa Sub-rasante

La capacidad resistente del suelo de fundación es uno de los factores más relevantes en el diseño de los pavimentos de adoquines de concreto. Se deben realizar los estudios del suelo con el fin de determinar la capacidad soporte de los suelos por medio del ensayo California Bearing Ratio (CBR). La subrasante debe estar conformada de material libre de materia orgánica, que se debe compactar para permitir las labores de construcción de la base. Debe ser lo más homogénea posible, por lo que, si existiera material de calidad inferior en alguna zona y por lo tanto de baja capacidad soporte, es conveniente reemplazarlo por otro material de la calidad requerida. Si la actividad de reemplazo es muy costosa, conviene evaluar la estabilización de la capa superior de la subrasante con cemento hidráulico o cal hidratada. A esta capa estabilizada se le conoce usualmente con el nombre de subrasante mejorada. (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2013)

Tabla 66

Clasificación de la subrasante según CBR

Tipo de terreno	Capacidad de resistencia CBR
Excelente	20 o más
Bueno	10 a 19
Regular	6 a 9
Malo	3 a 5
Pésimo	< 3

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

En el estudio de suelos determina el CBR crítico=3, por el cual se toma como un tipo de terreno malo.

Espesor de la superficie de rodadura

- Capa de sub-base: 15cm
- Capa de base: 16 cm
- Cama de asiento: 3 cm
- Adoquín: 8 cm

Espesor total: 42 cm

Esta el procedimiento y especificaciones técnicas del método constructivos según la MOP 2003, la SECCION 403-SUBASE y 404-BASE.

3.4.7.5. Bordillo

“Este elemento sirve para dar alineación a las calles y banquetas y evita que los adoquines se desplacen lateralmente, generalmente se utilizan para delimitar el borde o contorno de un trabajo realizado especialmente en aceras, calles, parques, arriates y trabajos de urbanización. Los bordillos serán de concreto, con una resistencia mínima a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.” (Guashpa & Salazar, 2017)

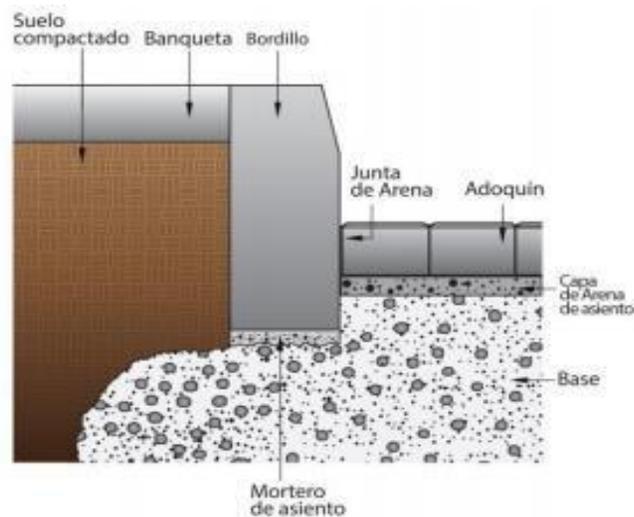


Figura 71. Detalle del bordillo

Fuente: <http://www.miliarium.com/Proyectos/Detalles/vertedero/borg.asp>

Se aplica un bordillo recto con las siguientes dimensiones:

Altura: 60 cm

Anchura: 20cm

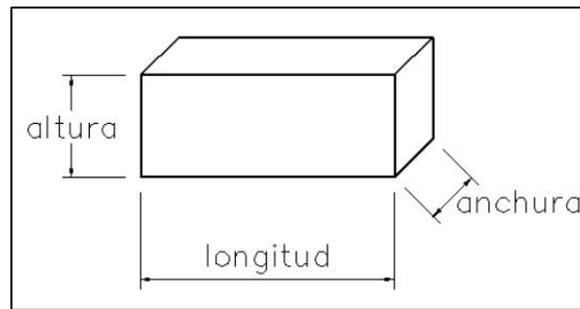


Figura 72. Detalle del bordillo

Fuente: <https://www.granilouro.com/bordillo/>

3.4.7.6. Bombeo lateral

Sirve para drenar rápida y eficazmente las aguas pluviales que inciden sobre el pavimento, más cuando son de adoquín, ya que la superficie de los adoquinados no es lo suficientemente impermeable, por filtraciones en las juntas.

“En los pavimentos se diseñan pendientes como: la pendiente transversal por la cual resbala el agua con un espesor de lámina uniforme y produce una mejor distribución de esfuerzos, la pendiente longitudinal en la que el perfil debe ser en lo posible una línea de pendiente adecuada y fácil; este último se logra evitando pendientes menores al 2 por ciento, para que las aguas escurran con facilidad hacia los sumideros”. (Guashpa & Salazar, 2017).

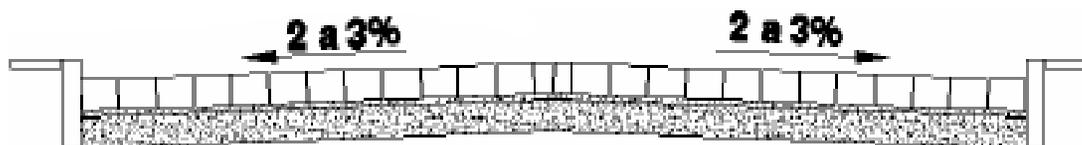


Figura 73. Bombeo de la calzada

Fuente: (Guashpa & Salazar, 2017)

Según la actualización 2015 del desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Guangopolo la Precipitación Fluvial en la parroquia de Guangopolo tiene una fluctuación de entre 500-2.000 mm, repartidas en dos períodos lluviosos en los meses de marzo y

noviembre. Debido a este parámetro se opta por tomar un bombeo del **2.5%** según la precipitación y el tipo de superficie de rodadura que nos indica en la siguiente tabla.

Tipo de Superficie	Bombeo (%)	
	Precipitación <500 mm/año	Precipitación >500 mm/año
Pavimento asfáltico y/o concreto Portland	2.0	2.5
Tratamiento superficial	2.5	2.5-3.0
Afirmado	3.0-3.5	3.0-4.0

Figura 74. Bombeo

Fuente: (Dirección General de caminos y ferrocarriles, 2018)

Las aceras tienen una altura de contrahuella de **18cm** y el material de hormigón simple de 210 kg/cm² con una pendiente de 1.5%. Se coloca adicionalmente una capa de sub-base de espesor de 15cm debido a que el suelo tiene una baja capacidad.

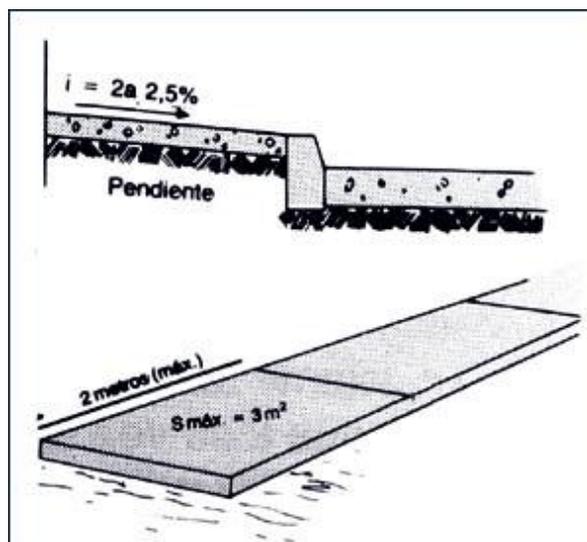


Figura 75. Pendiente de acera.

Fuente: http://www7.uc.cl/sw_educ/construccion/urbanizacion/html/concepto.html

3.4.7.7. *Drenaje superficial*

El drenaje superficial es aquel que maneja y encausa el agua que está sobre el pavimento (pendientes transversales, cunetas, tragantes, reposaderas, etc.).

Las pendientes transversales del pavimento buscan principalmente:

- a) Evacuar el agua de su superficie para mantenerla seca
- b) Reducir la penetración del agua por las juntas y
- c) Conducir el agua a las estructuras de drenaje.

Pendiente longitudinal mayor o igual a 2.5% - Cuando la pendiente longitudinal de la vía es de por lo menos 2.5 %, su pendiente transversal debe ser por lo menos de 2.5 % y no se considera necesario construir cunetas a los costados. (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2013)

En el diseño vertical se presenta pendientes longitudinales mayores al 2.5% por lo que no se necesita cunetas.

3.4.8. **Corte y Relleno**

“Los taludes para las secciones en corte, variarán de acuerdo a las características geomecánicas del terreno; su altura, inclinación y otros detalles de diseño o tratamiento, se determinan en función al estudio de mecánica de suelos o geológicos correspondientes, condiciones de drenaje superficial y subterráneo, según sea el caso, con la finalidad de determinar las condiciones de su estabilidad, aspecto que debe contemplarse en forma prioritaria durante el diseño del proyecto, especialmente en las zonas que presentan fallas geológicas o materiales inestables, para optar por la solución más conveniente, entre diversas alternativas”. (Dirección General de caminos y ferrocarriles, 2018)

**Valores referenciales para taludes en corte
(Relación H: V)**

Clasificación de materiales de corte		Roca fija	Roca suelta	Material		
				Grava	Limo arcilloso o arcilla	Arenas
Altura de corte	<5 m	1:10	1:6- 1:4	1:1 - 1:3	1:1	2:1
	5-10 m	1:10	1:4- 1:2	1:1	1:1	*
	>10 m	1:8	1:2	*	*	*

Figura 76. Relación talud de corte

Fuente: (Dirección General de caminos y ferrocarriles, 2018)

Taludes referenciales en zonas de relleno (terraplenes)

Materiales	Talud (V:H)		
	Altura (m)		
	<5	5-10	>10
Gravas, limo arenoso y arcilla	1:1.5	1:1.75	1:2
Arena	1:2	1:2.25	1:2.5
Enrocado	1:1	1:1.25	1:1.5

Figura 77. Relación relleno

Fuente: (Dirección General de caminos y ferrocarriles, 2018)

En cuestión de cortes y rellenos se analiza las secciones transversales obtenidas, las cuales dependiendo de la situación se coloca la relación horizontal y vertical que más convenga, como la topografía es bastante crítica, ya que en secciones se encuentra al filo de la quebrada y pegado a un talud se considera bajo las siguientes tablas para la relación corte y relleno como tipo de material Grava, limo arenoso y arcilla con altura de 5-10 metros.

- Cortes de 0.5:1
- Rellenos de 1:1

Resultado de volúmenes de Corte y Relleno

ABSCISA	DISTANCIA	AREA DE CORTE(m2)	AREA DE RELLENO(m2)	AREA MEDIA CORTE (m2)	AREA MEDIA RELLENO (m2)	VOLUMEN DE CORTE (m3)	VOLUMEN DE RELLENO (m3)	VOL.RELLEN O POR EXPANSION.	ORDENADA PARCIAL (m3)	ORDENADA TOTAL (m3)
0+000.000		3,70	0,00							
	1,65			4,24	0,00	7,00	0,00	0,00	7,00	
0+001.648		4,78	0,00							7,00
	18,35			5,10	0,00	93,59	0,00	0,00	93,59	
0+020.000		5,42	0,00							100,59
	20,00			4,29	0,00	85,80	0,00	0,00	85,80	
0+040.000		3,16	0,00							186,39
	6,65			2,80	0,05	18,62	0,33	0,41	18,21	
0+046.648		2,43	0,09							204,60
	3,35			2,46	0,10	8,24	0,34	0,43	7,81	
0+050.000		2,48	0,10							212,41
	10,00			3,31	0,09	33,10	0,90	1,13	31,97	
0+060.000		4,14	0,07							244,38
	9,15			8,01	0,04	73,29	0,37	0,46	72,83	
0+069.146		11,88	0,00							317,21
	0,85			11,75	0,00	9,99	0,00	0,00	9,99	
0+070.000		11,61	0,00							327,20
	10,00			15,64	0,00	156,40	0,00	0,00	156,40	
0+080.000		19,67	0,00							483,60
	10,00			23,99	0,00	239,90	0,00	0,00	239,90	
0+090.000		28,30	0,00							723,50
	1,64			28,80	0,00	47,23	0,00	0,00	47,23	
0+091.643		29,30	0,00							770,73
	8,36			31,11	0,00	260,08	0,00	0,00	260,08	
0+100.000		32,92	0,00							1030,81
	20,00			38,21	0,00	764,20	0,00	0,00	764,20	
0+120.000		43,49	0,00							1795,01
	16,64			48,75	0,00	811,20	0,00	0,00	811,20	
0+136.643		54,00	0,00							2606,21
	0,38			54,15	0,00	20,58	0,00	0,00	20,58	
0+137.023		54,30	0,00							2626,79
	2,98			56,05	0,00	167,03	0,00	0,00	167,03	
0+140.000		57,79	0,00							2793,82
	20,00			63,14	0,00	1262,80	0,00	0,00	1262,80	
0+160.000		68,48	0,00							4056,62
	20,00			74,43	0,00	1488,60	0,00	0,00	1488,60	
0+180.000		80,37	0,00							5545,22
	16,02			74,30	0,00	1190,29	0,00	0,00	1190,29	
0+196.023		68,22	0,00							6735,51
	3,98			64,74	0,00	257,67	0,00	0,00	257,67	
0+200.000		61,26	0,00							6993,18
	10,00			68,65	0,06	686,50	0,60	0,75	685,75	
0+210.000		76,03	0,11							7678,93
	10,00			85,47	0,06	854,70	0,60	0,75	853,95	
0+220.000		94,90	0,00							8532,88
	5,90			96,38	0,00	568,64	0,00	0,00	568,64	
0+225.898		97,85	0,00							9101,52
	4,10			99,77	0,00	409,06	0,00	0,00	409,06	
0+230.000		101,69	0,00							9510,58
	10,00			105,00	0,00	1050,00	0,00	0,00	1050,00	
0+240.000		108,30	0,00							10560,58
	10,00			95,27	0,16	952,70	1,60	2,00	950,70	
0+250.000		82,24	0,32							11511,28
	5,77			68,45	0,78	394,96	4,50	5,63	389,33	
0+255.773		54,65	1,23							11900,61
	4,23			51,50	1,50	217,85	6,35	7,94	209,91	
0+260.000		48,35	1,77							12110,52
	20,00			48,67	1,72	973,40	34,40	43,00	930,40	

CONTINUÍA →

0+280.000		48,98	1,66							13040,92
	20,00			68,42	0,83	1368,40	16,60	20,75	1347,65	
0+300.000		87,85	0,00							14388,57
	14,77			84,35	0,00	1245,85	0,00	0,00	1245,85	
0+314.773		80,84	0,00							15634,42
	0,25			80,95	0,00	20,24	0,00	0,00	20,24	
0+315.025		81,06	0,00							15654,66
	4,98			79,39	0,00	395,36	0,00	0,00	395,36	
0+320.000		77,72	0,00							16050,02
	10,00			76,31	0,00	763,10	0,00	0,00	763,10	
0+330.000		74,90	0,00							16813,12
	0,59			74,82	0,00	44,14	0,00	0,00	44,14	
0+330.587		74,74	0,00							16857,26
	9,41			68,45	0,00	644,11	0,00	0,00	644,11	
0+340.000		62,16	0,00							17501,37
	6,15			54,43	0,00	334,74	0,00	0,00	334,74	
0+346.149		46,69	0,00							17836,11
	13,85			33,19	0,00	459,68	0,00	0,00	459,68	
0+360.000		19,69	0,00							18295,79
	20,00			18,86	0,00	377,20	0,00	0,00	377,20	
0+380.000		18,02	0,00							18672,99
	20,00			26,46	0,00	529,20	0,00	0,00	529,20	
0+400.000		34,89	0,00							19202,19
	20,00			34,16	0,00	683,20	0,00	0,00	683,20	
0+420.000		33,43	0,00							19885,39
	20,00			22,64	0,51	452,80	10,20	12,75	440,05	
0+440.000		11,85	1,02							20325,44
	10,07			9,87	1,10	99,39	11,08	13,85	85,54	
0+450.071		7,88	1,17							20410,98
	9,93			7,56	0,93	75,07	9,23	11,54	63,53	
0+460.000		7,23	0,69							20474,51
	6,69			10,80	0,35	72,25	2,34	2,93	69,32	
0+466.687		14,36	0,00							20543,83
TOTAL						20668,15		124,32		

Figura 78. Volúmenes de corte y relleno Tramo 1

Se obtiene un valor de volumen en corte de 20668.15 m³ y relleno de 124.32 m³, el valor total de movimiento de tierras en este tramo es de 20543.83 m³.

ABSCISA	DISTANCIA	AREA DE CORTE(m2)	AREA DE RELLENO(m2)	AREA MEDIA CORTE (m2)	AREA MEDIA RELLENO (m2)	VOLUMEN DE CORTE (m3)	VOLUMEN DE RELLENO (m3)	V.R. x EXPAN (*1.25) m3	ORDENADA PARCIAL (m3)	ORDENADA TOTAL (m3)
0+450.070		0,00	0,00							0,00
	9,930			0,00	3,41	0,00	33,86	42,33	-42,33	
0+460.000		0,00	6,82							-42,33
	10,000			0,03	5,05	0,30	50,50	63,13	-62,83	
0+470.000		0,06	3,27							-105,16
	8,000			0,03	6,36	0,24	50,88	63,60	-63,36	
0+478.000		0,00	9,44							-168,52
						0,54		169,06		
0+491.000		0,00	13,07							
	2,300			0,09	8,16	0,21	18,77	23,46	-23,25	
0+493.300		0,18	3,25							-23,25
				0,09	1,63	0,00	0,00	0,00	0,00	
						0,21		23,46		-23,25
TOTAL						0,75		192,52		-191,77

Figura 79. Volúmenes de corte y relleno Tramo Intersección-Puente

Se obtiene un valor de volumen en corte de 0.75 m³ y relleno de 192.52m³, el valor total de movimiento de tierras en este tramo es de -191.77 m³.

ABSCISA	DISTANCIA	AREA DE CORTE(m2)	AREA DE RELLENO(m2)	AREA MEDIA CORTE (m2)	AREA MEDIA RELLENO (m2)	VOLUMEN DE CORTE (m3)	VOLUMEN DE RELLENO (m3)	V.R. x EXPAN (*1.25) m3	ORDENADA PARCIAL (m3)	ORDENADA TOTAL (m3)
0+497.297		7,47	6,98							0,00
	2,70			9,24	4,97	24,95	13,42	16,78	8,17	
0+500.000		11,00	2,96							8,17
	17,09			8,79	3,88	150,22	66,31	82,89	67,33	
0+517.090		6,58	4,80							75,50
	2,91			8,51	3,32	24,76	9,66	12,08	12,68	
0+520.000		10,43	1,83							88,18
	2,46			11,84	1,24	29,13	3,05	3,81	25,32	
0+522.461		13,24	0,65							113,50
	7,54			13,21	0,33	99,60	2,49	3,11	96,49	
0+530.000		13,17	0,00							209,99
	8,57			10,09	0,36	86,47	3,09	3,86	82,61	
0+538.567		7,01	0,72							292,60
	1,43			6,20	0,87	8,87	1,24	1,55	7,32	
0+540.000		5,38	1,01							299,92
	10,00			3,45	3,00	34,50	30,00	37,50	-3,00	
0+550.000		1,52	4,99							296,92
	4,67			1,96	4,26	9,15	19,89	24,86	-15,71	
0+554.674		2,40	3,53							281,21
	0,05			2,41	3,53	0,12	0,18	0,23	-0,11	
0+554.720		2,41	3,53							281,10
	5,28			2,73	3,49	14,41	18,43	23,04	-8,63	
0+560.000		3,04	3,44							272,47
	10,00			9,98	1,89	99,80	18,90	23,63	76,17	
0+570.000		16,92	0,33							348,64
	3,37			18,53	0,17	62,45	0,57	0,71	61,74	
0+573.370		20,13	0,00							410,38
	6,63			19,27	0,00	127,76	0,00	0,00	127,76	
0+580.000		18,41	0,00							538,14
	10,00			13,56	0,08	135,60	0,80	1,00	134,60	
0+590.000		8,70	0,15							672,74
	2,02			7,50	0,21	15,15	0,42	0,53	14,62	
0+592.019		6,29	0,27							687,36
	7,98			3,17	2,28	25,30	18,19	22,74	2,56	
0+600.000		0,04	4,29							689,92
	0,39			0,02	4,73	0,01	1,84	2,30	-2,29	
0+600.392		0,00	5,16							687,63
					TOTAL	948,25		260,62		

Figura 80. Volúmenes de corte y relleno Tramo 2 Vial

Se obtiene un valor de volumen en corte de 948.25 m³ y relleno de 260.62 m³, el valor total de movimiento de tierras en este tramo es de 687.63 m³.

Tabla 67

Tabla de resultados de corte y relleno

Acumulado de Corte (m3)	Acumulado de Relleno (m3)	Volumen Total (m3)
21617,15	577,46	21039,69

Se concluye que el proyecto contempla un mayor corte que relleno.

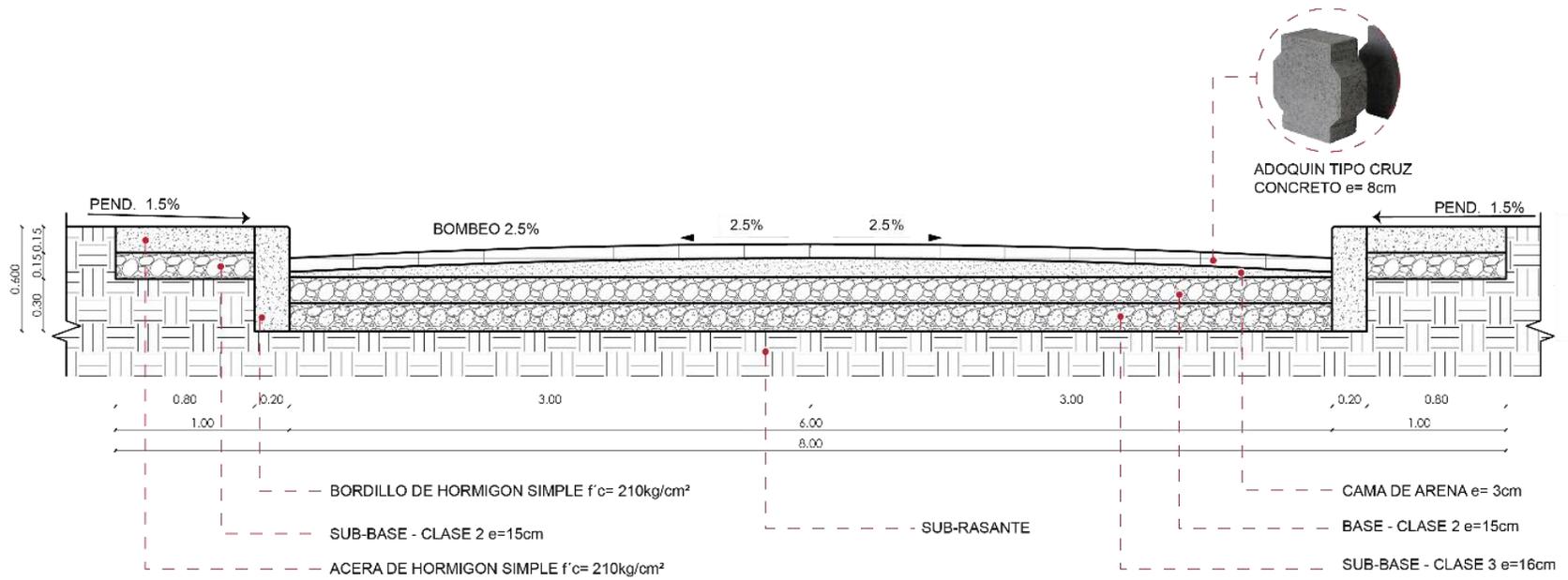


Figura 81. Resultado de la sección transversal.



Figura 82. Sección Transversal

3.4.9. Diseño de Puente en Arco Romano

Un puente en arco romano se realiza con bloques de piedra como se indica la página web Scribd (De Jesus, 2013), “la piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Aparte de la piedra, se ha utilizado también materiales como el ladrillo o el hormigón en masa. Las estructuras de piedra que sirven para salvar luces de cierta importancia, derivan del arco formado por dovelas yuxtapuestas; son las bóvedas y las cúpulas.” Por ello los puentes de piedra, que deben salvar los ríos, utilizan siempre bóveda como estructura resistente.

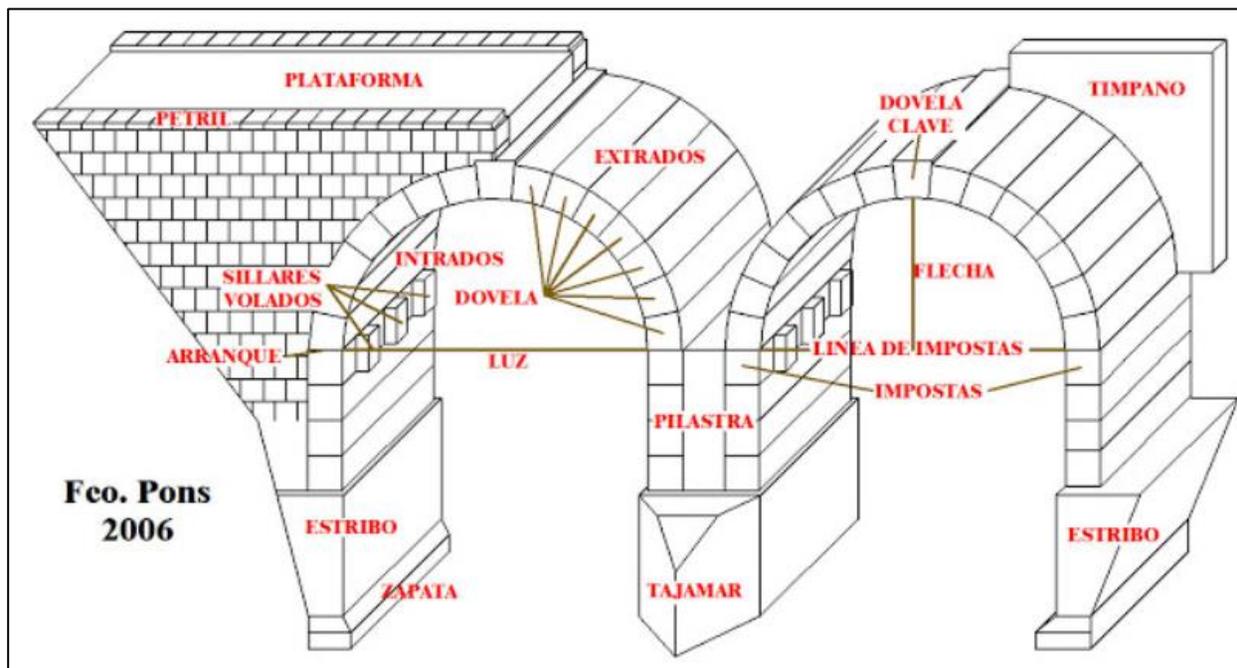


Figura 83. Esquema gráfico de los elementos del puente en mampostería

Fuente: Caminos (Ferro, 2013)

Para el diseño del puente se considera la opción de realizar con bloques de piedras, pero debido a la cantidad y el costo de tallarlas, tan solo el análisis estructural se lo realiza por medio de dovelas las cuales simulan dichos bloques y un análisis posterior con

elementos finitos para una mayor precisión de los esfuerzos que se producen una vez que se aplican las cargas esperadas. Por otra parte la construcción se la lleva a cabo como un solo cuerpo, el cual será una mampostería de hormigón y roca para simular el uso de la piedra dentro del diseño clásico que requiere el puente.

Elementos que conforman el puente de arco romano:

Pilastra y estribos: Las pilastras y estribos, tienen la función de transmitir al terreno las cargas permanentes y las sobrecargas del puente, a través de las bóvedas que sobre ellos se apoyan. Los estribos reciben el empuje inclinado de una bóveda que debe ser equilibrado con su peso, transmitiendo a la cimentación la resultante de todas las fuerzas presentes.

Los arcos: Las luces de los arcos generalmente no son grandes pues tienen valores modestos lo más habitual era tener luces de 5 o 10 metros y en menor medida de 15 o 20. La relación que hay entre el espesor de la bóveda y su luz es uno de los parámetros más importantes del diseño. En los puentes ferroviarios oscila entre $1/4,5$ y $1/15$.

Las bóvedas: “Tienen un espesor uniforme, al estar construidas con dovelas de tamaño uniforme. Esta circunstancia se comprueba en todos los casos donde se ha visto el extradós completo de alguna bóveda. Sin embargo puede variar y si lo hace la diferencia está localizada en la dovela clave, en la zona de arranques o en riñones. Las dovelas están formadas por piezas colocadas a soga que da una sola cara al exterior.”
(Ferro, 2013)

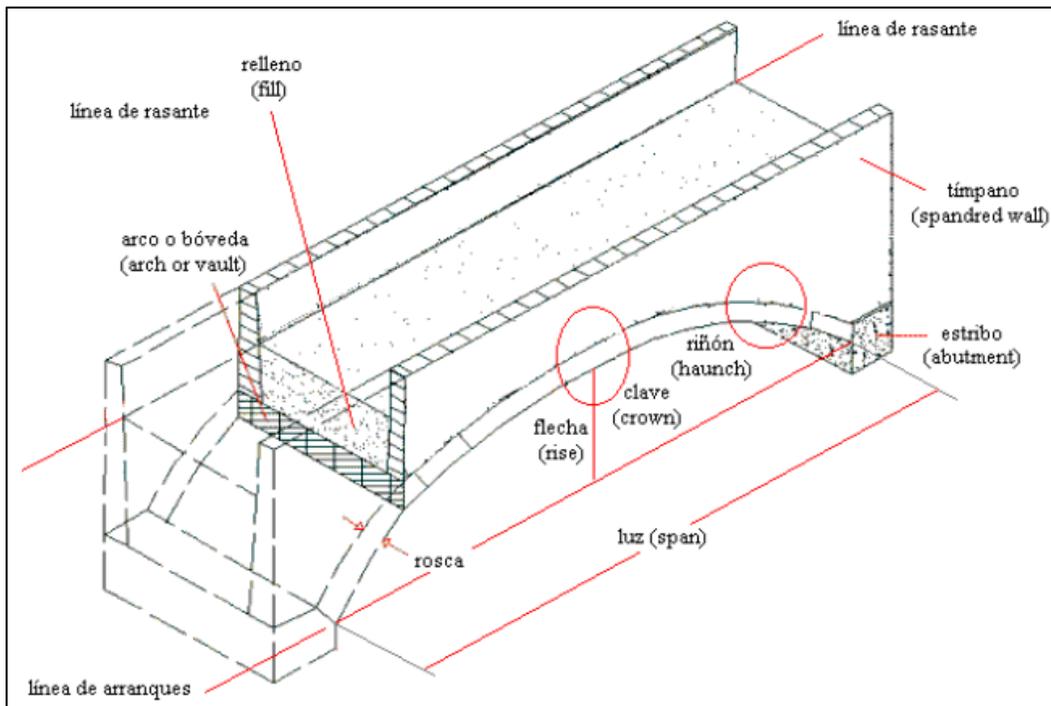


Figura 84. Geometría de un puente arco de obra de fábrica

Fuente: Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación (Álamo, 2001)

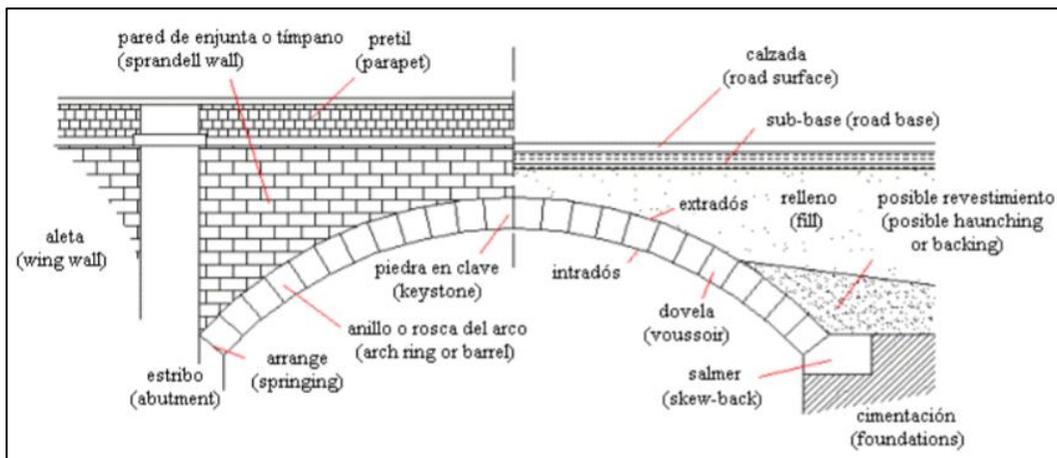


Figura 85. Geometría de un puente arco de obra de fábrica

Fuente: Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación (Álamo, 2001)

El punto más elevado del arco se conoce como clave (crown), mientras que las difusamente delimitadas zonas más bajas del arco se denominan riñones (haunches).

Un puente arco de obra de fábrica tiene un comportamiento estructural complejo. Los elementos de fábrica interactúan entre sí, conjuntamente con el relleno y las

cargas aplicadas. En la Figura se representa un puente arco de obra de fábrica sometido a la acción de un peso propio y de la carga muerta concomitante con una sobrecarga puntual aplicada en la zona crítica, comprendida entre $1/3$ y $1/5$ de la luz. Esta figura trata de mostrar cuál es el mecanismo resistente desarrollado por uno de estos puentes para transmitir las cargas a las que se ve sometido hasta los estribos y cimentaciones. (Álamo, 2001)

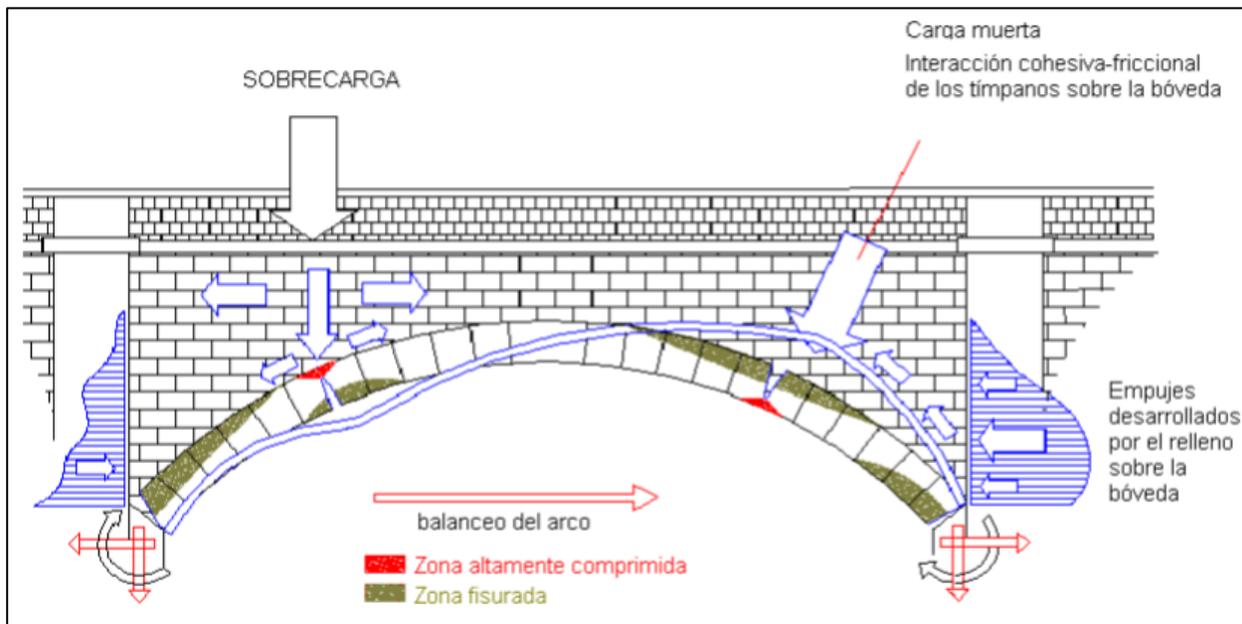


Figura 86. Respuesta de un puente arco a la sobrecarga aplicada

Fuente: Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación (Álamo, 2001)

“La carga permanente (peso propio y carga muerta) gravita directamente sobre la estructura del arco, generando un estado funicular de cargas. Por otro lado, las sobrecargas (puntuales o uniformes) se transmiten desde la superficie de rodadura hasta la bóveda a través del relleno. En este último caso el material de relleno actúa como agente repartidor de la carga, transformando sobrecargas de carácter puntual en cargas repartidas sobre el trasdós de la bóveda.” (Álamo, 2001)

3.4.9.1. Ubicación

La ubicación del puente es una obra preliminar y se lo realiza en campo. Se tiene en cuenta aspectos como la luz que cubre el puente y la altura. Una vez que se determina el lugar aproximado donde se implantará la obra se procede a obtener secciones transversales que nos indique la posición exacta de la implantación.

La visita preliminar se la realiza con el Ing. Marcelo Romo Msc. especialista en diseño de puentes y docente de la UFA-ESPE, quien indica el lugar aproximado donde puede ir la implantación.



Figura 87. Explicación técnica por parte del Ing. Marcelo Romo



Figura 88. Lugar de implantación preliminar

Posteriormente y con la topografía del lugar se obtiene el lugar más favorable para la implantación.

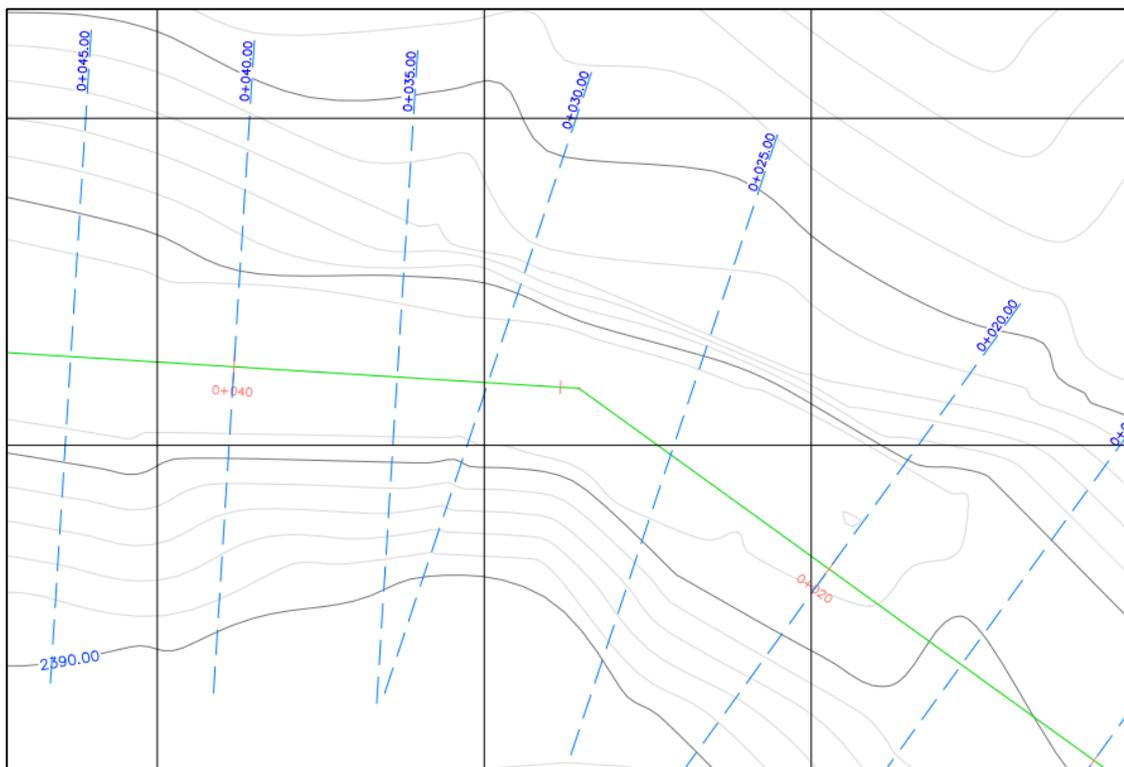


Figura 89. Implantación del puente entre el abscisado 25.00 y 30.00

3.4.9.2. Estudio Hidrológico

El estudio hidrológico se realiza para determinar el máximo caudal que puede pasar a través de la Quebrada Togllahuaycu. Se determina los parámetros morfométricos correspondientes a la red hidrográfica, sistema fluvial, superficie y de forma de la manera más precisa posible.

Con la carta de Sangolquí de 1:50000 se obtiene la topografía que sirve para obtener los parámetros morfométricos de la cuenca de estudio.

El punto de control es justo donde se coloca el puente de mampostería.

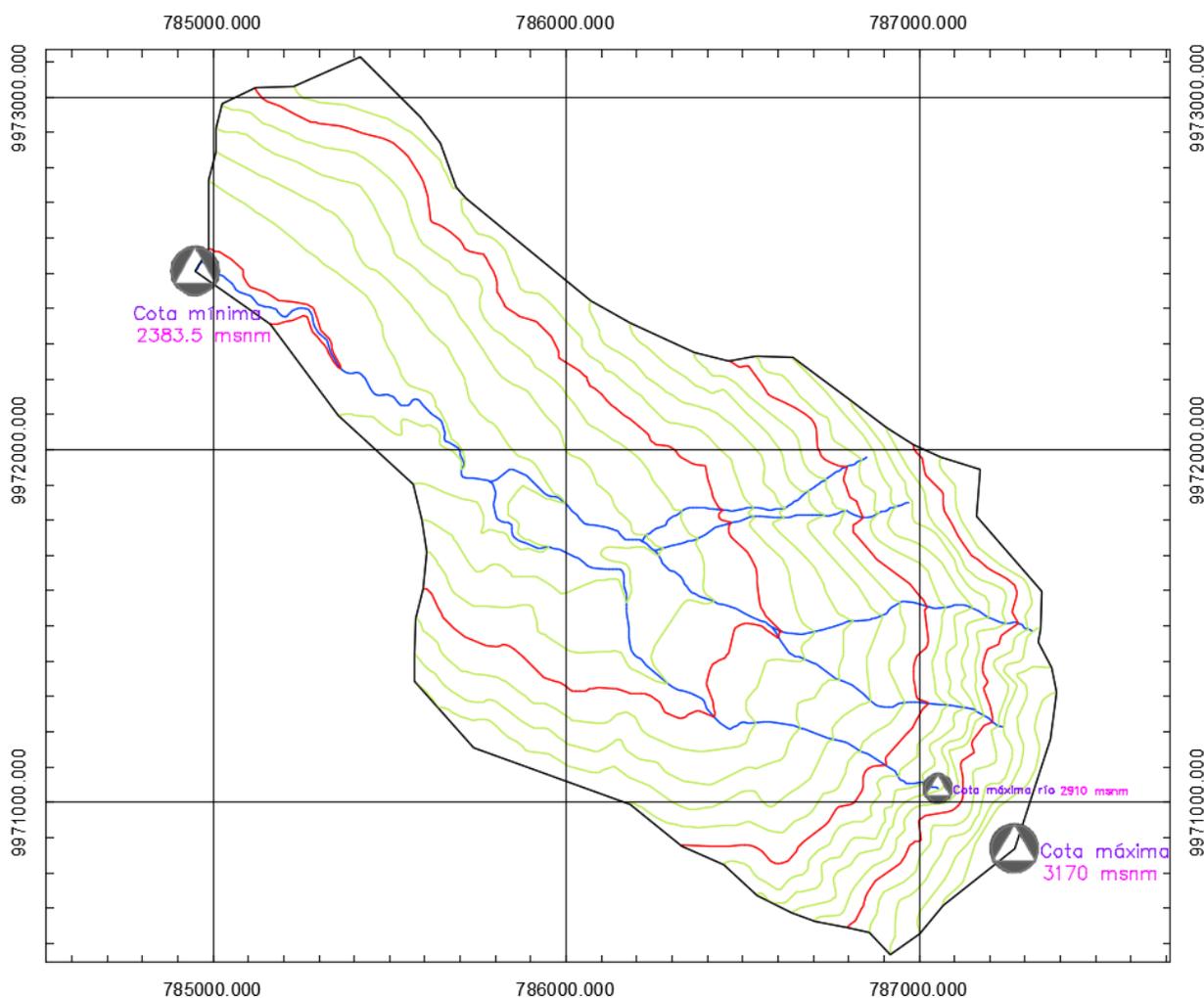


Figura 90. Cuenca Hidrográfica de estudio

Cálculo de parámetros morfométricos de superficie y de forma

- **Área de la cuenca (Ac)**

Este parámetro es de los más importantes por lo cual su delimitación y trazado de la cuenca se lo realiza con mucho cuidado, teniendo en cuenta la convexidad de las curvas de nivel.

- **Perímetro (P)**

Depende en su totalidad del trazo correcto de la divisoria. Una vez seguro del trazo, el perímetro se obtiene a través de AutoCad.

- **Coefficiente de compacidad (Kc)**

Este parámetro se ve íntimamente relacionado con los dos mencionados anteriormente.

Se calcula el Kc haciendo uso de la fórmula:

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Kc es adimensional

P = Perímetro de la divisoria de aguas (**km**)

A = Área de la cuenca (**km²**)

- **Gradiente altimétrico del río y de la cuenca**

Para calcular estos parámetros únicamente se resta la cota mínima de la cota máxima tanto para el río como para la cuenca.

Cota máxima del río: **2 910 m.s.n.m** ; Cota mínima del río: **2 384 m.s.n.m**

Cota máxima cuenca: **3 170 m.s.n.m** ; Cota mínima cuenca: **2 384 m.s.n.m**

$$\Delta hr = 2910 - 2384$$

$$\Delta hc = 3170 - 2384$$

$$\Delta hr = 526 \text{ m. s. n. m}$$

$$\Delta hc = 786 \text{ m. s. n. m}$$

$$Yrb = \frac{\Delta hr}{Lr}$$

- **Pendiente de la cuenca (Yc)**

Para obtener la pendiente de la cuenca se necesita llevar a cabo la medición de las curvas de nivel que se encuentren dentro de la cuenca siguiendo una constante diferencia de cotas para poder aplicar la fórmula.

$$Yc = \frac{h_i \times \sum l_i}{Ac}$$

Tabla 68

Calculo de Yc por el Criterio de Alvort

N°	Cota (m.s.n.m.)	Li (m)	Li (km)	Li ponderado (km)	hi (km)	($L_i \times h_i$)
1	3170	0	0	0,36349	0,01	0,0036
2	3160	726,98	0,72698	0,840305	0,04	0,0336
3	3120	953,63	0,95363	1,05377	0,04	0,0422
4	3080	1153,91	1,15391	1,443445	0,04	0,0577
5	3040	1732,98	1,73298	1,749475	0,04	0,0700
6	3000	1765,97	1,76597	1,8242	0,04	0,0730
7	2960	1882,43	1,88243	1,936025	0,04	0,0774
8	2920	1989,62	1,98962	2,13086	0,04	0,0852
9	2880	2272,1	2,2721	2,269225	0,04	0,0908
10	2840	2266,35	2,26635	2,27235	0,04	0,0909
11	2800	2278,35	2,27835	2,295115	0,04	0,0918
12	2760	2311,88	2,31188	2,691265	0,04	0,1077
13	2720	3070,65	3,07065	3,04639	0,04	0,1219
14	2680	3022,13	3,02213	3,158715	0,04	0,1263
15	2640	3295,3	3,2953	3,537205	0,04	0,1415
16	2600	3779,11	3,77911	3,574825	0,04	0,1430
17	2560	3370,54	3,37054	3,1723	0,04	0,1269

CONTINÚA →

N°	Cota (m.s.n.m.)	Li (m)	Li (km)	Li ponderado (km)	hi (km)	($L_i \times h_i$)
18	2520	2974,06	2,97406	2,66214	0,04	0,1065
19	2480	2350,22	2,35022	2,00043	0,04	0,0800
20	2440	1650,64	1,65064	1,24316	0,04	0,0497
21	2400	835,68	0,83568	0,41784	0,04	0,0167
22	2384	0	0	0	0	0,0000
Área C				2,95	Sumatoria=	1,7364
				Yc	$\Sigma(L_i \times h_i)/Ac$	0.589

Tabla 69

Parámetros Morfométricos de superficie y de forma

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE SUPERFICIE Y DE FORMA					
Río: Quebrada Toglhuaycu (Toglla, Pichincha, Ecuador)					
Cota máxima del río:		2 910 m.s.n.m ;		Cota mínima del río: 2 384 m.s.n.m	
Cota máxima de la cuenca:		3 170 m.s.n.m ;		Cota mínima de la cuenca: 2 384 m.s.n.m	
Punto de control:		Cota (2 384 m.s.n.m) ;		Coordenadas: (784 950.5m E ; 9 972 506m N)	
N.-	NOMBRE	SÍMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	VALOR	OBSERVACIONES
1	Área de la cuenca	Ac	km ²	2,95	Medida en AutoCad
2	Perímetro	P	km	7,78	Medido en AutoCad
3	Coefficiente de forma	Kc		1,27	
4	Gradiente altimétrico del río	Δhr	m.s.n.m	526	
5	Gradiente altimétrico de la divisoria	Δhc	m.s.n.m	786	
6	Pendiente de la cuenca	Yc	%	58.90	Criterio de Alvort

Cálculo de parámetros morfométricos de red hidrográfica y sistema fluvial

- Pendiente del río**

La cota del punto de control se toma en el lugar donde se va a construir el puente, el nacimiento del río principal y la longitud del río se mide en ArcGis y AutoCad.

$$Y_{rb} = \frac{\Delta h_{río}}{L_r}, \quad Y_{rs} = \frac{\Delta h_{srío}}{L_r}$$

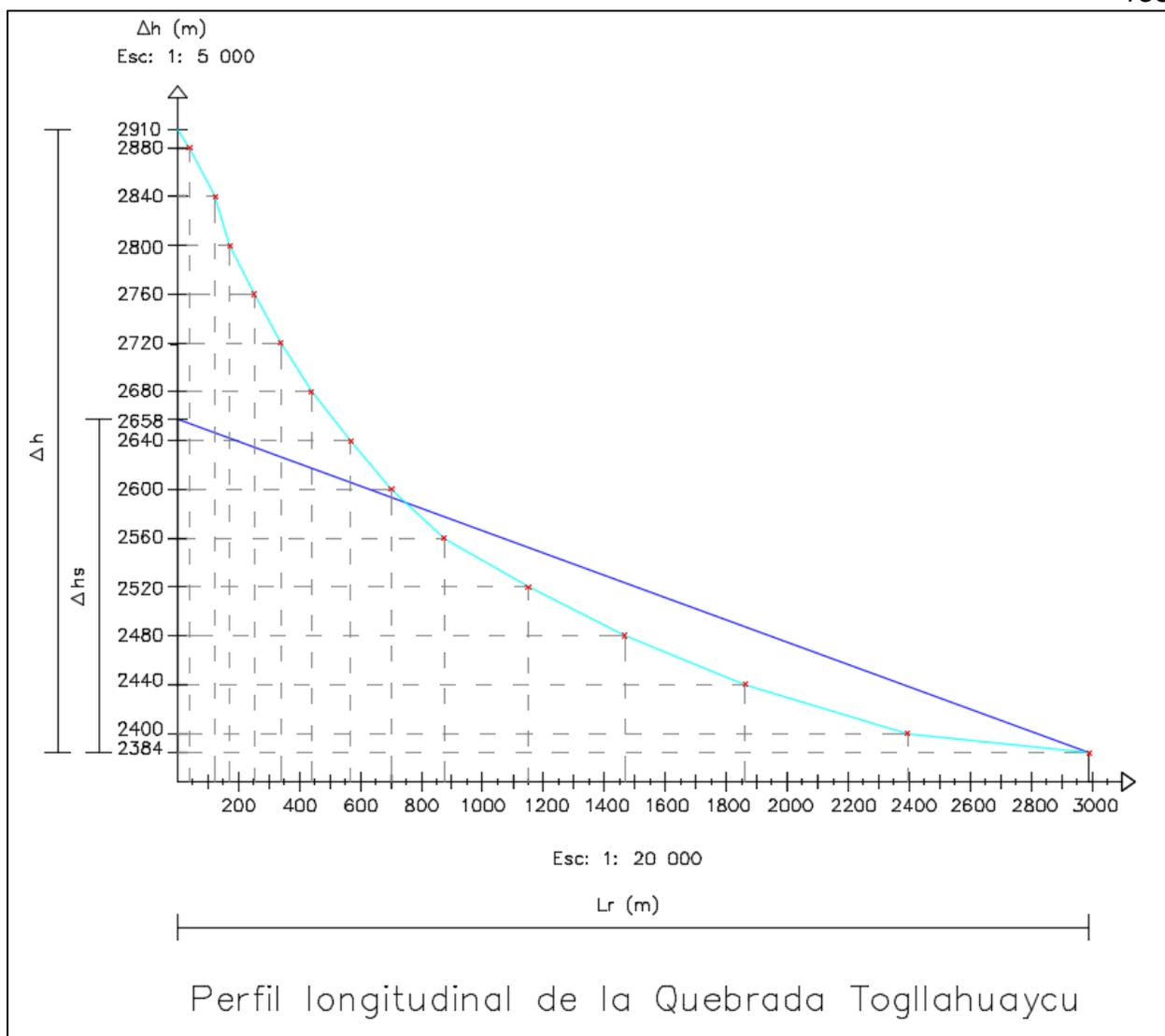


Figura 91. Perfil Longitudinal de la Quebrada Togllahuaycu

Tabla 70

Clasificación de las densidades de drenaje

VALOR	UNIDAD	DENSIDAD DE DRENAJE
> 0.44	km/km^2	BAJA
0.44 – 0.84	km/km^2	MEDIA
> 0.84	km/km^2	ALTA

Tabla 71*Longitud de los afluentes de la cuenca*

Afluentes		
	Margen derecho	Margen izquierdo
	0,000	1,728
	0,000	0,783
	0,000	0,753
	0,000	0,720
Total	0,000	3,984

Tabla 72*Parámetros morfométricos de red hidrográfica y sistema fluvial*

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE RED HIDROGRÁFICA Y SISTEMA FLUVIAL					
Río: Quebrada Togllahuaycu (Toglla, Pichincha, Ecuador)					
Cota máxima del río:		2 910 m.s.n.m	;	Cota mínima del río:	2 384 m.s.n.m
Cota máxima de la cuenca:		3 170 m.s.n.m	;	Cota mínima de la cuenca:	2 384 m.s.n.m
Punto de control:		Cota (2 384 m.s.n.m) ; Coordenadas: (784 950.5m E ; 9 972 506m N)			
N.-	Nombre	Símbolo	Unidad de medida	Valor	Observaciones
1	Longitud del río principal	Lr	km	2,99	Medido en AutoCad
2	Afluentes	Li	km	3,98	
3	Densidad de drenaje	Dd	km/km^2	2,36	$Dd = \frac{Lr + \sum Li}{Ac}$
4	Pendiente longitudinal del río	Yrb	%	17,59	
5	Pendiente suavizada longitudinal del río	Yrs	%	9,16	
6	Constante de estabilidad	C	0,42	$C = \frac{1}{Dd}$

Cálculo de los tiempos de concentración

“Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquel desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida.” (Ibáñez Asensio, Moreno Ramón, & Gisbert Blanquer, 2015)

Existen varios métodos para poder calcular estos valores pero según la bibliografía que se tiene, se uso 2 métodos para el cálculo del tiempo de concentración correspondiente a la cuenca de la **Quebrada Toglahuaycu** en el sector de Guangopolo, Pichincha, Ecuador.

- **Fórmulas de Kirpich**

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L_r}{\sqrt{Y_r}} \right)^{0.77}$$

En donde:

T_c : Tiempo de concentración, en *min*

L_r : Longitud del río principal, en *m*

Y_r : Pendiente del cauce principal, en *m/m*

Reemplazando los datos pertenecientes a la cuenca en estudio:

$$t_c = 18,07 \text{ min}$$

$$T_c = 0.195 \left(\frac{L_r}{\sqrt{Y_c}} \right)^{0.77}$$

En donde:

T_c : Tiempo de concentración, en *min*

L_r : Longitud del río principal, en *m*

Y_c : Pendiente de la cuenca, en %

Reemplazando los datos pertenecientes a la cuenca en estudio:

$$tc = 19.27 \text{ min} \rightarrow \text{Este sería el } tc \text{ debido a que es el más crítico}$$

Calculo de la intensidad

Este parámetro refleja la cantidad de precipitación que existe en un determinado tiempo.

$$i = \Delta h / \Delta t ; \quad \text{Expresada en } mm/h \text{ o } mm/min$$

Según (Monsalve Sáenz, 1995) “se exige conocer las relaciones entre cuatro características fundamentales de las lluvias intensas: intensidad, duración, frecuencia y distribución.” En el país existen datos escasos de intensidad debido a la ausencia de estaciones pluviográficas por lo que se debe partir de datos de precipitación y transformarlos a intensidad mediante la generación de curvas IDF.

La generación de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) son de mucha utilidad en sectores en los cuales no se cuenta con equipos pluviográficos que midan la intensidad directamente, pero sí con equipos pluviométricos que midan la altura de lluvia y así generar la curva que relacione la intensidad con la duración, la frecuencia o el tiempo de concentración y poder así, inferir el dato faltante.

Debido a que no es una cuenca de grandes dimensiones tan solo 2 equipos de monitoreo de precipitación están próximas a la cuenca de estudio por la cual se analiza ambos casos y se toma el valor más crítico.

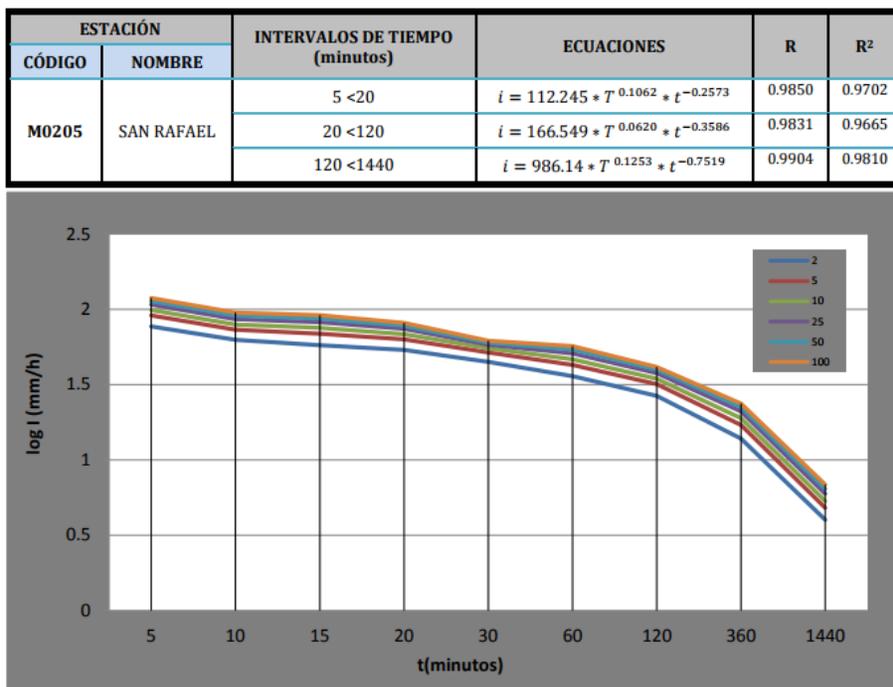


Figura 92. Estación San Rafael M0205, para determinar la intensidad
 Fuente: (INAMHI, 2019)

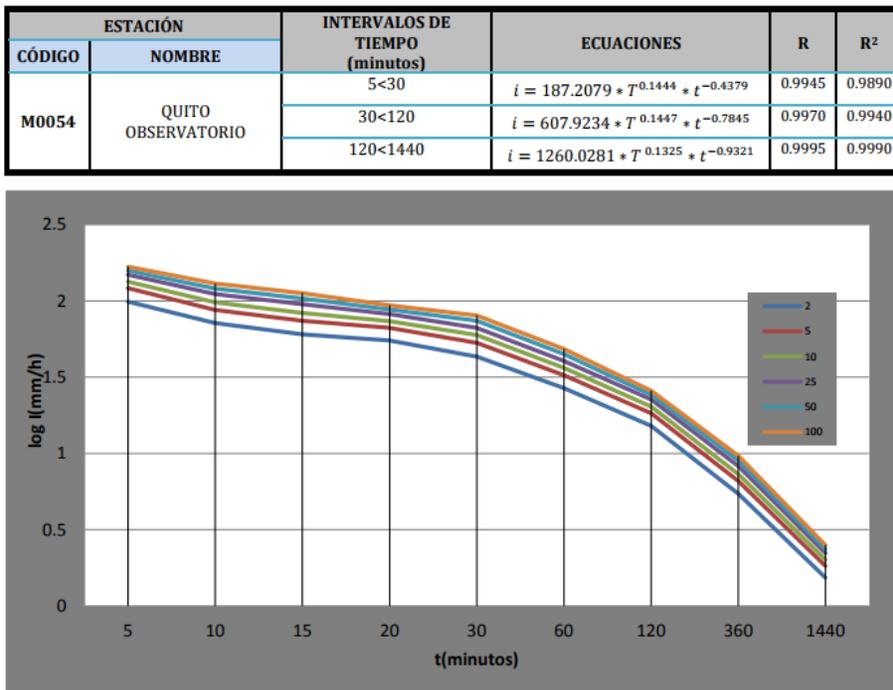


Figura 93. Estación Quito M0054, para determinar la intensidad
 Fuente: (INAMHI, 2019)

Ecuaciones

San Rafael

$i = 112.245 * T^{0.1062} * t^{-0.2573}$ Donde el tiempo de concentración va de 5 a 30 min

Para una probabilidad de 1%

Se tiene un periodo de retorno $T=100$ y un tiempo de concentración de $t=19.27$ min

$$i = 112.245 * 100^{0.1062} * 19,27^{-0.2573} = 82,50\text{mm/h}$$

Quito

$i = 187.2079 * T^{0.1444} * t^{-0.4379}$ Donde el tiempo de concentración va de 5 a 30 min

Para una probabilidad de 1%

Se tiene un periodo de retorno $T=100$ y un tiempo de concentración de $t=19.27$ min

$$i = 187.2079 * 100^{0.1444} * 19,27^{-0.4379} = 99,66\text{mm/h}$$

Estimación de coeficiente de escurrimiento

Este valor está en función de las características del terreno, los sembríos existentes, la probabilidad de inundarse y la pendiente de la cuenca por lo que se puede decir que es semejante al coeficiente de rugosidad n pero, al contrario de este, mientras mayor sea el valor de C , más rápido y de mejor manera se dará el escurrimiento.

Tabla 73

Coeficiente de Escurrimiento

		Textura de suelo			
Uso del suelo	Pendiente (%)	Arenoso-Limoso	Limoso-arcilloso	Arcilloso	
Bosque	0-5	0.10	0.30	0.40	
	5-10	0.25	0.65	0.50	
	10-30	0.30	0.40	0.60	
	>30	0.32	0.42	0.63	

CONTINÚA →

Pastizal	0-5	0.15	0.35	0.45
	5-10	0.30	0.40	0.55
	10-30	0.35	0.45	0.65
	>30	0.37	0.47	0.68
Cultivo agrícola	0-5	0.30	0.50	0.60
	5-10	0.40	0.66	0.70
	10-30	0.50	0.70	0.80
	>30	0.53	0.74	0.84

Fuente: Tabla de Prevert (1986)

El sector de Guangopolo donde está el tramo de estudio según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Guangopolo 2012-2025 (Pichincha, 2012) “es un territorio con un suelo tipo Mollisoles en un 46%, que son suelos oscuros y suaves que se han desarrollado bajo una vegetación herbosa; horizonte superficial rico en humos, que es rico en calcio y en magnesio.” Por lo descrito, se concluye que las condiciones ambientales del suelo son las de un bosque, con una gradiente del perfil montañoso mayor a 30%, y tomando en cuenta los estudios de suelos se determina que se tiene un suelo areno-limoso lo cual según la tabla se asume un C de 0.32.

Cálculo del caudal

Según lo expuesto en (Monsalve Sáenz, 1995) “el caudal es el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo, $Q = V/t$, es la principal variable que caracteriza la escorrentía superficial. Se expresa en m^3/s ó l/s .” Además se tiene en cuenta que es un parámetro de constante cambio debido a los factores que intervienen y bajo ningún concepto el caudal de un río es válido en todo momento.

Uno de los trabajos más importantes al hacer el análisis de una cuenca hidrográfica es el determinar el caudal máximo el cual hace referencia a todos los flujos de agua que

no son esperados por la población, aquellos que llegan sin avisar, que suceden una vez cada muchos años dependiendo de la probabilidad de los mismos.

Métodos empíricos para el cálculo de caudales

Existe una gran variedad de fórmulas para determinar el caudal de un río en forma empírica, pero se usara las ecuaciones más importantes, válidas y utilizadas en el medio.

$$Q = A \times \bar{V}$$

En donde:

Q : Caudal, en m^3/seg

A : Área de la sección transversal, en m^2

\bar{V} : Velocidad media del río, en m/seg

Método racional

Se basa en el correcto cálculo del área de la cuenca hidrográfica superficial del río en estudio y de la intensidad probabilística presente en el sector.

$$Q_{\%} = 16.67 \times C \times i \times A$$

En donde:

Q : Caudal bajo la probabilidad de intensidad, en m^3/seg

C : Coeficiente de escorrentía

i : Intensidad bajo una cierta probabilidad, en mm/min

A : Área de la cuenca hidrográfica superficial, en km^2

Método de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

En donde:

Q : Caudal, en m^3/seg

n : Coeficiente de rugosidad

A : Área de la sección transversal, en m^2

R : Radio hidráulico, en m

I : Pendiente longitudinal del tramo, en m/m

Método del cauce

$$\bar{V} = c\sqrt{R \times I} \text{ Chezy}$$

En donde:

\bar{V} : Velocidad media del río, en m/seg

c : Constante de Pablosky

R : Radio hidráulico, en m

I : Pendiente longitudinal del tramo, en m/m

$$c = \frac{1}{n} R^y \text{ Bazin}$$

En donde:

c : Constante de Pablosky

n : Coeficiente de rugosidad

R : Radio hidráulico, en m

y : Constante

$$\text{Cuando } R > 1 \rightarrow y = 1.3\sqrt{n}$$

En donde:

y : Constante

n : Coeficiente de rugosidad

$$\text{Cuando } R < 1 \rightarrow y = 1.5\sqrt{n}$$

En donde:

y : Constante

n : Coeficiente de rugosidad

Coeficiente de rugosidad

Esta constante es utilizada en varias ecuaciones propuestas para el cálculo de caudales, indica las características de la zona por la cual transita el cauce, por ejemplo, si hay presencia de rocas, cantos rodados, vegetación, si el tramo es serpenteante, recto, con remolinos, pozos profundos, limpio, intervenido, etc.

Tabla 74*Coefficiente de rugosidad según Manning*

COEFICIENTES DE MANNING		
CALIDAD DEL MATERIAL	Buena	Regular
VI. Cauces Naturales		
A. Ríos pequeños y caños con poca pendiente, cuyo ancho superior sea menor de 25 m, con poca variación entre secciones; cursos bastante rectos		
1. Sin maleza ni vegetación	0,030	0,035
2. Con muchas malezas totalmente sumergidas	0,035	0,045
3. Algo de vegetación no totalmente sumergida en las márgenes	0,035	0,050
4. Densa vegetación en las márgenes	0,050	0,070
5. Troncos de árboles en las márgenes	0,070	0,090

Fuente: Google 2019

Tabla 75*Coefficientes de rugosidad según Horton*

CORRENTES NATURALES	Coefficiente de rugosidad n
Canales con lecho pedregoso y bordos de tierra con hierbas	0.035
Canales con plantilla de tierra y taludes ásperos	0.033
Corrientes naturales limpias, bordos rectos, sin hendeduras ni charcos profundos	0.030
Corrientes naturales, igual al anterior, pero con algo de hierba y piedra	0.035
Corrientes naturales, igual al anterior, pero menos profundas, con secciones pedregosas	0.055
Ríos con tramos lentos, cauce con hierba o con charcos profundos	0.070
Playas muy con hierbas	0.125

Fuente: Google 2019

El “n” estimado para el tramo de la quebrada “Togllahuaycu”: Por las condiciones que se ve y se analiza en el tramo de estudio se puede concluir que “n” es de 0.050. Debido a que la quebrada presenta características como hierba en los bordes, poco profundo y con piedras y cantos rodados.

Resultados

Cálculo del caudal máximo por el Método Racional

Tabla 76

Cálculo de caudales máximos

Parámetros	Unidad	Formulación	San Rafael	Quito
Intensidad	mm/min	$\frac{i \text{ mm}}{h} \times \frac{h}{60 \text{ min}}$	1,43 mm/min	1,66 mm/min
Coefficiente de escurrimiento		C_{asumida}	0,32	0,32
Área de la cuenca	Km2	A_c	2,95	2,95
Caudal máximo	m3/s	$Q_{1\%} = 16,67 C i_{1\%} A$	22,41	26,12

$$Q_{\text{max}\%} = 26,12 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método del Cauce

Con la topografía obtenida se saca los perfiles de la sección transversal del inicio y final del puente para realizar el estudio de la altura máxima del caudal máximo.

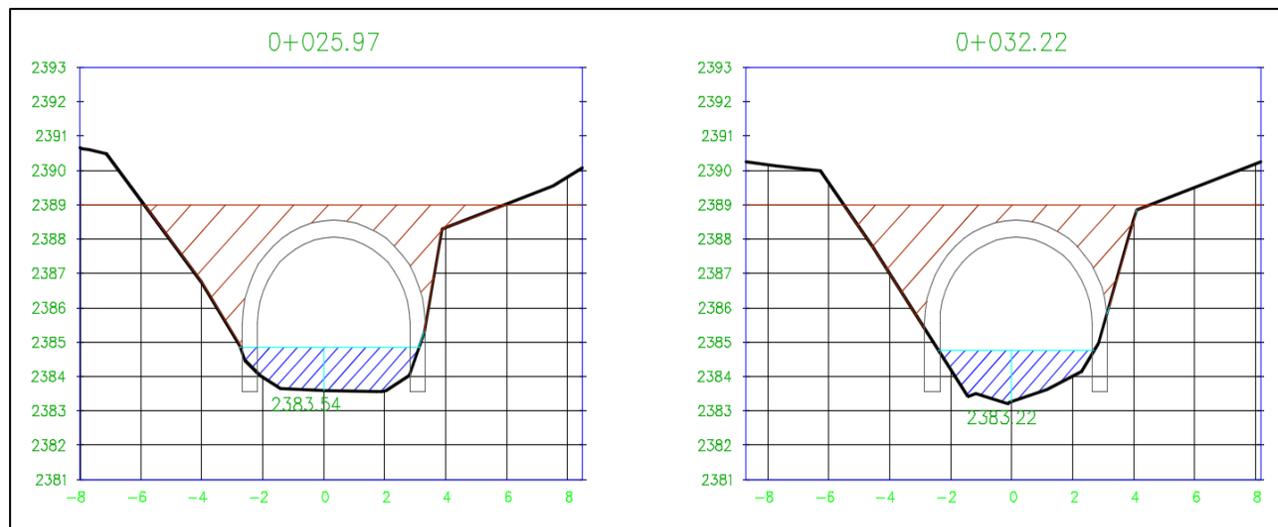


Figura 94. Sección transversal inicial y final del puente (Punto de Control)

Se considera una altura de 1,25 m para poder hallar el máximo caudal de 26,12 m³/s.

Con la ayuda del programa AutoCad se obtiene los datos de la sección como el área y el perímetro mojado de la sección transversal mostrada en la figura anterior.

Tabla 77

Datos iniciales para el cálculo del caudal

Ancho	5,93 m
Distancia (D)	6 m
Área sección transversal (A)	6,29 m ²
Perímetro mojado (P)	7,09 m
Coefficiente de rugosidad (n)	0.050
Cota máxima	2383,54
Cota mínima	2383,22
Pendiente de fondo (I)	0.053

Cálculo del Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{6,29 \text{ m}^2}{7,09 \text{ m}}$$

$$R = 0,89 \text{ m} < 1$$

Cálculo del coeficiente friccionado (C)

Su cálculo se realizó a través de la fórmula de Pablosky $C = \frac{1}{n} * R^y$

$$R < 1 \rightarrow y = 1,5 \sqrt{n}$$

$$y = 1,5 \sqrt{0.050}$$

$$y = 0,3354$$

$$C = \frac{1}{0.050} * (0,89)^{0.3354}$$

$$C = 19,21$$

Cálculo de la velocidad media (V media)

$$V_{media} = C * \sqrt{RI}$$

$$V_{media} = 19,21 * \sqrt{(0,89)(0,053)}$$

$$V_{media} = 4,17 \text{ m/s}$$

Cálculo del Caudal (Q)

$$Q = V_{media} * A_{transversal}$$

$$Q = 4,17 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 6,29 \text{m}^2$$

$$Q = 26,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método de Manning

$$Q = \frac{A_{transversal} \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I}}{n}$$

$$Q = \frac{6,29 \times 0,893^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{0,053}}{0,050} = 26,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

→ **Altura máxima de crecida = 1,25 m**

El galibo mínimo del puente es de 1,25 m de la máxima crecida, pero se tiene uno de 6 metros que satisface a plenitud el paso del máximo caudal por el punto de control.

3.4.9.3. Análisis de cargas

Para el análisis de cargas se considera carga muerta, carga viva, empujes de tierras y el efecto sísmico, las otras consideraciones al ser un puente de dimensión menor a 10 metros se les toma como nulas.

Carga Muerta

Está constituido por el peso propio de la estructura en el cual se considera el peso del puente, las protecciones, el peso del relleno y el peso del adoquín que se coloca como superficie de rodadura.

Peso de las protecciones

A continuación se diseña la baranda y columneta con las especificaciones de (AASHTO-LRFD, 2012)

Tabla 78*Datos Generales de la Baranda y Columneta*

Datos de las protecciones		
Baranda		Fórmulas
h	0,20 m	$s \leq 38 \text{ cm}$
b	0,25 m	
s	0,15 m	
Largo del Puente	6,0 m	
#Barandas	3	
htotal	1,05 m	
Ptotal-Bar	4,32 T	
Columneta		Fórmulas
b	0,30 m	$2,0 \text{ m} \leq S_{\text{Columneta}} \leq 2,4 \text{ m}$
h	0,30 m	
Scolumneta	2,0 m	
#Columnetas	3	$\# \text{Columnetas} = \frac{L_{\text{puente}}}{S_{\text{Columneta}}}$
Ptotal-Col	1,36 T	

Tabla 79*Fuerzas que se aplica en la Baranda y Columneta*

Fuerzas		
		Fórmulas
P(camión)	4,55 T	$\text{Si } h > 0,83\text{m} \rightarrow$
c	1,49 m	$P = c * P(\text{camión})$
P	6,76 T	$c = 1 + \frac{18,17 * h - 15,08}{8,23}$
P/baranda	2,25 T	
P'/baranda	0,56 T	$P_{/Baranda} = \frac{P}{\#Barandas} = Pb$
		$P' = \frac{P_{/Baranda}}{4} = Ps$

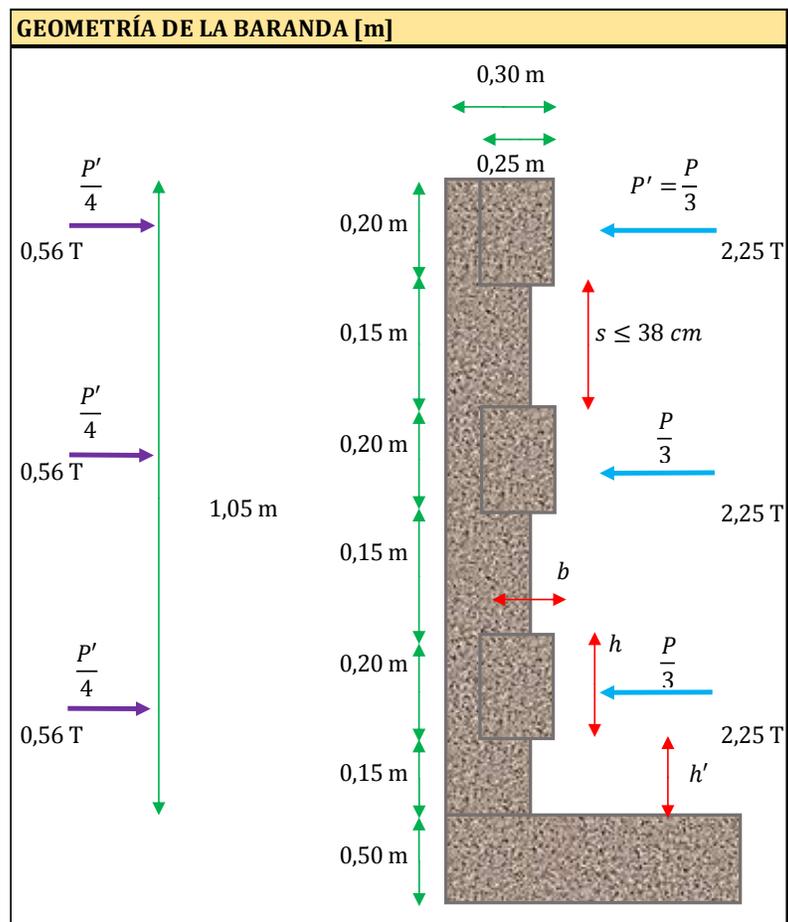


Figura 95. Geometría y fuerzas de la baranda

Tabla 80

Datos generales del puente

Datos Generales del Puente	
f'_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
Ancho del puente	6,8 m
Largo del Puente	6,0 m
Ancho vía	3,0 m
#vías	2,0 m
Vereda	0,4 m
Alto Vereda	0,5 m
Peso Total Vereda	2,88 T
Ppropio-Protecciones	8,56 T

Tabla 81*Factores de Mayoración*

Factores de Mayoración	
FM (Normal)	1,67
FM (Accidental)	1,00
FR	0,90
1 vías – –1,00	
2 vías – –0,90	
+3 vías – –0,75	
FI	0,30
$FI = \frac{50}{125 + 3,28L} \leq 0,30$	

Tabla 82*Diseño a Flexión de la Baranda*

Diseño a Flexión			
Diseño Baranda			
M+	0,75 T-m	Fórmulas	
FI-asumido	1,30	$M^+ = \frac{P_{Baranda} * L}{6}$	
Mu	1,90 T-m	$Mu = 1,3 * (FM * FI * FR * M^+)$	
b	20,0 cm	$\rho = \frac{0,85f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * 0,9 * f'c * b * d^2}} \right)$	
d	22,5 cm		
ρ	0,0053		
ρ_{min}	0,0033	Max	Min
As	2,37 cm ²	2,49	2,3
Armado de diseño			
#Varillas	3	$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \text{ ó } \rho_{min} = 1,3p$	
∅ Varilla	10 mm		
As calculado	2,36 cm ²	$As = b * d * \rho$	
Condición	CUMPLE		

Tabla 83*Diseño a corte de la Baranda*

Diseño a corte				
Diseño Baranda			Fórmulas	
Mcap	2,60 T-m		$M_{capacidad} = 1,25 \times f_y \times A_s \times \left(d - \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b} \right)$	
Vu	6,58 T			
Vc	19,5 kg/cm2		$V_u = 1,3 \times \left(FM * FI * FR * \frac{2M_{cap}}{L_{libre}} \right)$	
b	20,0 cm		$A_v = \#ramales * A_{varilla}$	
d	22,5 cm		$A_v = \frac{V_s * b * s}{f_y}$	
Vp	8,21 kg/cm2		$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$	
Vs	11,29 kg/cm2		$V_s = V_c - V_p$	
s	10 cm			
Av	0,54 cm2			
Avmin	1	EØ	8 mm	1,01 cm2

Tabla 84*Diseño a flexión de la Columneta*

Diseño a flexión				
Diseño Columneta				
M-	4,06 T-m		$M^- = P_b \left(\left[h' + \frac{h}{2} \right] + \left[h' + s + \frac{3h}{2} \right] + \left[h' + 2s + \frac{5h}{2} \right] \right)$	
Mu-	9,25 T-m			
M+	1,01 T-m		$M^+ = P_s \left(\left[h' + \frac{h}{2} \right] + \left[h' + s + \frac{3h}{2} \right] + \left[h' + 2s + \frac{5h}{2} \right] \right)$	
Mu+	2,31 T-m			
b	30,0 cm		$M_u = 1,3 * (FM * FI * FR * M^\pm)$	
d	27,5 cm		$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 * 0,9 * f'_c * b * d^2}} \right)$	
ρ-	0,0124			
ρ+	0,0028		$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = 1,3p \quad A_s = b * d * \rho$	
ρmin	0,0033	Max	Min	
As-	10,20 cm2	10,71	9,69	
As+	2,75 cm2	2,89	2,61	

Tabla 85*Armado a flexión de la Columneta*

Armado Negativa	
#Varillas	4
∅ Varilla	18 mm
As calculado	10,18 cm ²
Condición	CUMPLE
Armado Positiva	
#Varillas	4
∅ Varilla	10 mm
As 2	3,14 cm ²
Condición	CUMPLE

Tabla 86*Diseño a corte de la Columneta*

Diseño a corte				
Diseño Baranda		Fórmulas		
Mcap	12,36 T-m	$M_{capacidad} = 1,25 \times f_y \times A_s \times \left(d - \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b} \right)$		
Vu	28,21 T			
Vc	45,6 kg/cm ²	$V_u = 1,3 \times \left(FM * FI * FR * \frac{2M_{cap}}{L_{libre}} \right)$		
b	30,0 cm	$A_v = \#ramales * A_{varilla}$		
d	27,5 cm	$A_v = \frac{V_s * b * s}{f_y}$		
Vp	8,21 kg/cm ²	$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$		
Vs	37,37 kg/cm ²	$V_s = V_c - V_p$		
s	10 cm			
Av	2,67 cm ²			
Avmin	1	EØ	14 mm	3,08 cm ²

Las protecciones se reparten en un área de 6,8 m x 6,0 m y tiene un peso total de 7,12 T

$$\rightarrow \text{Protecciones} = 0,21 \text{ T/m}^2$$

Peso de los adoquines y base granular

Los adoquines están repartidos en un área de 6,8 m x 6,0 m y se considera un peso específico de 2,2 T/m³ como el del concreto, tiene además un espesor de 8 cm.

$$\rightarrow \text{Adoquines} = 0,18 \text{ T/m}^2$$

Para la base granular se tiene un espesor de 31 cm de grava con un peso específico de 2,4 T/m³, y una cama de arena de espesor 3 cm con un peso específico de 1,5 T/m³ lo cual nos da el siguiente resultado por metro cuadrado.

$$\rightarrow \text{Base Granular} = 0,53 \text{ T/m}^2$$

Peso del relleno

El análisis de cargas se lo realiza por dovelas por lo cual se calcula el peso de relleno que actúa en cada cara.

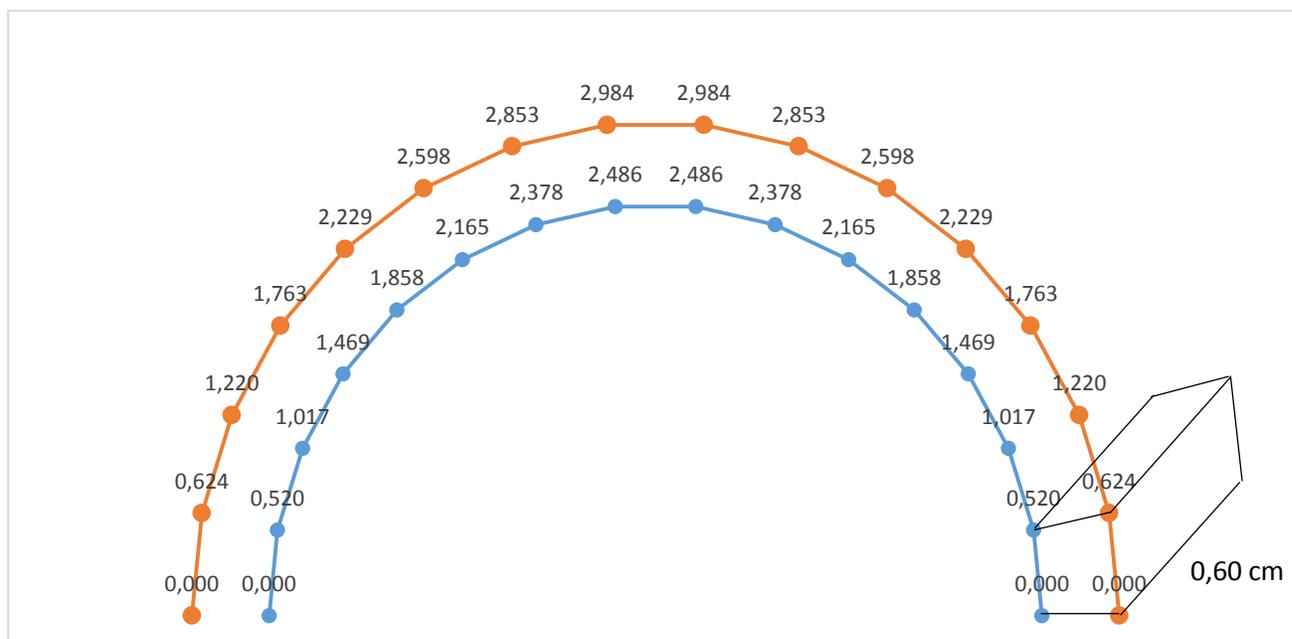


Figura 96. Geometría del arco

Al tener la geometría de las caras se procede a calcular el peso del relleno que actúa en cada una de ellas. El arco tiene un radio interno de 2,5 m y un radio externo de 3,0 m,

por otro lado la altura en la cara más superior del relleno es de 1,3 m y aumenta al descender en cada cara. La profundidad del arco es de 60 cm.

Finalmente se debe incluir el peso de los muros que se encuentran encima del puente y es utilizado para confinar el relleno sobre el puente el cual se tiene un peso total de 53,84 T, y repartidas en nuestra área de trabajo da como resultado un carga por metro cuadrado de 1,32 T/m²

→ **Peso CM** = 0,53 + 0,21 + 1,32 = 2,05 T/m²; *PD: La carga de adoquines va aparte*

Tabla 87

Cálculo del peso del relleno y carga muerta

Cara	Altura Bloque	Ancho análisis	Ángulo V	Ángulo H	Altura media	P/m ² - Relleno	P/m ² CM
1	0,62	0,07	84,00	6,00	3,99	6,38	8,44 T/m ²
2	0,60	0,19	72,00	18,00	3,38	5,40	7,46 T/m ²
3	0,54	0,31	60,00	30,00	2,81	4,49	6,55 T/m ²
4	0,47	0,42	48,00	42,00	2,30	3,69	5,74 T/m ²
5	0,37	0,51	36,00	54,00	1,89	3,02	5,07 T/m ²
6	0,26	0,57	24,00	66,00	1,57	2,52	4,57 T/m ²
7	0,13	0,61	12,00	78,00	1,38	2,21	4,27 T/m ²
8	0,00	0,63	0,00	90,00	1,30	2,11	4,16 T/m ²
9	0,13	0,61	12,00	78,00	1,38	2,21	4,27 T/m ²
10	0,26	0,57	24,00	66,00	1,57	2,52	4,57 T/m ²
11	0,37	0,51	36,00	54,00	1,89	3,02	5,07 T/m ²
12	0,47	0,42	48,00	42,00	2,30	3,69	5,74 T/m ²
13	0,54	0,31	60,00	30,00	2,81	4,49	6,55 T/m ²
14	0,60	0,19	72,00	18,00	3,38	5,40	7,46 T/m ²
15	0,62	0,07	84,00	6,00	3,99	6,38	8,44 T/m ²

Carga Viva

Como se indica en (Romo Proaño, 2015) en su libro de Diseño de Puentes “la carga viva móvil es generalmente especificada mediante camiones y trenes de carga idealizados, o cargas distribuidas equivalentes con ejes de cargas concentradas; además existen las cargas vivas provenientes de la presencia de peatones.”

Existen diversos tipos de cargas móviles que actúan sobre los componentes de los puentes, como por ejemplo: camiones de 3 ejes, camiones tándem de 2 ejes y cargas distribuidas equivalentes al flujo vehicular.

Debido a la dimensión del puente el camión tándem de 2 ejes es el más crítico dentro del análisis estructural (menores a 6 metros), es importante tomar en cuenta que para el remolque de 2 ejes también debe incluir una Carga de Impacto (FI), que es un porcentaje de la carga del camión tándem, pero no de la carga distribuida.

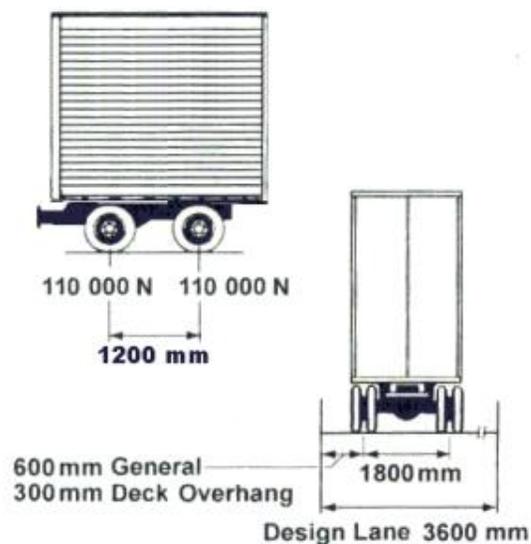


Figura 97. Camión Tándem 2 Ejes

Fuente: (Romo Proaño, 2015)

De acuerdo a (AASHTO-LRFD, 2012), “cada carril del puente estará sometido a la acción de uno de los camiones (de 3 ejes o de 2 ejes) combinado con la carga distribuida

de carril, ubicando dichas cargas en los sitios que produzcan las máximas solicitaciones y los máximos esfuerzos. La carga distribuida se puede ubicar también en el sector donde actúan las cargas concentradas de los camiones.”

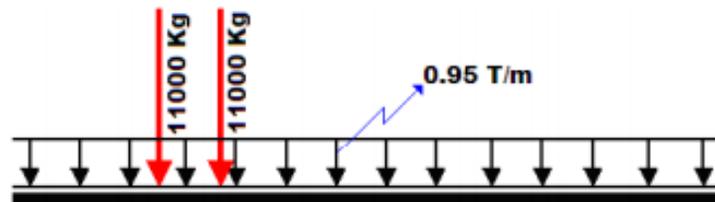


Figura 98. Cargas aplicadas camión HL-93

Fuente: (Romo Proaño, 2015)

Carga vehicular HL-93: “Es la combinación de los camiones de 2 o 3 ejes, y la carga distribuida (en versiones anteriores del código ASSHTO se utilizaban la triple carga vehicular concentrada, y la carga distribuida con una única carga concentrada como condiciones de carga independientes). La superposición del camión de 3 ejes con la carga distribuida en la misma zona proporciona un camión equivalente de 41 T de peso.” (Romo Proaño, 2015)

Carga de Carril MOP (HS25 equivalente): “De manera similar al camión HS-MOP, el Ministerio de Obras Públicas del Ecuador estableció en 2002 una carga distribuida por carril un 25% superior a la carga del código AASHTO tradicional (HS25 equivalente) de 1.19 T/m ($0.95 \times 1.25 = 1.19$) como carga alternativa al camión HS-MOP, acompañado de una carga concentrada móvil igualmente un 25% superior a la carga concentrada del código AASHTO vigente a fines de los noventa, de 10215 Kg para momentos flectores y 14755 Kg para cortante ($8172 \times 1.25 = 10215$; $11804 \times 1.25 = 14755$).” (Romo Proaño, 2015)

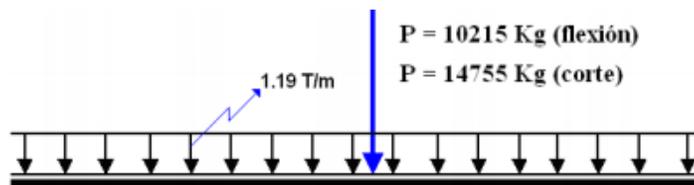


Figura 99. Cargas aplicadas camión HS-MOP

Fuente: (Romo Proaño, 2015)

Tabla 88

Cargas aplicadas en el análisis de carga viva

DATOS GENERALES	
L	6,00 m
b apoyo	60 cm
P	11 T
w	0,95 T/m

Debido a la carga viva móvil se trabaja con la teoría de líneas de influencia con la cual se determina el sector más crítico en donde se va a colocar las cargas. Para este problema se va trabajar con el camión HL-93 (el de 2 ejes) y con el HS25 (tren de cargas + carga puntual)

HS25

$$M_4 = \frac{w * L^2}{8} + \frac{P * L}{4}$$

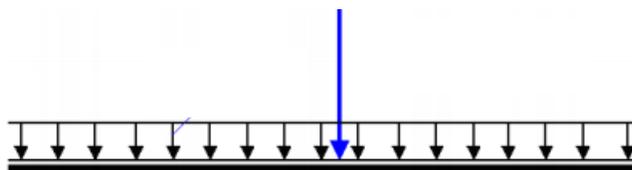


Figura 100. Camión HS25

Este camión considera una carga distribuida y una carga puntual para su análisis.

HL-93

$$M_1 = \frac{P(L/2 - 1,2)}{2} + \frac{P * L}{4} \quad M_2 = \frac{P * L}{4} + \frac{P(L/2 - 1,2)}{2} \quad M_3 = \frac{P(L/2 - 0,6)}{2} + \frac{P(L/2 - 0,6)}{2}$$

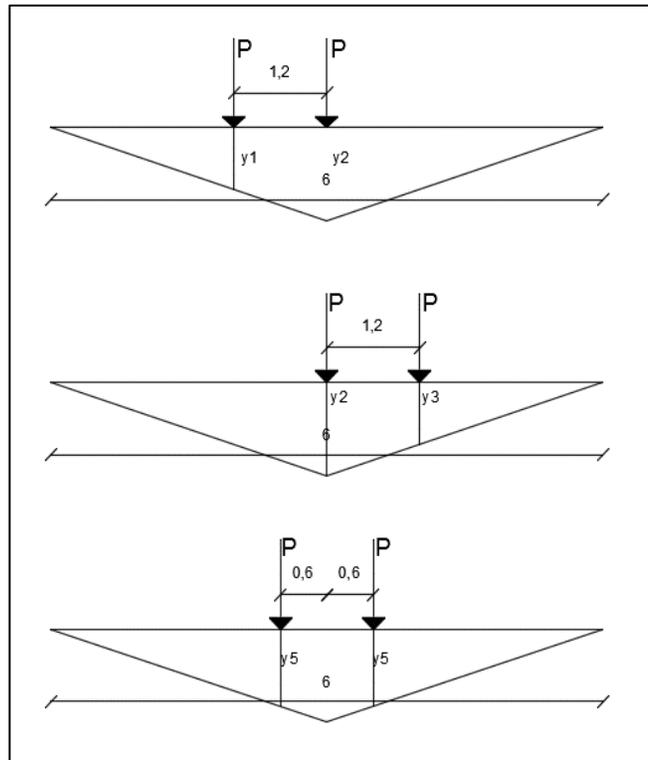


Figura 101. Caso de aplicación de carga

En los gráficos se especifica las 3 formas en la que el camión puede llegar al centro del puente y en base a esto se procede a calcular cual es el más crítico.

Tabla 89

Momentos máximos según el tipo de camión

Momentos de Carga Viva							
	X	L-X	M1	M2	M3	M4	Mmax
Crítica	1	5,00	5,50	5,50	11,00	10,94	11,00
L/10	0,60	5,40	3,30	3,30	6,60	8,60	8,60
2L/10	1,2	4,80	6,60	6,60	13,20	11,96	13,20
3L/10	1,8	4,20	13,20	26,40	19,80	14,36	26,40
4L/10	2,4	3,60	19,80	26,40	26,40	15,80	26,40
L/2	3	3,00	26,40	26,40	26,40	16,28	26,40

Debido a uniformidad de las cargas y las equidistancias entre ellas en los 3 casos se tiene que el momento máximo es igual, por lo cual se ha tomado para la repartición de cargas el siguiente caso.

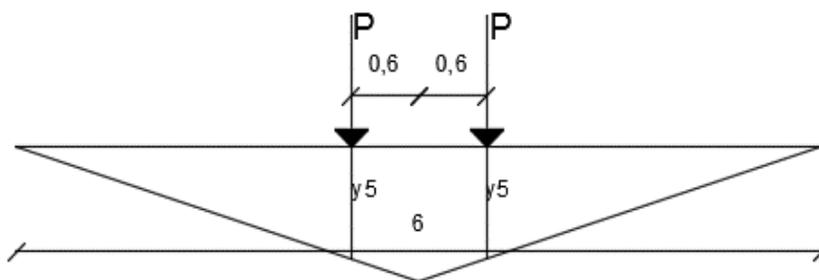


Figura 102. Gráfico del momento máximo

Existe una distancia de 1,3 metros entre la vía donde se aplican las cargas y la estructura del puente por ello se necesita distribuir la carga puntal hacia el puente como una carga distribuida como se indica en la siguiente imagen.

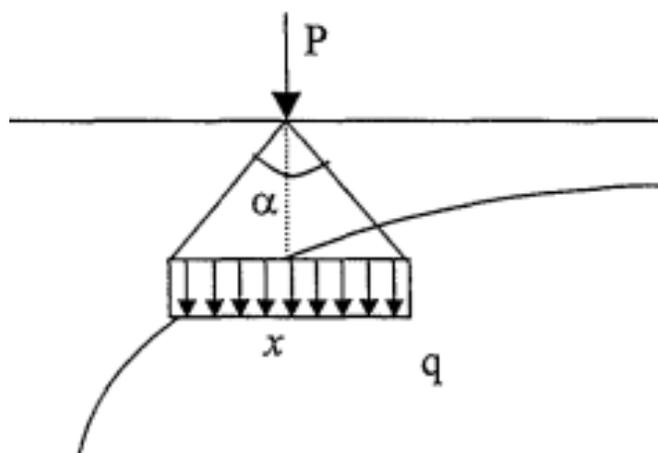


Figura 103. Distribución de carga puntal hacia la estructura

Fuente: (Martín-Caro Álamo, 2001)

En la tesis doctoral de (Martín-Caro Álamo, 2001) se indica que “una carga puntal aplicada en la superficie se convierte en una carga uniformemente repartida q aplicada sobre una longitud x de bóveda. La longitud x se calcula trazando la vertical en el punto

de aplicación de la carga, en el punto donde esta recta corte con la bóveda se traza una recta horizontal. La longitud viene definida por el tramo de recta horizontal comprendido entre los puntos de corte de las rectas del cono de reparto (α) y la recta horizontal. Dentro de este primer grupo el ángulo de reparto α puede tomar valores que se encuentran limitados entre $30^\circ < \alpha < 45^\circ$

Finalmente debido al análisis estructural planteado se hizo con dovelas de 60 cm, por lo cual se debe repartir la carga viva y añadir el factor de impacto. Para repartir la carga se utiliza al igual que para vigas la siguiente ecuación:

$$f = \frac{s}{3,00 \text{ m}}$$

Donde:

s : equidistancia transversal entre vigas consecutivas del tablero

f : Fracción del peso del camión HL – 93 y carga distribuida de carril

Tabla 90

Datos de la carga viva móvil

Relleno	
Altura Inicial	1,3 m
Ysuelo (T/m3)	1,6 m
Longitud de Influencia (x)	2,25 m
Carga Puntual	11 T
Carga(T/m2)	8,14
Mmax	M3
Factores	
Factor de reducción de carga viva (f)	0,2
Ancho del Carril	3
Separación entre dovelas	0,6
Factor de impacto	1,30

Tabla 91*Carga Viva Móvil por cara*

Bloque	x	Carga puntual 1	Carga puntual 2	Tren	Caso 1
1	-2,93	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
2	-2,74	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
3	-2,43	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
4	-2,01	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
5	-1,50	2,12	0,00	0,32	2,43 T/m2
6	-0,93	2,12	2,12	0,32	4,55 T/m2
7	-0,31	2,12	2,12	0,32	4,55 T/m2
8	0,00	2,12	2,12	0,32	4,55 T/m2
9	0,31	2,12	2,12	0,32	4,55 T/m2
10	0,93	2,12	2,12	0,32	4,55 T/m2
11	1,50	0,00	2,12	0,32	2,43 T/m2
12	2,01	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
13	2,43	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
14	2,74	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2
15	2,93	0,00	0,00	0,32	0,32 T/m2

Empuje de tierras

“En las estructuras que retienen tierra, se considera el efecto de la presión del suelo de acuerdo al estudio de geotecnia. La AASHTO recomienda utilizar la fórmula de Rankine, sin embargo, el empuje no será menor que el equivalente a la presión de un fluido de 500 kg/m3.

Para determinar la presión del suelo durante sismos se recomienda utilizar el procedimiento desarrollado por Mononobe Okabe.” (AASHTO-LRFD, 2012)

Para el empuje de tierras se tiene en cuenta los valores de ángulos de fricción y cohesión que se determinó anteriormente en el estudio de suelos.

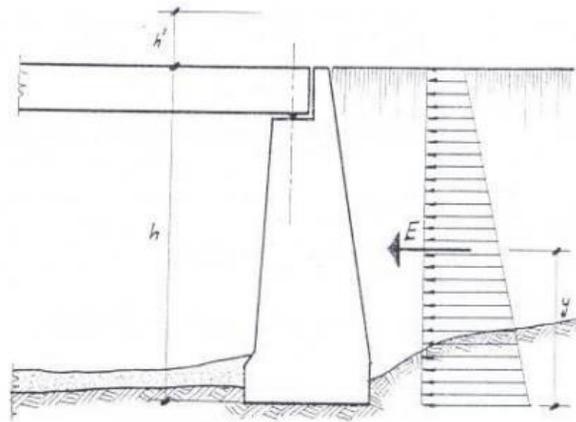


Figura 104. Presión Lateral del suelo en estructura de soporte

Fuente: (AASHTO-LRFD, 2012)

Tabla 92

Datos generales para el cálculo de empujes

Datos Generales del Suelo	
ϕ (grados)=	28
Cohesión (T/m ²)=	2,30
γ_{suelo} (T/m ³)=	1,60
γ_{mamp} (T/m ³)=	2,40
γ_{agua} (T/m ³)=	1,00
Profu-agua (m)=	6,00
Hsobrec (m)=	0,60
μ (coef. fricción)=	0,60

Coefficiente de empuje activo y pasivo

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0,361, \text{ Coeficiente de empuje activo}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2,77, \text{ Coeficiente de empuje pasivo}$$

Empuje Activo y Pasivo

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_{\text{suelo}} h^2 K_a$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_{\text{suelo}} h^2 K_p$$

Tabla 93*Presión de Tierra sobre la estructura*

Dovela	Hmuro	Prof. Dovela	Presión suelo $Y_s \cdot h \cdot K_a$	Presión cohesión $2 \cdot C \cdot k_a^{0,5}$	Presión Agua $(Y_w/2) \cdot h$	Presión Sobrecarga $Y_s \cdot h \cdot K_a$	Presión Total
#		(m)	(T/m ²)	(T/m ²)	(T/m ²)	(T/m ²)	(T/m ²)
0	1,30	1,316	0,760	-2,764	0,000	0,347	-1,657
1	0,13	1,382	0,798	-2,764	0,000	0,347	-1,619
2	0,26	1,574	0,909	-2,764	0,000	0,347	-1,508
3	0,37	1,886	1,090	-2,764	0,000	0,347	-1,328
4	0,47	2,304	1,331	-2,764	0,000	0,347	-1,087
5	0,54	2,808	1,622	-2,764	0,000	0,347	-0,795
6	0,60	3,378	1,951	-2,764	0,000	0,347	-0,466
7	0,62	3,988	2,304	-2,764	0,000	0,347	-0,114
8	0,40	4,500	2,599	-2,764	0,000	0,347	0,182
9	0,40	4,900	2,831	-2,764	0,000	0,347	0,413
10	0,40	5,300	3,062	-2,764	0,000	0,347	0,644
11	0,40	5,700	3,293	-2,764	0,000	0,347	0,875
12	0,40	6,100	3,524	-2,764	0,050	0,347	1,106
13	0,40	6,500	3,755	-2,764	0,250	0,347	1,337
14	0,40	6,900	3,986	-2,764	0,450	0,347	1,568
15	0,40	7,300	4,217	-2,764	0,650	0,347	1,800

Efecto Sísmico

“El análisis dinámico se realiza incorporando modelos de interacción suelo-estructura y espectros de respuesta sísmica basados en estudios de riesgo sísmico específicos o generales, de acuerdo a la importancia del puente que se está diseñando. Los espectros de respuesta se pueden definir en función de la aceleración básica en la roca profunda, y el suelo a través del cual se propagan las ondas hasta llegar a la estructura.” (Romo Proaño, 2015)

Determinación del coeficiente de respuesta sísmica

$$C_{sm} = \frac{1,2A \times S}{T_m^{2/3}} \leq 2,5A$$

Donde:

C_{sm} : Coeficiente de respuesta sísmica para el modo de vibración "m"

T_m : Período de vibración del modo men segundos

A : Coeficiente de aceleración sísmica

S : Coeficiente de sitio

Zonificación sísmica y factor de zona z (A)

“La zonificación sísmica la cual pertenece este proyecto es QUITO, el factor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. La proyección del sismo tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años” (NEC-SE-DS 3.1.1).

Tabla 94

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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-SE-DS, 2015)

$$z = 0,4$$

Tabla 95

Coeficiente de sitio S

Coeficiente de Sitio	Tipo de Perfil de Suelo			
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

Fuente: (Romo Proaño, 2015)

En el código (AASHTO-LRFD, 2012) existen 4 tipos de suelos y el que más se asemeja al caso de estudio es el suelo Tipo II, debido a que dentro de este se contemplan suelos cohesivos rígidos. Y este se asemeja al tipo C de nuestra NEC-SE-DS.

$$S = 1,2$$

El último parámetro es el periodo fundamental de la estructura el cual se calcula según la norma (NEC-SE-DS, 2015) debido a que el arco se asemeja a un pórtico de hormigón armado.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de estructura

h_n : Altura de la estructura, medida desde la base de la estructura (m)

α : Coeficiente de variación

Tabla 96

Coeficientes para determinar el período fundamental

Tipo de estructura	Ct	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras	0,055	0,75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$T = 0.055 * 6.2^{0.9} = 0,28 \text{ s}$$

$$\rightarrow C_{sm} = \frac{1,2(0.4) \times 1.2}{0.28_m^{2/3}} = 1,35 \leq 1 \rightarrow C_{sm} = 1$$

Espectro de diseño

Para determinar el espectro de diseño se utiliza las tablas de la NEC-SE-DS.

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.11 * \frac{1.11}{1.20} = 0,10s$$

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

$$T_c = 0.55 * 1.11 * \frac{1.11}{1.20} = 0,56 s$$

Tabla 97

F_a (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1,0	0,85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 98

F_d (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 99*F_s (Comportamiento no lineal de los suelos)*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

“Las fuerzas que se obtienen con un espectro de respuesta elástico deben ser modificadas para tomar en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal cuando el sismo es severo. Las fuerzas sísmicas espectrales se deben dividir por el factor de modificación de respuesta R” (AASHTO-LRFD, 2012)

Tabla 100*Factor de modificación de Respuesta*

Factor de modificación de Respuesta: R	
Subestructura	
Pilar tipo muro	2,0
Columna Simple	3,0
Columna aponicadas dúctiles	5,0
Conexiones	
Superestructura a estribo	0,8
Superestructura a pilar	1,0
Columna o pilar a cimentación	1,0

Fuente: (AASHTO-LRFD, 2012)

Tabla 101*Espectro Elástico de Diseño*

Espectro elástico de diseño en aceleraciones (NEC-15)				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Zonificación Sísmica		V		Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador		Sierra		Sec.3.3.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0,40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	n	2,48	s.u	Sec.3.3.1
Coefficiente Ct	Ct	0,055	s.u	Sec.6.3.3
Altura total del elemento	hn	6,20	s.u	Planos
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0,90	s.u	Sec.6.3.3
Periodo Fundamental Método 1	T1	0,28	s	
Periodo Fundamental Método 2	T2	0,37	s	
Tipo de Suelo		C		Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de sitio Fa	Fa	1,20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
Factor de sitio Fd	Fd	1,11	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
Factor de comportamiento inelástico	Fs	1,11	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Aceleración de la gravedad	g	9,81	m/s ²	
Período Natural de Vibración	Tx	1,00	seg	
	Ty	1,00	seg	
Periodo Límite en T=To	To	0,10	seg	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0,56	seg	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=TL	TL	2,66	seg	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	Csm	1,00	g	Sec.3.3.1
Porcentaje de reducción de espectro	R	0,33	s.u	

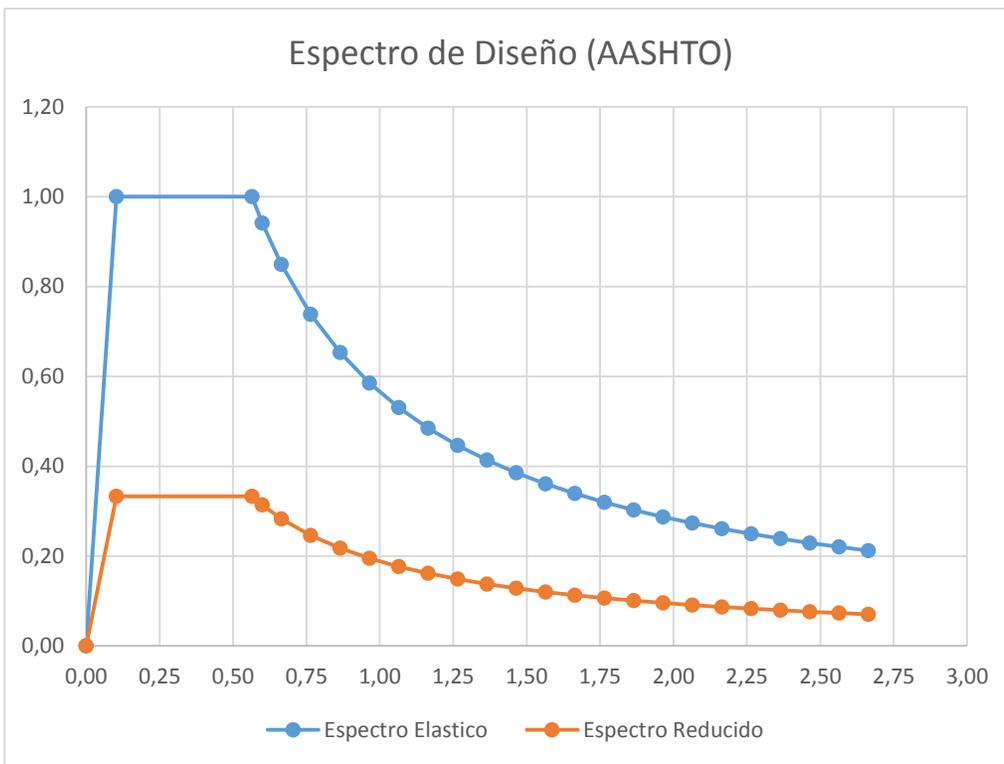


Figura 105. Grafico del espectro elástico y de diseño (AASHTO)

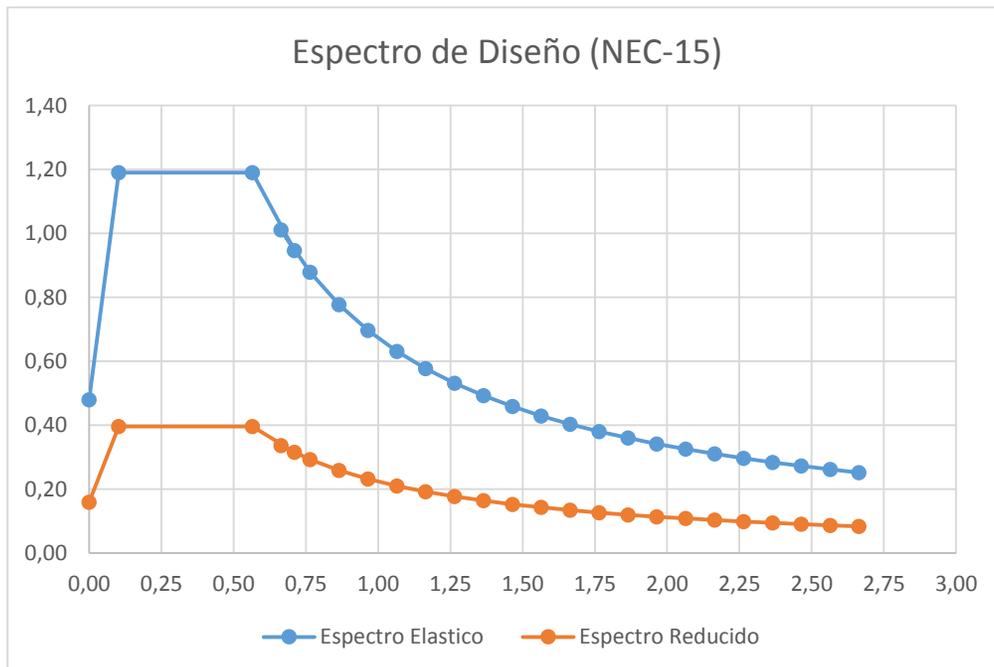


Figura 106. Grafico del espectro elástico y de diseño (NEC-15)

Al realizar una comparativa entre el espectro de la NEC y de la AASHTO podemos notar que el espectro de la NEC es mayor, pero esto se debe a que el valor de coeficiente sísmico para puentes Csm debe ser menor que 2,5A lo que reduce de 1,35 a 1,0 el valor de la aceleración espectral pico, mientras que la NEC se mantiene el 1,19. Al reducir el espectro elástico, tenemos un espectro de diseño de 0,33 con el cual se trabaja en este proyecto.

Dimensión mínima de la clave

Una vez que se tiene las cargas que se aplican a nuestro modelo matemático se procede a determinar si la sección de la clave cumple con las especificaciones mínimas según la AASHTO, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$t_c = \frac{\sqrt{L}}{69} + \frac{L}{120} + \frac{q}{120} + \frac{g_c}{230}$$

Donde:

t_c : *Espesor de la clave en metros*

L = *Luz del arco en metros*

q = *sobrecarga en Kn/m²*

g_c = *Carga muerta en la clave en Kn/m²*

$$t_c = \frac{\sqrt{6}}{69} + \frac{6}{120} + \frac{15}{120} + \frac{41.6 + 1.8 + 13}{230} = 0.45cm$$

El espesor de nuestra clave es de 0.60 m por lo cual cumple con las especificaciones mínimas.

3.4.9.4. Combinación de Cargas

“Los puentes deberán diseñarse para resistir diferentes combinaciones de cargas con niveles de seguridad apropiados para cada caso, que se basan en la probabilidad de ocurrencia de acciones simultáneas correspondientes a cada tipo de carga. Las combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales de los puentes

son mayoradas en LRFD (Load and Resistance Factor Design), y se comparan con la capacidad última resistente.” (Romo Proaño, 2015)

Las combinaciones que se utiliza son las siguientes:

$$Comb_1 = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$$

$$Comb_2 = 1.25DC + 1.5DW + 1.0WA + EQx + 0.3EQy$$

$$Comb_3 = 1.25DC + 1.5DW + 1.0WA + EQy + 0.3EQx$$

$$Comb_4 = 1.25DC + 1.5DW + 1.35E + 1.75(IM + LL)$$

Donde:

DC: Carga Muerta

DW: Carga superficie de Rodadura

LL + IM: Carga Viva + Impacto

EQ: Carga del sismo

E: Empuje de tierras

WA: Empuje del agua

3.4.9.5. Modelamiento en SAP2000

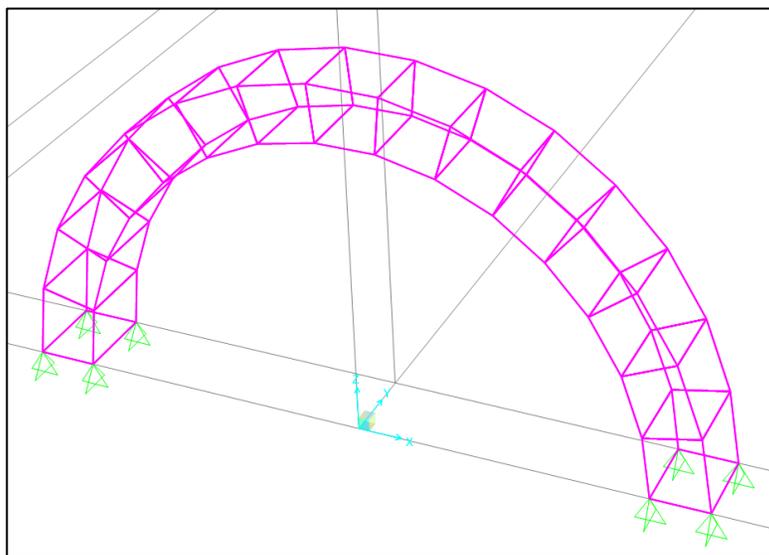


Figura 107. Modelamiento del arco del puente

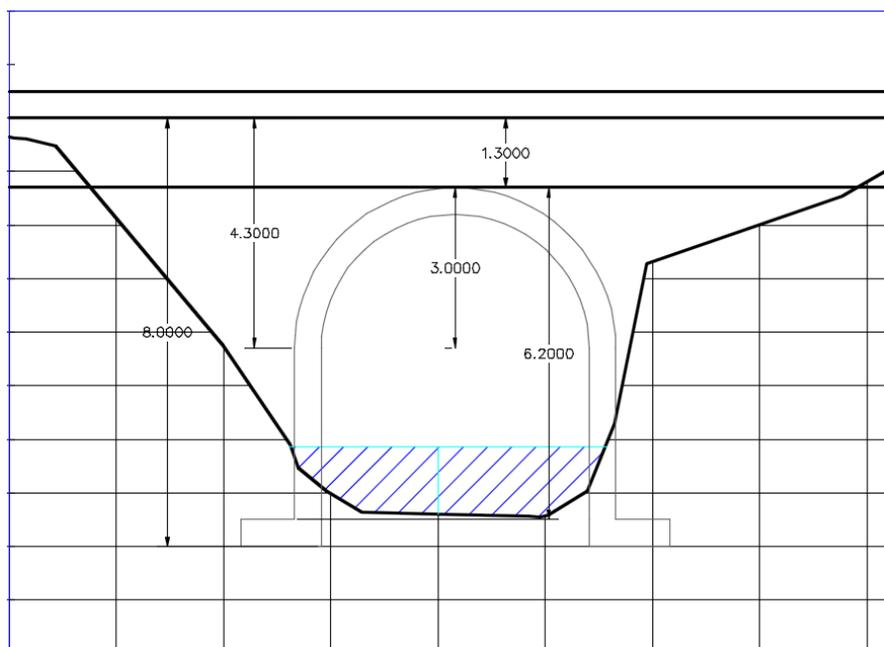


Figura 108. Dimensiones del puente

Resumen de cargas aplicadas

Tabla 102

Resumen de las presiones aplicadas en las caras del arco

Bloque	DC (T/m ²)	DW(T/m ²)	LL (T/m ²)	E (T/m ²)	WA (T/m ²)
1	8,44	0,18	0,32	-0,11	0,00
2	7,46	0,18	0,32	-0,47	0,00
3	6,55	0,18	0,32	-0,80	0,00
4	5,74	0,18	0,32	-1,09	0,00
5	5,07	0,18	2,43	-1,33	0,00
6	4,57	0,18	4,55	-1,51	0,00
7	4,27	0,18	4,55	-1,62	0,00
8	4,16	0,18	4,55	-1,66	0,00
9	4,27	0,18	4,55	-1,62	0,00
10	4,57	0,18	4,55	-1,51	0,00
11	5,07	0,18	2,43	-1,33	0,00
12	5,74	0,18	0,32	-1,09	0,00
13	6,55	0,18	0,32	-0,80	0,00
14	7,46	0,18	0,32	-0,47	0,00
15	8,44	0,18	0,32	-0,11	0,00

La cohesión nos genera presiones negativas, pero estas no existen en la realidad por lo cual se les toma como 0.

Capturas del modelamiento

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box. It is divided into three main sections: 'General Data', 'Weight and Mass', and 'Isotropic Property Data'.
 - **General Data:** Material Name and Display Color is 'mamposteria-piedra' with a red color swatch. Material Type is 'Other'. Material Grade is empty. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
 - **Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2,6. Mass per Unit Volume is 0,2651. Units are set to 'Tonf, m, C'.
 - **Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is 3000000. Poisson, U is 0,3. Coefficient Of Thermal Expansion, A is 1,170E-05. Shear Modulus, G is 1153846,2.

Figura 109. Propiedad del material (Mampostería de piedra)

Para realizar el modelamiento se incorpora una sección de sólido, simulando a la mampostería de piedra.

The screenshot shows the 'Solid Property Data' dialog box. It is divided into two main sections: 'Property Name' and 'Material'.
 - **Property Name:** Property Name is 'mamposteria'. Section Notes has a 'Modify/Show...' button. Display Color is a magenta color swatch.
 - **Material:** Material Name is 'mamposteria-piedra' with a '+' button and a dropdown arrow. Material Angle A, B, and C are all set to 0.

Figura 110. Propiedades del sólido modelado

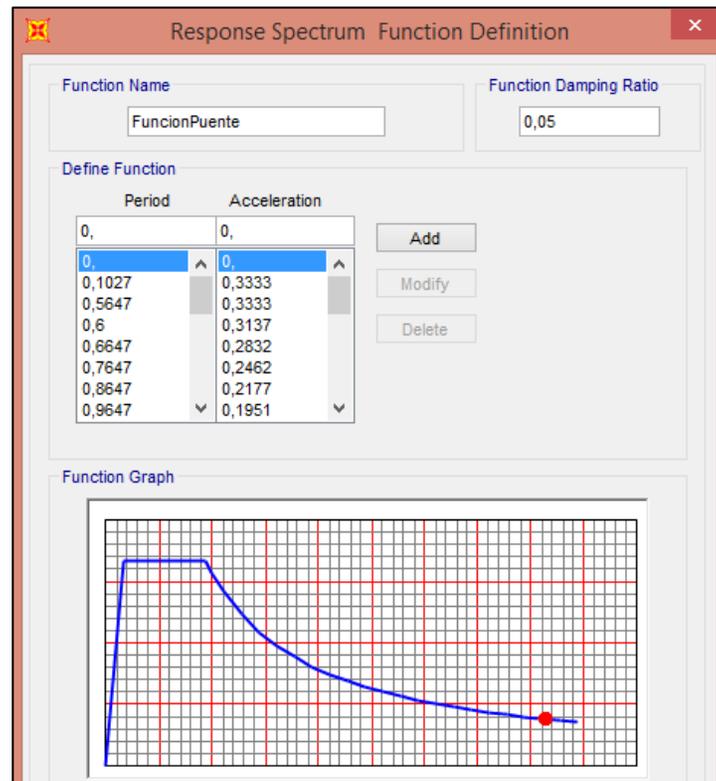
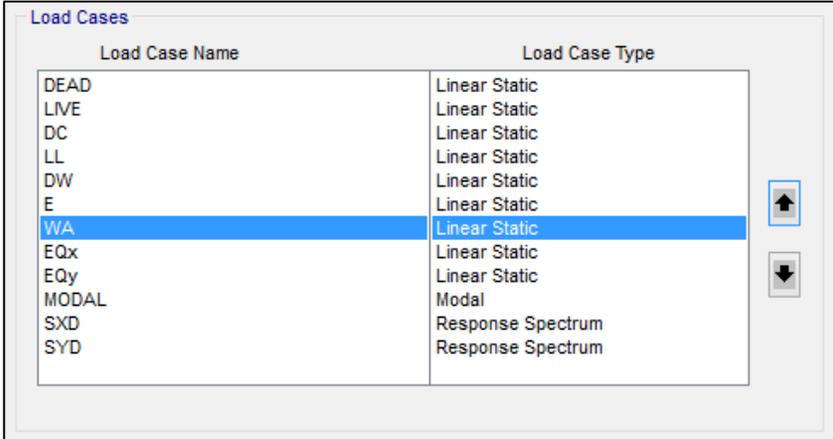


Figura 111. Espectro de diseño insertado en el SAP2000

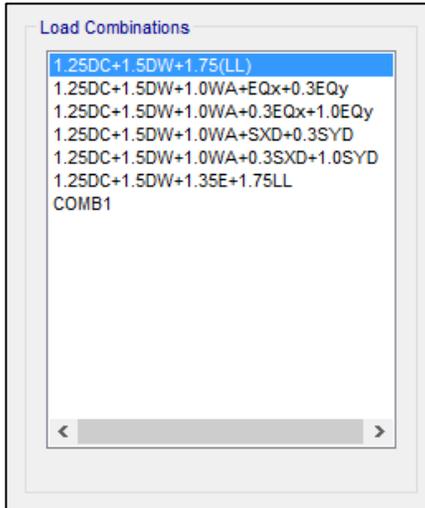
Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DC	Dead	1	
DC	Dead	1	
LL	Live	0	
EQx	Quake	0	User Coefficient
EQy	Quake	0	User Coefficient
DW	Dead	1	
E	Dead	1	
WA	Dead	1	

Figura 112. Patrones de carga insertadas en el programa



Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
LIVE	Linear Static
DC	Linear Static
LL	Linear Static
DW	Linear Static
E	Linear Static
WA	Linear Static
EQx	Linear Static
EQy	Linear Static
MODAL	Modal
SXD	Response Spectrum
SYD	Response Spectrum

Figura 113. Casos de cargas insertadas en el programa



Load Combination
1.25DC+1.5DW+1.75(LL)
1.25DC+1.5DW+1.0WA+EQx+0.3EQy
1.25DC+1.5DW+1.0WA+0.3EQx+1.0EQy
1.25DC+1.5DW+1.0WA+SXD+0.3SYD
1.25DC+1.5DW+1.0WA+0.3SXD+1.0SYD
1.25DC+1.5DW+1.35E+1.75LL
COMB1

Figura 114. Combinaciones de cargas aplicadas

Resultados

Dentro del análisis estructural el valor más crítico es la tracción que soporta el elemento estructural. Por ello se tiene un cuidado especial, y se busca dimensiones que proporcione esfuerzos de tracción que satisfagan las solicitudes de las cargas impuestas.

El análisis de cargas que se realizó en ítems anteriores nos proporciona la presión que soporta cada una de las caras como se muestra en el siguiente gráfico:

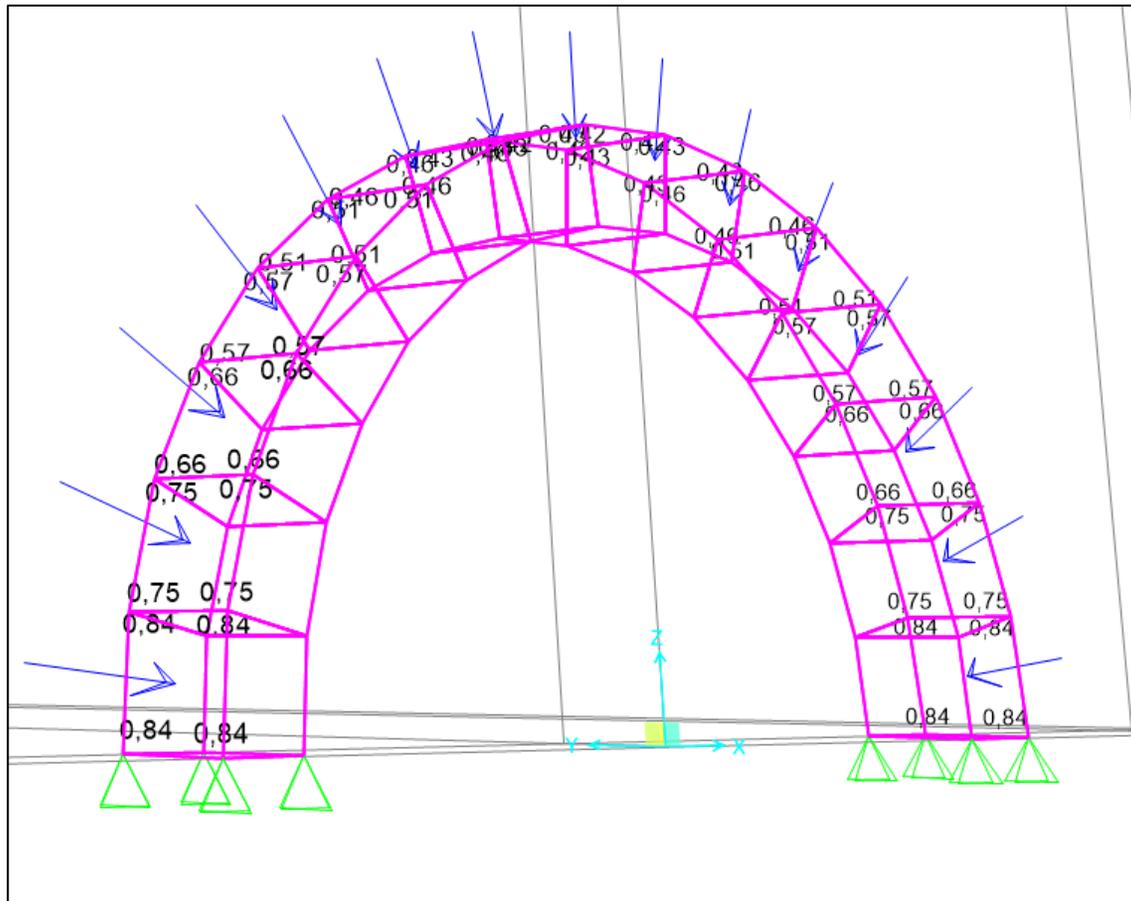


Figura 115. Cargas aplicadas en las caras del arco

Una vez ingresado todos los casos de cargas dentro del programa, se ejecuta y analiza los resultados obtenidos de cada combinación de carga teniendo en cuenta que no supere los valores admisibles de compresión y tracción de la estructura. Las fórmulas para los valores admisibles están en los apuntes del ingeniero Ernesto Pro (Pro, 2012) y con las cuales se obtuvo los siguientes resultados:

$$\sigma_c = \text{esfuerzo máximo compresión} = 0,85 \cdot \phi \cdot f'_c = 0,85 \cdot 0,65 \cdot 240 = -132,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \text{esfuerzo máximo de tracción} = 1,3 \cdot \phi \cdot f'_c^{0,5} = 1,3 \cdot 0,65 \cdot 240^{0,5} = 13,09 \text{ kg/cm}^2$$

Ya que se tiene los valores límites, se analiza si los resultados de las diferentes combinaciones se encuentran dentro de este rango.

Arco

Todos los rangos que se muestran en las imágenes están en kg/cm²

$$Comb_1 = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$$

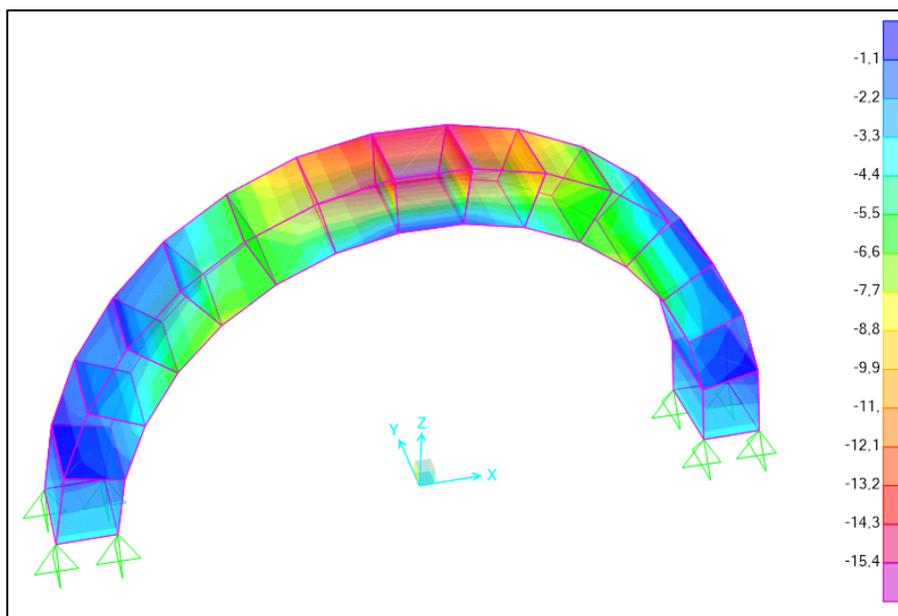


Figura 116. Esfuerzos del arco de la primera combinación

$$Comb_2 = 1.25DC + 1.5DW + 1.0WA + EQx + 0.3EQy$$

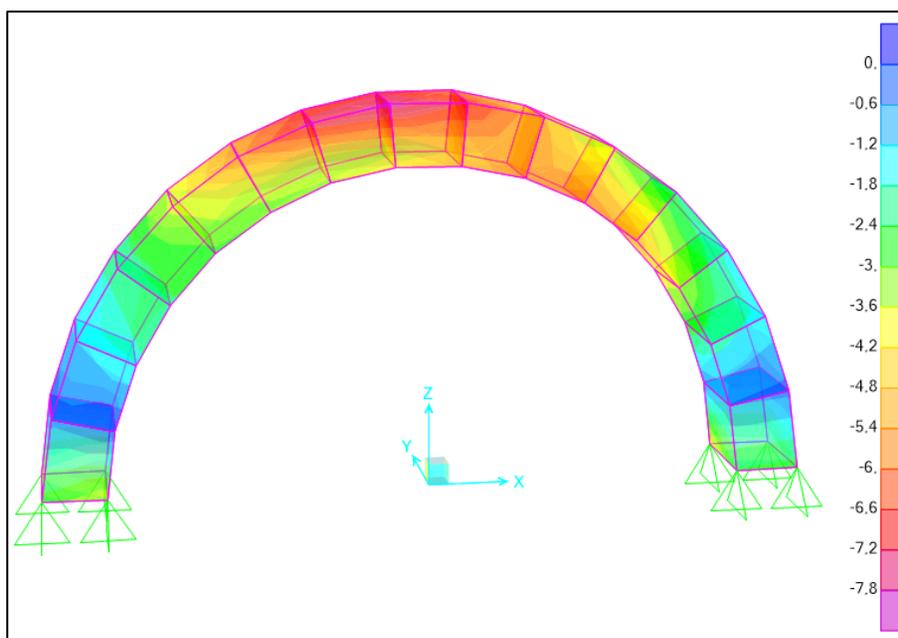


Figura 117. Esfuerzos del arco de la segunda combinación

$$Comb_3 = 1.25DC + 1.5DW + 1.0WA + EQy + 0.3EQx$$

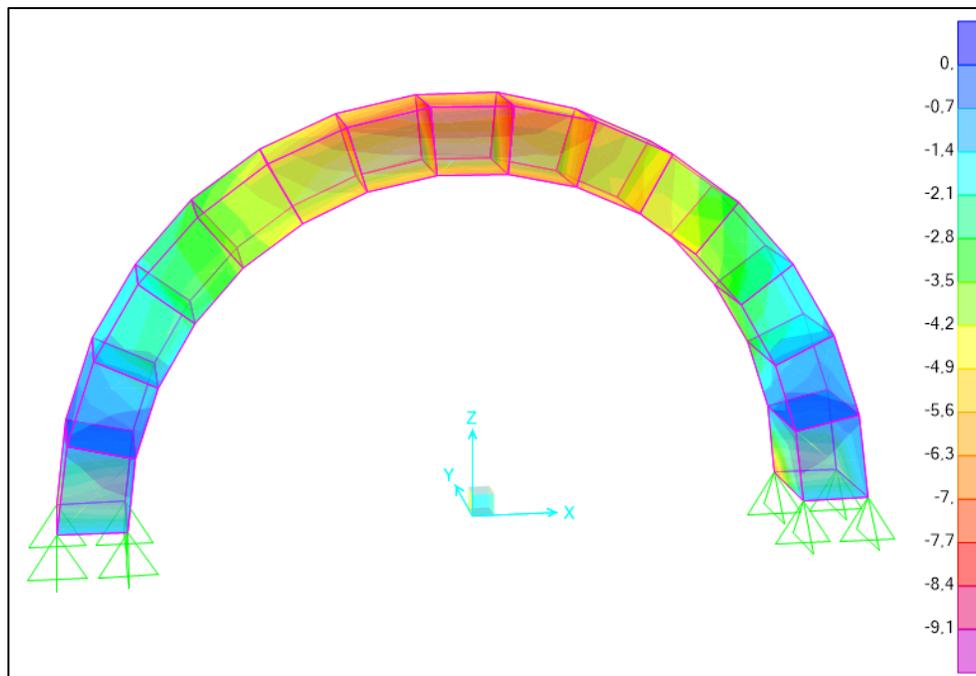


Figura 118. Esfuerzos del arco de la tercera combinación

$$Comb_4 = 1.25DC + 1.5DW + 1.35E + 1.75(IM + LL)$$

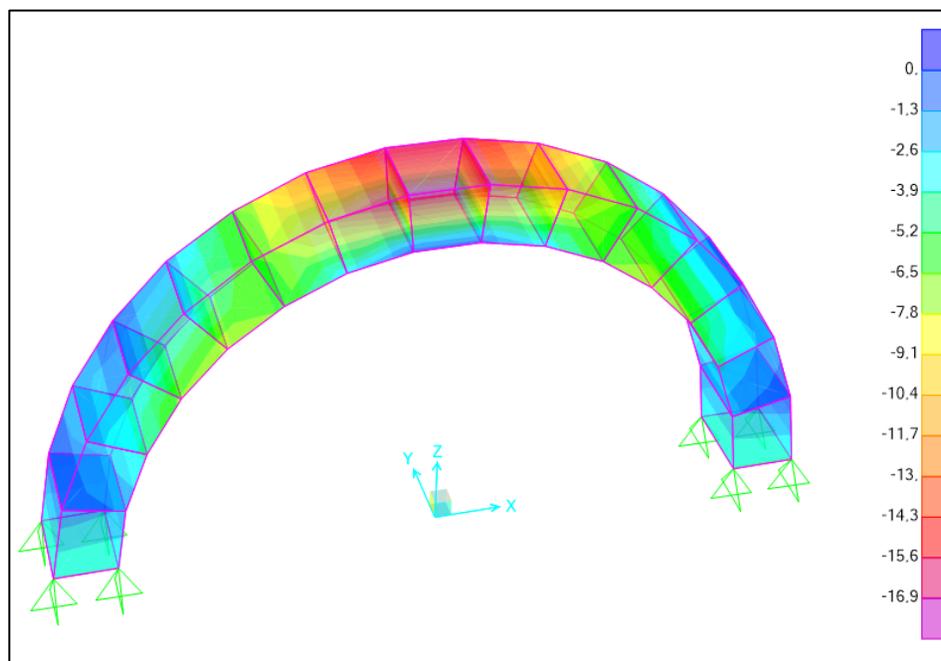


Figura 119. Esfuerzos del arco de la cuarta combinación

Los resultados determinan que la combinación más crítica es la número 4, y que además están dentro de los límites que soporta la estructura.

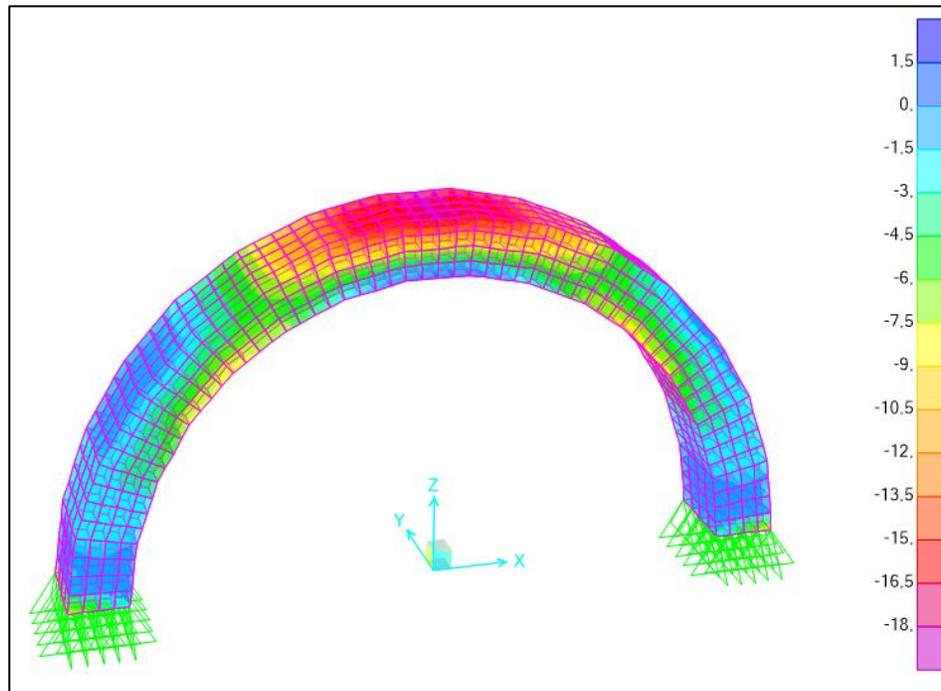


Figura 120. Esfuerzos del arco de la cuarta combinación con elementos finitos

Como un adicional se muestra el análisis con elementos finitos mejorando así la precisión de los esfuerzos. Existe un aumento de los esfuerzos pero sigue estando dentro de los límites que soporta la estructura.

Estribo

El estribo que soporta el arco es de mampostería por lo cual se verifica el ancho mínimo y la línea de presiones para que cumplan con las especificaciones mínimas requeridas.

Para el diseño se utiliza el método Sismoresistente y Mononobe Okabe los cuales se explica a continuación:

Método Sismoresistente: Este método consiste en considerar un empuje estático y añadirle un empuje dinámico el cual simula la acción sísmica, para ello se le multiplica a todos sus empujes por un coeficiente de aceleración.

$$E_{sismico} = E \times a_c$$

$$Mv_{sismico} = E_{sismico} \times \bar{y}$$

Donde a_c es la aceleración en roca esperada (para Quito 0.40), adicional a esto existe un empuje que general el muro cuando se produce una acción sísmica. Para el momento volcador se considera que el brazo de palanca para este debe ser el centro de gravedad del mismo.

Método Mononobe Okabe: La teoría de Mononobe Okabe “tiene carácter pseudoestático, añadiendo a las fuerzas de empuje en situación estática, las fuerzas inerciales y sobreempujes debidas al sismo.

Al tratarse de un muro de contención en ménsula, que puede moverse en cabeza, los empujes en el trasdós serán los activos, y en la parte de la zapata que queda enterrada en el intradós se opondrá el empuje pasivo.” (Boixader, 2017)

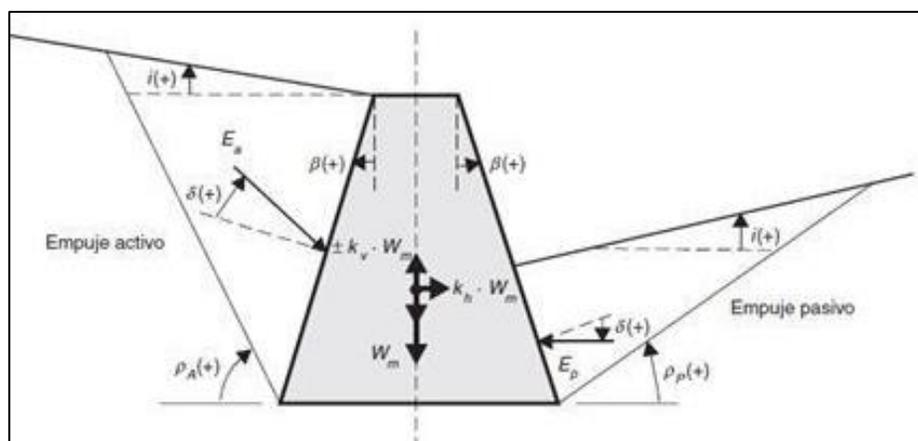


Figura 121. Fuerzas y ángulos aplicados en la teoría Mononobe Okabe

Fuente: (Boixader, 2017)

Para determinar los empujes activos y pasivos sin acción del sismo se hallan con las siguientes fórmulas:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo} H^2 K_{AE}$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo} H^2 K_{PE}$$

Donde los coeficientes son:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta - \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

En caso de un terreno uniforme y homogéneo, la distribución de empujes viene dada según una ley triangular, con la posición de la resultando a 1/3 de la altura del muro.

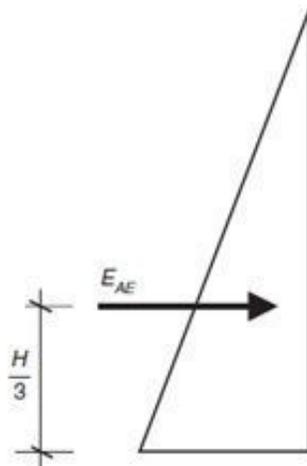


Figura 122. Posición de la resultante de empuje de suelo estático

Fuente: (Boixader, 2017)

En caso de considerar la acción dinámica los empujes vienen dados por las siguientes

formulas:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo} H^2 K_{AD}$$

$$E_{DE} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo} H^2 K_{PD}$$

Donde los coeficientes son:

$$K_{AD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Coefficiente sísmico horizontal

$$k_h = \frac{a_c}{g}$$

Coefficiente sísmico vertical (suele despreciarse pero si se considera es la mitad del vertical)

$$k_v = \pm \frac{k_h}{2}$$

Si el término de seno $(\phi - i - \theta)$ resulta negativo, implica el cálculo de una raíz cuadrada con signo negativo y una solución con números complejos y según “el anejo E del Eurocódigo EN 1998-5:2004 (Eurocódigo 8, parte 5), dice que si se da la situación

anterior puede considerarse que $(\Phi - i - \Theta) = 0$, lo que da una situación real.” (Boixader, 2017)

Respecto a la localización de la resultante de empujes, es más compleja que el caso estático. Por ello, lo que se hace es considerar que el empuje activo dinámico total viene dado por el empuje estático más un incremento debido al empuje dinámico.

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo} H^2 (K_{AD} - K_{AE})$$

De esta forma la localización de resultantes de empujes es directa, resultando el incremento de empuje dinámico un triángulo invertido respecto al caso estático (la base mayor del triángulo ahora quedaría en la coronación del muro).

$$E_{AT} = E_{AE} + \Delta E_{AD}$$

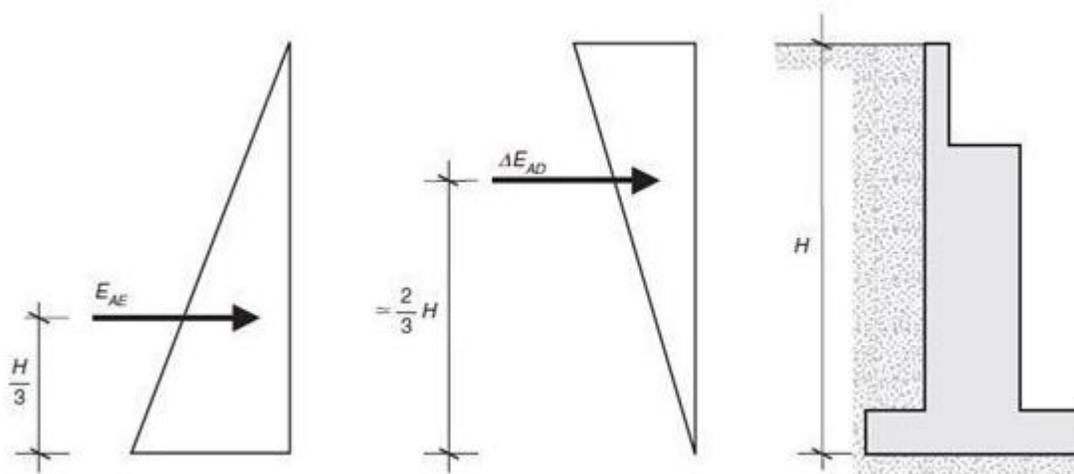


Figura 123. Posición de la resultante de empuje de suelo dinámico

Fuente: (Boixader, 2017)

“Hay que tener en cuenta que aunque a priori, la situación sísmica suponga considerar un incremento de empujes respecto al caso estático, no tiene por qué ser el caso más desfavorable de cara al dimensionamiento de la estructura ya que cada situación, ya sea

persistente o transitoria (caso estático) o sísmica (caso dinámico) requiere unos coeficientes parciales de seguridad claramente diferenciados.” (Boixader, 2017)

En ambos casos de cálculo se determinan factores de seguridad que indican si la estructura es funcional o no.

Resultados

Una vez que se determina los métodos de cálculo se procede a realizar las operaciones necesarias para obtener la resultante más crítica y diseñar en función de este método.

Tabla 103

Datos generales para el diseño del estribo

Datos generales			
\varnothing (grados)=	28	Coeficientes de empujes (Rankine)	
Cohesión (T/m ²)=	2,30	Ka=	0,361
Ysuelo (T/m ³)=	1,60	Kp=	2,77
Ymamp (T/m ³)=	2,40	f 'c (kg/cm ²)=	280
Yagua (T/m ³)=	1	f y (kg/cm ²)=	4200
Profu-agua (m)=	1,00	Coeficientes de empujes (Mononobe)	
Hsobrecraga (m)=	0,60	Kh=	0,041
μ (coef. fricción)=	0,60	Kv=	0,00
ac=	0,250	KAE (M-O)=	0,438
θ (°)=	2,33°	KPE (M-O)=	2,272
β (°)=	2,33°	KAD (M-O)=	0,467
i (°)=	2,33°	KPD (M-O)=	2,230

El estribo será rectangular de 3.5 metros de altura y un ancho de 0.80 m

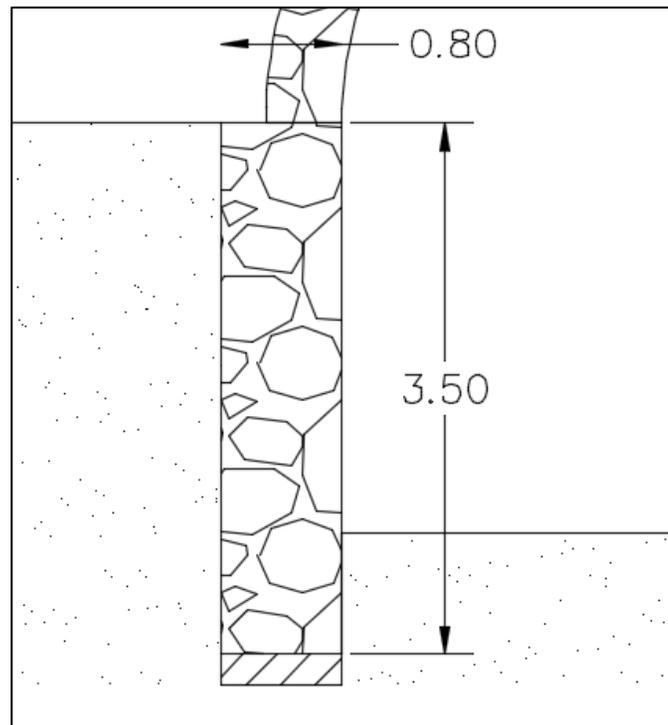


Figura 124. Esquema del estribo

Tabla 104

Análisis de estabilidad y deslizamiento

Análisis de estabilidad y deslizamiento						
Figura	Descripción	Peso (T)	Brazo x (m)	Mest.(T-m)	Brazo y (m)	My (T-m)
1	Rectángulo	6,72	0,40	2,69	1,75	11,76
2	Relleno Tierra	6,88	0,40	3,16	2,87	19,72
	$\Sigma W =$	13,60	$\Sigma Mest. =$	5,85	$\Sigma My =$	31,48
Centroide						
	\bar{y} (m) =	2,31	x (m) =	0,43		

→ Momento estabilizador de la estructura: 5,85 T-m

Esfuerzos máximos

Compresión (kg/cm ²)	132,60
Tracción (kg/cm ²)	13,09

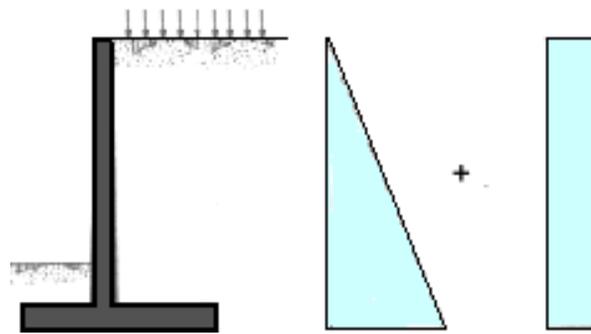


Figura 125. Esquema de empujes sobre un muro de contención

Fuente: Google 2020

Los brazos de palanca están en el centroide de la figura, para empujes triangulares (suelo, agua) es a un tercio del lado más ancho mientras que en empujes rectangulares está en la mitad de la altura total.

El inicio del estribo se encuentra a una profundidad de 4,3 metros bajo la cota de la subrasante de la vía por lo cual los empujes considerados para el análisis son tan solo los que se presenta en la imagen, se calcula el empuje de la altura total y restar los empujes hasta la cota de 4,3 metros que no interviene en el análisis.

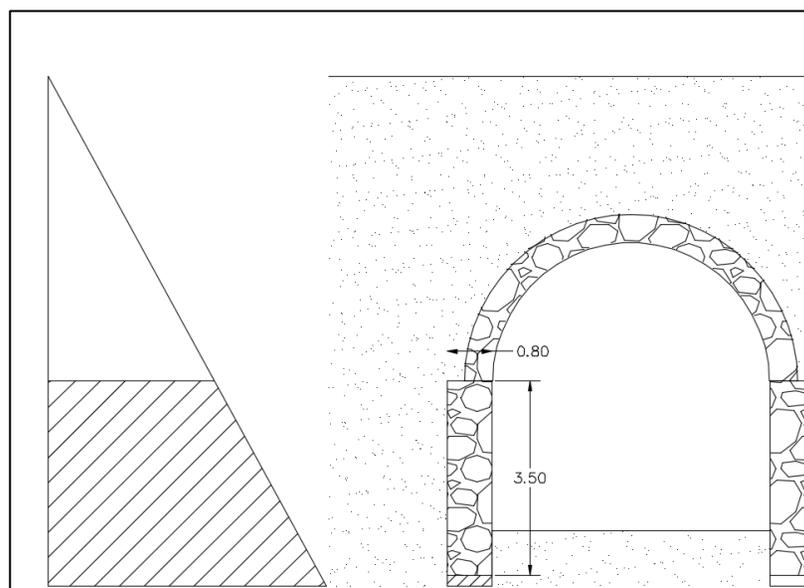


Figura 126. Esquema de empujes sobre la cara del estribo.

Método Sismoresistente

Tabla 105

Resultados de empujes estáticos sobre el estribo (Sismoresistente)

Presiones Estáticas (T/m)			
Suelo	Cohesión	Agua	Sobrecarga
$Y_s \cdot h \cdot K_a$	$2 \cdot C \cdot k_a^{0,5}$	$Y_a \cdot h$	$Y_s \cdot h' \cdot K_a$
4,5057	-2,76	0,50	0,32
Empuje (T)			
E-s	E-c	E-a	E-so
$1/2 \cdot Y_s \cdot h^2 \cdot K_a$	$2 \cdot C \cdot h \cdot k_a^{0,5}$	$1/2 \cdot Y_a \cdot h^2$	$Y_s \cdot h' \cdot K_a \cdot H$
12,263	-9,67	0,25	0,99
Momento Volcante (T*m)			
MV-s	MV-c	MV-a	Mv-so
$E-s \cdot b_p$	$E-c \cdot b_p$	$E-a \cdot b_p$	$E-a \cdot b_p$
14,27	-16,93	0,08	1,73

Tabla 106

Resultados de empujes dinámicos sobre el estribo (Sismoresistente)

Presiones Dinámicas (T/m)			
S. Suelo	S. Agua	S. Sobrecarga	S. Muro
$Y_s \cdot h \cdot K_a \cdot a_c$	$Y_a \cdot h \cdot a_c$	$Y_s \cdot K_a \cdot h' \cdot a_c$	$a_c \cdot W$
1,126	0,13	0,08	1,68
Empuje (T)			
E-ss	E-sa	E-ssso	E-sm
$1/2 \cdot Y_s \cdot h^2 \cdot K_a \cdot a_c$	$1/2 \cdot Y_a \cdot h^2 \cdot a_c$	$Y_s \cdot K_a \cdot h' \cdot H \cdot a_c$	$a_c \cdot W$
2,26	0,06	0,02	1,68
Momento Volcante (T*m)			
MV-ss	MV-sa	MV-ssso	MV-sm
$E-ss \cdot b_p$	$E-sa \cdot b_p$	$E-ssso \cdot b_p$	$E-sm \cdot \Delta y$
2,63	0,02	0,04	2,94

Para determinar si la estructura cumple o no los requerimientos mínimos de seguridad, se aplican fórmulas para determinar factores de seguridad para el volcamiento y para el

deslizamiento, que en caso de sismo se considera que dicho factor debe ser mayor a 1,2 mientras que en situaciones normales debe ser mayor que 1,5.

Factor de seguridad por volcamiento

$$F_{S_v}: \frac{Me}{Mv_{Total}} \geq 1,2$$

Donde:

Me: Momento estabilizador de la estructura

Mv_{Total}: Momento volcador generado por todos los empujes sobre la estructura

Factor de seguridad por deslizamiento

$$F_{S_d}: \frac{F + Ep_T}{Ea_T} \geq 1,2$$

Donde:

F: $\mu \times W_T \rightarrow$ Producto entre el coeficiente de fricción y el peso de la estructura

Ep_T: Empuje pasivo total

Ea_T: Empujes totales generado por todas las presiones sobre la estructura

Resultantes

Eat	E-s+E-c+E-a+E-f+E-so+E-ss+E-sa+E-sso+E-mo+E-sm	7,82 T
MVt	Mv-s+Mv-c+Mv-a+Mv-f+Mv-so+Mv-ss+Mv-sa+Mv-sso+Mv-mo-Mv-sm	4,79 T-m
Ept	1/2*Ys*Df ² *Kp	2,22 T

Tabla 107

Resultados de los estribos (Método Sismoresistente)

Factores de Seguridad		Condición	Resultado
Fsv	Me/Mvt	1,22	>1,2 CUMPLE
F	$\mu \cdot W_t$	8,16	
Fsd	(F+Ept)/Eat	1,33	>1,2 CUMPLE

Método Mononobe Okabe

Tabla 108

Resultados de empujes estáticos y dinámicos sobre el estribo (M-O)

Presiones Estáticas (T/m)			Presiones Dinámicas (T/m)			
Cohesión	Agua	Sobrecarga	S. Agua	S. Sobrecarga	S. Mononobe-O	S. Muro
$2 \cdot C \cdot ka^{0,5}$	$Ya \cdot h$	$Ys \cdot h \cdot Ka$	$Ya \cdot h \cdot ac$	$Ys \cdot Ka \cdot h \cdot ac$	$Ys \cdot Kad \cdot h$	$Ac \cdot W$
-2,76	0,50	0,32	0,13	0,08	4,28	1,68
Empuje (T)			Empuje (T)			
E-c	E-a	E-so	E-sa	E-ss	E-mo	E-sm
$2 \cdot C \cdot h \cdot ka^{0,5}$	$1/2 \cdot Ya \cdot h^2$	$Ys \cdot h \cdot Ka \cdot H$	$1/2 \cdot Ya \cdot h^2 \cdot ac$	$Ys \cdot Ka \cdot h \cdot H \cdot ac$	$0,5 \cdot Ys \cdot Kad \cdot h^2$	$Ac \cdot W$
-9,67	0,25	0,99	0,06	0,02	11,46	1,68
Momento Volcante (T*m)			Momento Volcante (T*m)			
MV-c	MV-a	Mv-so	MV-sa	MV-ss	Mv-mo	MV-sm
$E \cdot c \cdot bp$	$E \cdot a \cdot bp$	$E \cdot a \cdot bp$	$E \cdot sa \cdot bp$	$E \cdot sso \cdot bp$	$E \cdot m \cdot bp$	$E \cdot sm \cdot \Delta y$
-16,93	0,08	1,73	0,02	0,04	4,10	2,94

Resultantes

Eat	$E \cdot s + E \cdot c + E \cdot a + E \cdot f + E \cdot so + E \cdot ss + E \cdot sa + E \cdot sso + E \cdot mo + E \cdot sm$	1,18 T
MVt	$Mv \cdot s + Mv \cdot c + Mv \cdot a + Mv \cdot f + Mv \cdot so + Mv \cdot ss + Mv \cdot sa + Mv \cdot sso + Mv \cdot mo - Mv \cdot sm$	-8,25 T-m
Ept	$1/2 \cdot Ys \cdot Df^2 \cdot Kp$	2,22 T

Tabla 109

Resultados de los estribos (Método Mononobe Okabe)

Factores de Seguridad			Condición	Resultado
Fsv	Me/Mvt	-0.40 (∞)	>1,2	Se explica en la parte baja
F	$\mu \cdot Wt$	4,95		
Fsd	$(F + Ept)/Eat$	6,05	>1,2	CUMPLE

En ocasiones la presencia de cohesión en el suelo permite tener valores negativos, teóricamente significa que tiene un momento en sentido del Estabilizador, pero esto no es físicamente posible por lo cual se considera un momento volcador de 0, es decir el talud del relleno se mantiene estable por si solo sin la necesidad de una estructura de confinamiento.

En este análisis el método Sismoresistente es el más crítico, pero ambos métodos cumple con la sección planteada.

Finalmente se analiza la línea de presiones internas del muro, para ello se divide en dovelas. Se determina el momento estabilizador del muro en cada sección y su brazo de palanca, y se calcula los esfuerzos de tracción y compresión con las siguientes fórmulas tomadas de los apuntes del ingeniero Ernesto Pro.

$$\sigma u = 1,7 \times \left[\frac{W_{Dovela}}{Base} \left(1 \pm \frac{6e}{Base} \right) \right]$$

$$e = \frac{Mr}{W_{Dovela}}$$

Tabla 110

Línea de presiones en el estribo

Dovela	Hmuro	Prof. Dovela	M. Estático	P Muro /dovela	e	σu	Chequeo	$\sigma u2$	Chequeo
#		(m)	(T-m)	(T)	(m)	(kg/cm2)		(kg/cm2)	
0	3,50	0,000		0,00					
1	3,27	0,233	0,179	0,45	0,486	0,44	OK	-0,25	OK
2	3,03	0,467	0,358	0,45	0,613	1,07	OK	-0,69	OK
3	2,80	0,700	0,538	0,45	0,686	1,75	OK	-1,18	OK
4	2,57	0,933	0,717	0,45	0,704	2,39	OK	-1,63	OK
5	2,33	1,167	0,896	0,45	0,762	3,19	OK	-2,24	OK
6	2,10	1,400	1,075	0,45	0,811	4,05	OK	-2,90	OK
7	1,87	1,633	1,254	0,45	0,853	4,93	OK	-3,60	OK
8	1,63	1,867	1,434	0,45	0,888	5,83	OK	-4,31	OK
9	1,40	2,100	1,613	0,45	0,915	6,73	OK	-5,02	OK
10	1,17	2,333	1,792	0,45	0,934	7,62	OK	-5,72	OK
11	0,93	2,567	1,971	0,45	0,945	8,47	OK	-6,38	OK
12	0,70	2,800	2,150	0,45	0,949	9,27	OK	-6,99	OK
13	0,47	3,033	2,330	0,45	0,944	10,00	OK	-7,53	OK
14	0,23	3,267	2,509	0,45	0,930	10,63	OK	-7,96	OK
15	0,00	3,500	2,69	0,45	0,91	11,12	OK	-8,27	OK

La línea de presiones y factores de seguridad están bajo los límites, por lo cual se considera diseñado el estribo.

Interacción del arco y el estribo

En el apartado anterior se determinó la sección del arco y del estribo, además de las presiones que interviene en el arco, a continuación se muestra las presiones en las caras del estribo.

Tabla 111

Resumen de las presiones aplicadas en las caras de los estribos

Cara	Distancia	E (T/m ²)	WA (T/m ²)
1	0.40	0,18	0,00
2	0.80	0,41	0,00
3	1.20	0,64	0,00
4	1.60	0,88	0,00
5	2.00	1,11	0,05
6	2.40	1,34	0,25
7	2.80	1,57	0,45
8	3.20	1,80	0,65

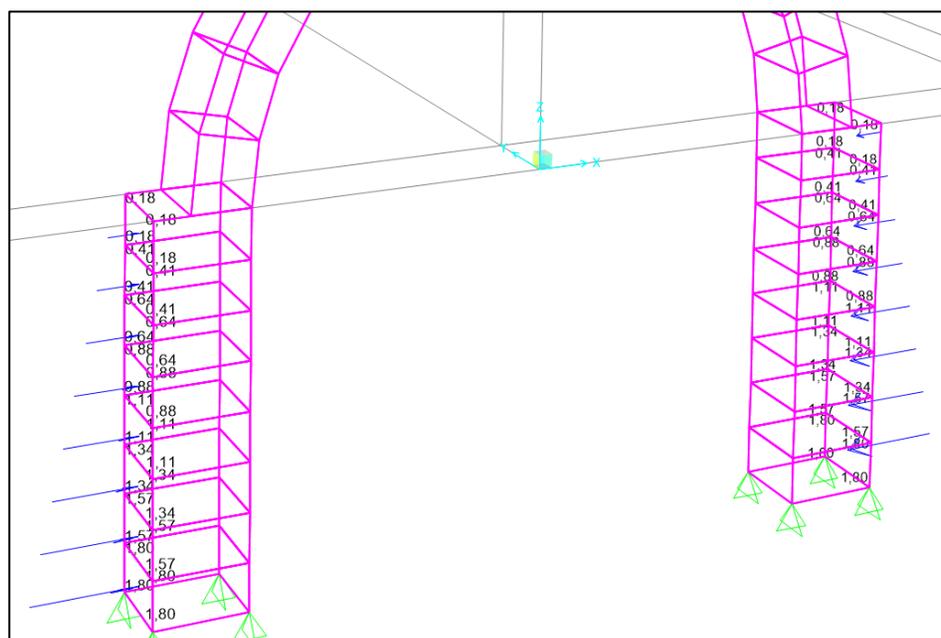


Figura 127. Cargas aplicadas en el estribo

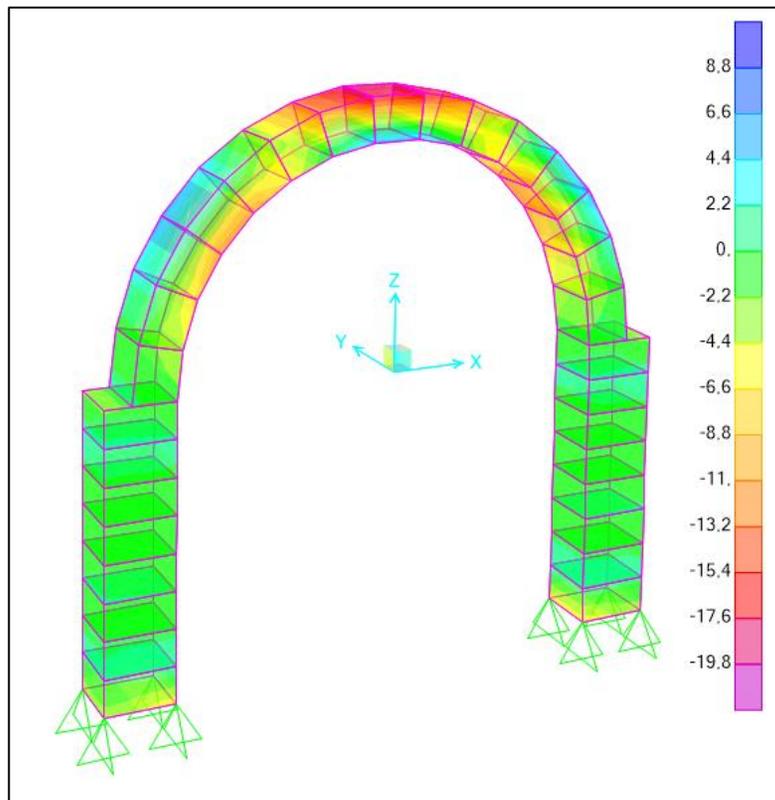


Figura 128. Esfuerzos existentes en la estructura

Debido a que los esfuerzos admisibles son mayores a los últimos se considera que el diseño es correcto.

3.4.9.6. Diseño de Muros Laterales

Los muros laterales son de gran utilidad para confinar el suelo de relleno que se encuentra entre el puente y el talud del suelo. La metodología que se utiliza para calcular dicha estructura es la teoría de Mononobe Okabe, que según la AASHTO es la más apropiada ya que considera la acción sísmica.

Para comprobación se calcula también con el método Sismoresistente, ya que suele ser más crítico en algunas ocasiones.

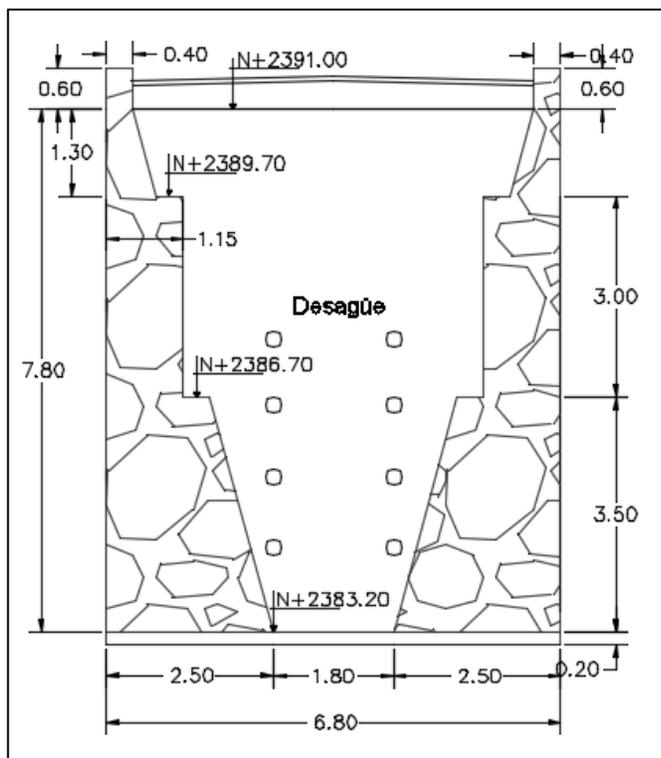


Figura 129. Vista frontal de los muros laterales

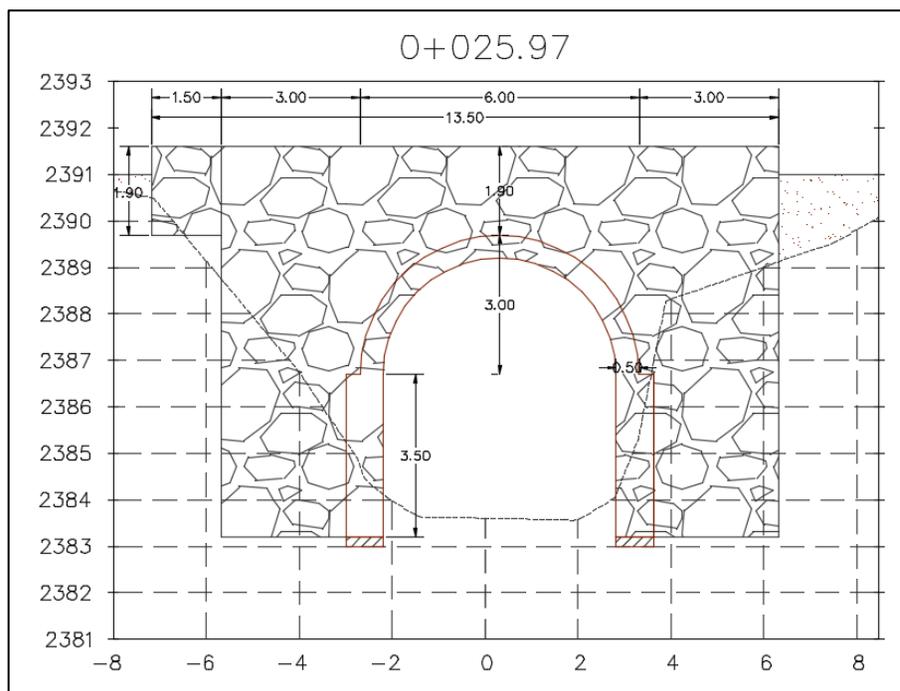


Figura 130. Vista Lateral 1 del puente

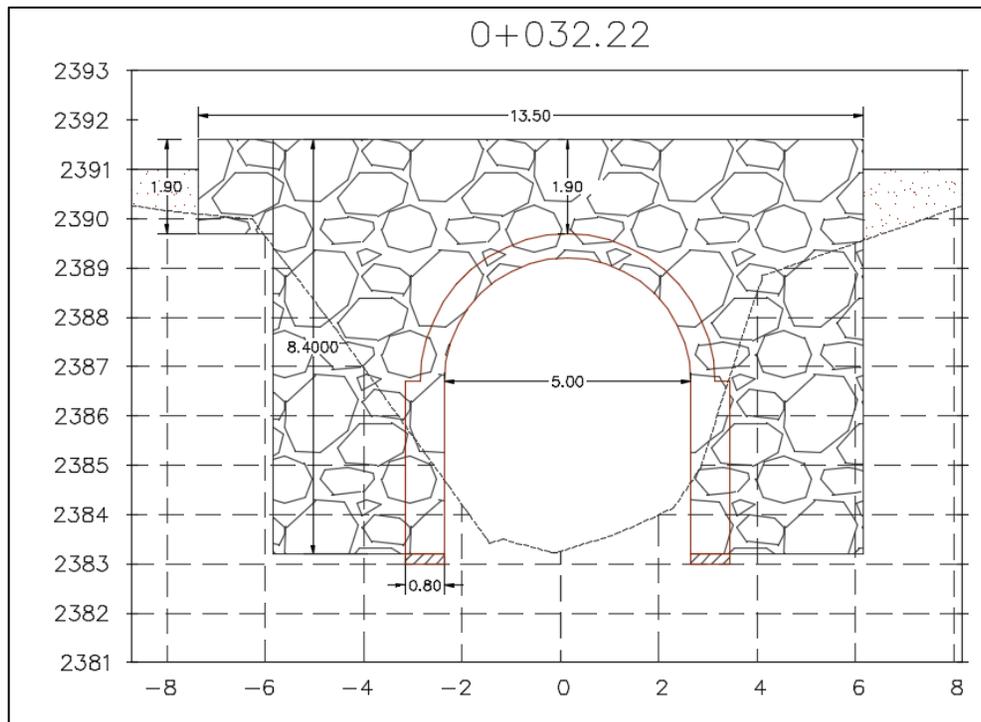


Figura 131. Vista lateral 2 del puente

El cálculo del muro se realizó con una sección triangular, pero para la construcción se sugiere una sección rectangular en la parte que va sobre el arco para facilitar el proceso constructivo.

El caso más crítico se dio con el método Sismoresistente, por ello los resultados del mismo se presentan a continuación:

Tabla 112

Datos iniciales para el cálculo de los muros laterales

Datos generales			
ϕ (grados)=	28	Rankine	
Cohesión (T/m ²)=	2,30	Ka=	0,361
γ_{suelo} (T/m ³)=	1,60	Kp=	2,77
γ_{horm} (T/m ³)=	2,40	f 'c (kg/cm ²)=	210
γ_{agua} (T/m ³)=	0,50	f y (kg/cm ²)=	4200
Profu-agua (m)=	7,40	μ (coef. fricción)=	0,60
Hsobrec (m)=	0,60		

La altura del puente es de 8,4 m, tiene una corona de 0,40 m y una base de 2,5 m.

Tabla 113

Análisis de estabilidad y deslizamiento del muro lateral

Análisis de estabilidad y deslizamiento						
Figura	Descripción	Peso (T)	Brazo x (m)	Mest.(T-m)	Brazo y (m)	My (T-m)
1	Rectángulo	8,06	0,20	1,61	4,20	33,87
2	Triángulo p.	21,17	1,10	23,28	2,80	59,27
3	Relleno i.	14,11	1,80	25,40	5,60	79,03
	$\Sigma w =$	43,34	$\Sigma \text{Mest.} =$	50,30	$\Sigma My =$	172,17
	Centroide		Pantalla			
	$\bar{Y} \text{ (m)} =$	3,97	$\bar{Y} \text{ (m)} =$	3,19		
	$X \text{ (m)} =$	1,16				

→ Momento estabilizador de la estructura: 50,30 T-m

Esfuerzos máximos

Compresión (kg/cm²) 132,60

Tracción (kg/cm²) 13,09

Método Sismoresistente

Tabla 114

Valores resultantes de empujes estáticos sobre el muro lateral

Presiones Estáticas (T/m)			
Suelo	Cohesión	Agua	Sobrecarga
$Y_s \cdot h \cdot K_a$	$2 \cdot C \cdot h \cdot k_a^{0,5}$	$Y_a \cdot h$	$Y_s \cdot h' \cdot K_a$
4,85	-2,76	0,50	0,35
Empuje (T)			
E-s	E-c	E-a	E-so
$1/2 \cdot Y_s \cdot h^2 \cdot K_a$	$2 \cdot C \cdot h \cdot k_a^{0,5}$	$1/2 \cdot Y_a \cdot h^2$	$Y_s \cdot h' \cdot K_a \cdot H$
20,38	-23,22	0,25	2,91
Momento Volcante (T*m)			
MV-s	MV-c	MV-a	Mv-so
$E \cdot s \cdot b_p$	$E \cdot c \cdot b_p$	$E \cdot a \cdot b_p$	$E \cdot a \cdot b_p$
57,06	-97,51	0,08	12,23

Tabla 115

Valores resultantes de empujes dinámicos sobre el muro lateral

Presiones Dinámicas (T/m)			
S. Suelo	S. Agua	S. Sobrecarga	S. Muro
$\gamma_s \cdot h \cdot K_a \cdot \alpha_c$	$\gamma_a \cdot h \cdot \alpha_c$	$\gamma_s \cdot K_a \cdot h \cdot \alpha_c$	$\alpha_c \cdot W$
1,94	0,20	0,14	11,69
Empuje (T)			
E-ss	E-sa	E-sso	E-sm
$1/2 \cdot \gamma_s \cdot h^2 \cdot K_a \cdot \alpha_c$	$1/2 \cdot \gamma_a \cdot h^2 \cdot \alpha_c$	$\gamma_s \cdot K_a \cdot h \cdot H \cdot \alpha_c$	$\alpha_c \cdot W$
8,15	0,10	1,16	11,69
Momento Volcante (T*m)			
MV-ss	MV-sa	MV-sso	MV-sm
$E-ss \cdot b_p$	$E-sa \cdot b_p$	$E-sso \cdot b_p$	$E-sm \cdot \Delta y$
22,83	0,03	4,89	37,26

Resultantes

Eat	$E-s + E-c + E-a + E-f + E-so + E-ss + E-sa + E-sso + E-mo + E-sm$	21,43 T
MVt	$Mv-s + Mv-c + Mv-a + Mv-f + Mv-so + Mv-ss + Mv-sa + Mv-sso + Mv-mo - Mv-sm$	36,87 T-m
Ept	$1/2 \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot K_p$	4,99 T

Tabla 116

Resultados de los muros laterales (Método Sismoresistente)

Factores de Seguridad		Condición	Resultado
Fsv	M_e / M_{vt}	1,36	>1,2 CUMPLE
F	$\mu \cdot W_t$	26,01	
Fsd	$(F + E_{pt}) / E_{at}$	1,45	>1,2 CUMPLE

Una vez que se ha determinado que los factores de seguridad cumplen con las especificaciones requeridas, se procede a realizar el análisis de línea de presión que se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla 117*Línea de presiones en el muro lateral*

Dovela	Hmuro	Prof. Dovela	M. Estático	P Muro /dovela	e	σ_1	Chequeo	σ_2	Chequeo
#		(m)	(T-m)	(T)	(m)	(kg/cm ²)		(kg/cm ²)	
0	8,40	0,000		0,00					
1	7,84	0,560	0,180	0,63	0,710	1,77	OK	-1,37	OK
2	7,28	1,120	0,548	0,82	1,119	3,95	OK	-3,22	OK
3	6,72	1,680	1,164	1,01	1,336	5,50	OK	-4,48	OK
4	6,16	2,240	2,089	1,20	1,368	6,18	OK	-4,89	OK
5	5,60	2,800	3,386	1,38	1,421	6,81	OK	-5,26	OK
6	5,04	3,360	5,116	1,57	1,425	7,16	OK	-5,35	OK
7	4,48	3,920	7,340	1,76	1,393	7,28	OK	-5,22	OK
8	3,92	4,480	10,119	1,95	1,333	7,23	OK	-4,92	OK
9	3,36	5,040	13,516	2,14	1,250	7,04	OK	-4,49	OK
10	2,80	5,600	17,591	2,33	1,148	6,74	OK	-3,95	OK
11	2,24	6,160	22,407	2,51	1,031	6,35	OK	-3,32	OK
12	1,68	6,720	28,024	2,70	0,902	5,89	OK	-2,62	OK
13	1,12	7,280	34,504	2,89	0,762	5,36	OK	-1,86	OK
14	0,56	7,840	41,909	3,08	0,613	4,78	OK	-1,04	OK
15	0,00	8,400	50,30	3,27	0,45	4,15	OK	-0,17	OK

Con esto se determina que el dimensionamiento es adecuado.

Adicionalmente y en modo de comprobación se realiza una maqueta a escala 1:10 con las dimensiones de la estructura final para poder evidenciar como trabaja el puente en condiciones reales.

La estructura del puente se lo realiza con madera de cedro, y los muros laterales con una mezcla de suelo, cascajo y agua.



Figura 132. Maqueta de la estructura del puente



Figura 133. Prueba de carga 1



Figura 134. Prueba de Carga 2

Una vez realizado el ensayo se evidencia un buen funcionamiento estructural, a pesar que los materiales de la maqueta tienen características de resistencia mucho menores que los reales, soporta las dos pruebas de carga (máxima carga de 200kg) sin ningún esfuerzo y manteniendo su estado original.

3.4.10. Obras de Drenaje Vial

Estas obras de drenaje vial son de importancia vital para el funcionamiento y operación de la carretera, las funciones principales son las siguientes:

- Desalojar rápidamente el agua de lluvia que cae sobre la calzada.
- Controlar el nivel freático.
- Interceptar el agua que superficial o subterráneamente escurre hacia la vía

- Conducir de forma controlada el agua que cruza la vía.

Los drenajes longitudinales: comprenden las obras de captación y defensa, tales como cunetas, cunetas de coronación, canales de encauzamiento, bordillos.

En este proyecto para drenaje longitudinal se utiliza el bordillo y la pendiente con la que cuenta la acera, lo cual es suficiente para drenar el agua lluvia.

Los drenajes transversales: comprende las obras de conducción, tales como las alcantarillas y puentes.

Alcantarillas

“Las alcantarillas son conductos cerrados, de forma diversa, que se instalan o construyen transversalmente y por debajo del nivel de la subrasante de una vía, con el objeto de conducir hacia cauces naturales, el agua de lluvia proveniente de pequeñas cuencas hidrológicas, arroyos o esteros, canales de riego, cunetas y/o escurrimiento superficial de la vía.” (Chasi, 2015)

Por la quebrada que se cuenta a un extremo de la vía, toda el agua lluvia será drenada por alcantarillas hasta aquí, para ello se procese a realizar el cálculo hidráulico y así determinar la sección adecuada de la alcantarilla.

Caudal hidráulico (Q)

Caudal máximo por el método racional

En apartados anteriores se determinó la intensidad de la zona que es registrada con la estación M0054 (Quito) y M0205 (San Rafael), la que tiene los valores mayores de intensidad es la de Quito por consecuente se toma la ecuación de dicha estación para determinar el caudal que debe receptor el sumidero y posteriormente la alcantarilla.

$$i = 187.2079 * T^{0.1444} * t^{-0.4379}$$

“A partir del análisis en AutoCad se determinó que las cuencas de aporte son pequeñas, por lo que se optó por tomar un tiempo de concentración de 5 minutos la razón principal de tomar este tiempo de concentración es que se obtiene la mayor intensidad de precipitación.” (Roguíguez & Calle, 2013)

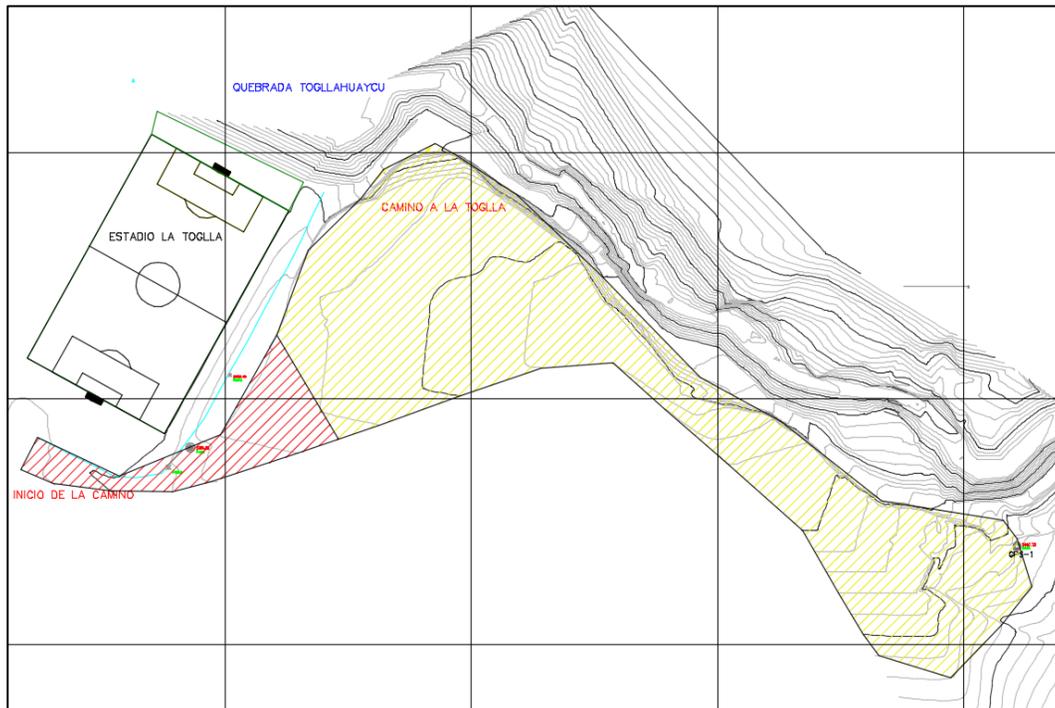


Figura 135. Área de aportes de las mini-cuencas

→ Área de cuenca: 0,0175 km²

→ Coeficiente de escorrentía C: 0,32

→ Tiempo de concentración: 5 min

$$i = 187.2079 * 20^{0.1444} * 5^{-0.4379} = 142,60 \frac{mm}{h} = 2,38 \frac{mm}{min}$$

$$Q_{\%} = 16.67 \times C \times i \times A$$

$$\rightarrow Q_{5\%} = 0,159 \frac{m^3}{s} \text{ Agua lluvia que aporta la cuenca hidrográfica}$$

Aporte de la calzada

La sección transversal de la vía tiene un desagüe transversal a dos aguas por lo cual debe existir sumidero en ambos lados para ello se determina el aporte de agua lluvia por la calzada. “Para la determinación del caudal de diseño nos basamos en las expresiones de Henderson que ha desarrollado una metodología de cálculo para la relación precipitación escorrentía de superficies planas considerando la pendiente transversal de la superficie vial.” (MOP, 2003)

$$V_o = \frac{i}{3.6 \times 10^6}$$

$$a = \frac{S_o^{1/2}}{n}$$

$$t_e = \left(\frac{L}{a \times V_o^{2/3}} \right)^{3/5}$$

$$q_{max}/m = a(V_o \times t_e)^{5/3}$$

Cálculos de I		
i	mm/h	142,60
So		0,025
n		0,013
L	m	4,00
Vo	m/s ²	0,00004
a		12,16
te	S	29,59
qmax/m	m ³ /s/m	0,00016
Ltotal	m	400,00
qmax	m ³ /s	0,063

Caudal de diseño

$$\rightarrow Q_{total_{5\%}} = 0,222 \frac{m^3}{s}$$

Diseño de Alcantarilla

$d = 0.40 \text{ m}$ Diámetro nominal de alcantarilla

$$n_{alcantarilla} = 0.013$$

$$i = 0.02$$

Método del cauce

$$A_1 = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0.40^2)}{4} = 0.126 \text{ m}^2$$

Cálculo del Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{d}{4} * \text{para secciones circulares llenas}$$

$$R = \frac{0.4}{4} = 0.1 \text{ m}$$

$$R = 0.1 \text{ m} < 1$$

Cálculo del coeficiente fricciónado (C)

Se calcula a través de la fórmula de Pablosky $C = \frac{1}{n} * R^y$

$$R < 1 \rightarrow y = 1.5 \sqrt{n}$$

$$y = 1.5 \sqrt{0.013}$$

$$y = 0.1710$$

$$C = \frac{1}{0.013} * (0.1)^{0.1710}$$

$$C = 51,88$$

Cálculo de la velocidad media (V media)

$$V_{media} = C * \sqrt{RI}$$

$$V_{media} = 51,88 * \sqrt{(0.1)(0.02)}$$

$$V_{media} = 2,32 \text{ m/s}$$

Cálculo del Caudal (Q)

$$Q = V_{media} * A_{transversal}$$

$$Q = 2,32 \frac{m}{s} * 0.126 m^2$$

$$Q = 0.292 m^3/s$$

Método de Manning

$$Q = \frac{A \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I}}{n}$$

$$Q = \frac{0.126 \times 0.1^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{0.02}}{0.013} = 0.295 \frac{m^3}{s}$$

Como la alcantarilla trabaja a gravedad y no a presión se debe siempre tener una relación de llenado de al menos 0.75D y con ella se determina el caudal máximo que pasa a través de la alcantarilla diseñada.

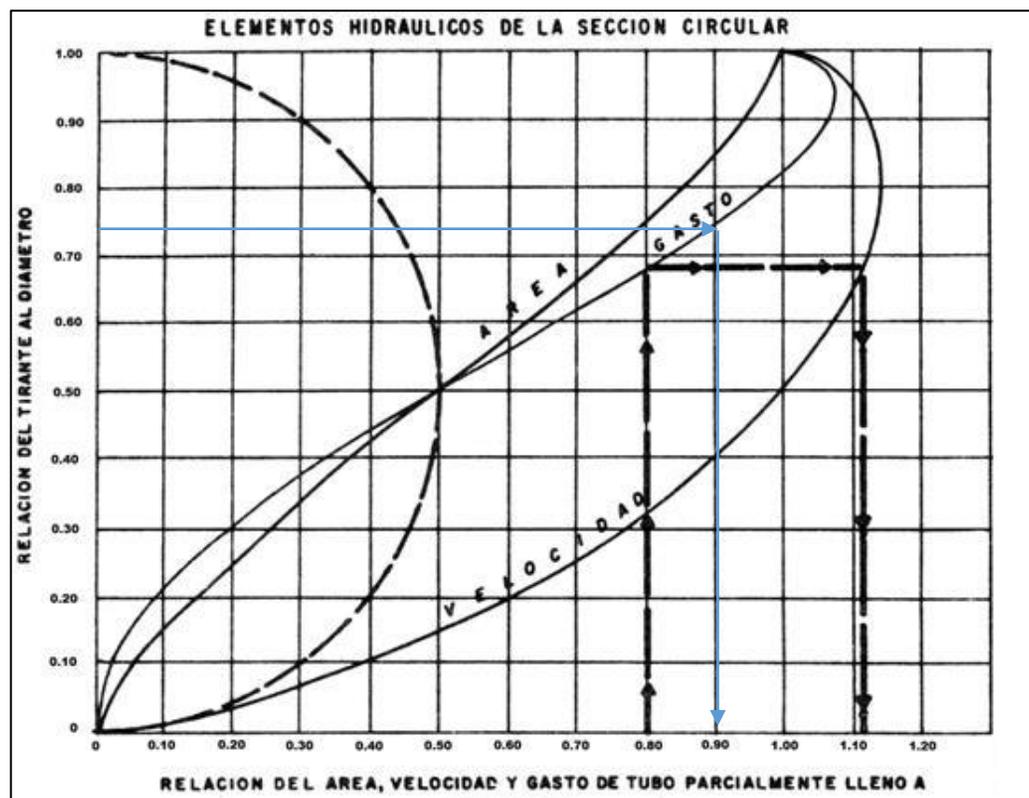


Figura 136. Curvas para caudal y Velocidad para canales circulares

Fuente: Google 2019

La relación del caudal lleno y no lleno es de 0.9

$$\frac{Q_h}{Q_H} = 0.9$$

$$Q_H = 0.295 \frac{m^3}{s} \text{ Seccion completamente llena}$$

$$Q_h = 0.9 \cdot Q_H$$

$$Q_h = 0.9 \cdot 0.295 = 0.265 \frac{m^3}{s}$$

La alcantarilla tiene un diámetro interno de 40 cm y se coloca en 3 puntos al igual que los sumideros.

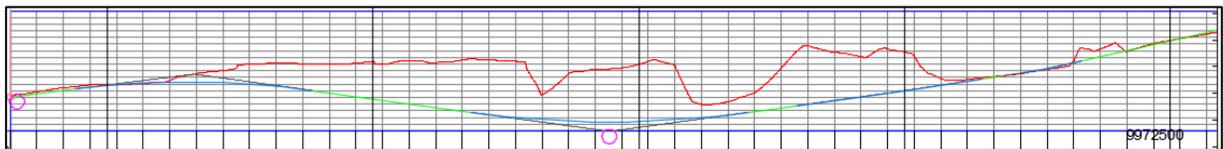


Figura 137. Ubicación de la alcantarilla 1 y 2

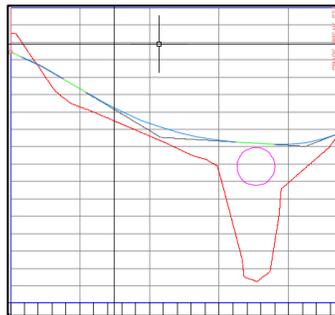


Figura 138. Ubicación de la alcantarilla 3

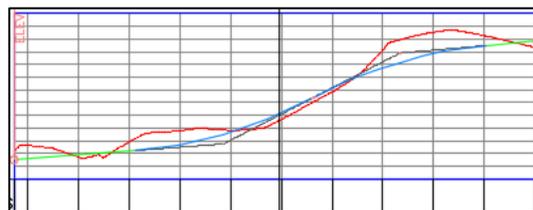


Figura 139. Perfil vertical 3

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS Y PRESUPUESTO DE OBRA

4.1. Método constructivo del puente

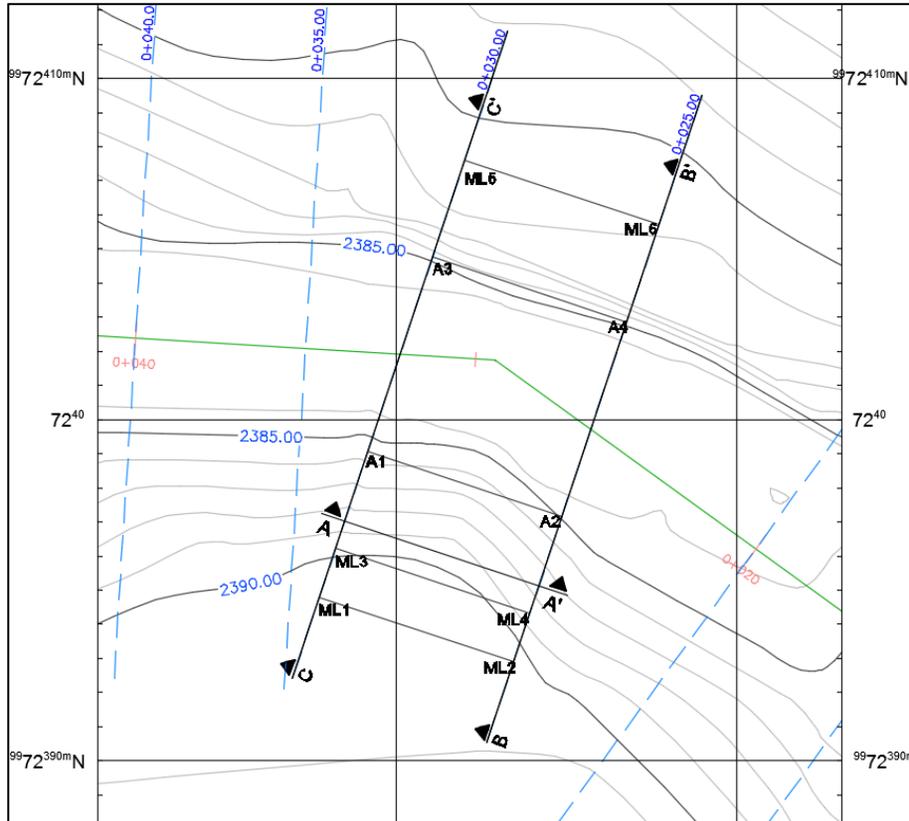


Figura 140. Ubicación de la implantación del puente

Para determinar los volúmenes de obra requeridos por la estructura del puente es necesario escoger el lugar exacto en donde se va a realizar la implantación del mismo de inicio a fin y además ayuda a determinar su método constructivo.

Las coordenadas de los puntos clave del puente son:

Tabla 118*Coordenadas de los puntos claves del puente*

Coordenadas del Puente		
Muro Laterales		
	Norte	Este
ML1	9972394,796	785167,744
ML2	9972392,900	785173,437
ML3	9972396,219	785168,218
ML4	9972394,323	785173,911
ML5	9972402,861	785176,755
ML6	9972404,758	785171,063
Arco		
	Norte	Este
A1	9972399,065	785169,166
A2	9972397,169	785174,859
A3	9972402,861	785176,755
A4	9972404,758	785171,063

Para realizar los muros de mampostería los términos de referencia se encuentra en la sección 508 de la MOP-001-F-2002, donde se detalla el procedimiento de trabajo y material necesario que es requerido para realizar una obra de este tipo.

Por otra la parte los materiales a utilizar deben cumplir lo establecido en la sección 818-2 del MOP-001-F-2002, por ello se utiliza piedra basílica, además un mortero de pega con una relación de 1:2 (cemento: arena).

Finalmente una vez que se determina la ubicación y materiales se procede a determinar el mejor proceso constructivo del arco ya que es la sección más crítica.

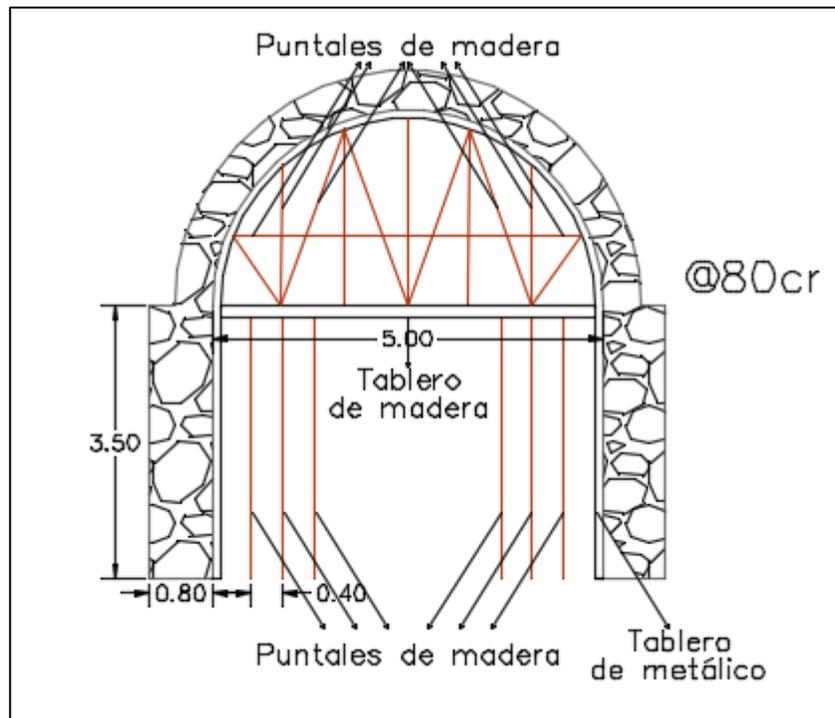


Figura 141. Encofrado del puente

Debido al peso que produce el arco de mampostería se realiza una estructura de apoyo que resista el peso generado por la piedra, y se deja un paso de agua en la mitad para que el agua de la quebrada siga circulando normalmente. La estructura mostrada en la imagen soporta un peso de 3,26 T (considerando 0,80 cm de profundidad del puente). Debido a que los puntales alcanzan capacidades de 1000 a 2000 kg cada uno, y en la estructura presentada soportan alrededor de 500 se considera que el diseño soporta adecuadamente la carga presentada.

4.2. Volúmenes de obra

4.2.1. Puente

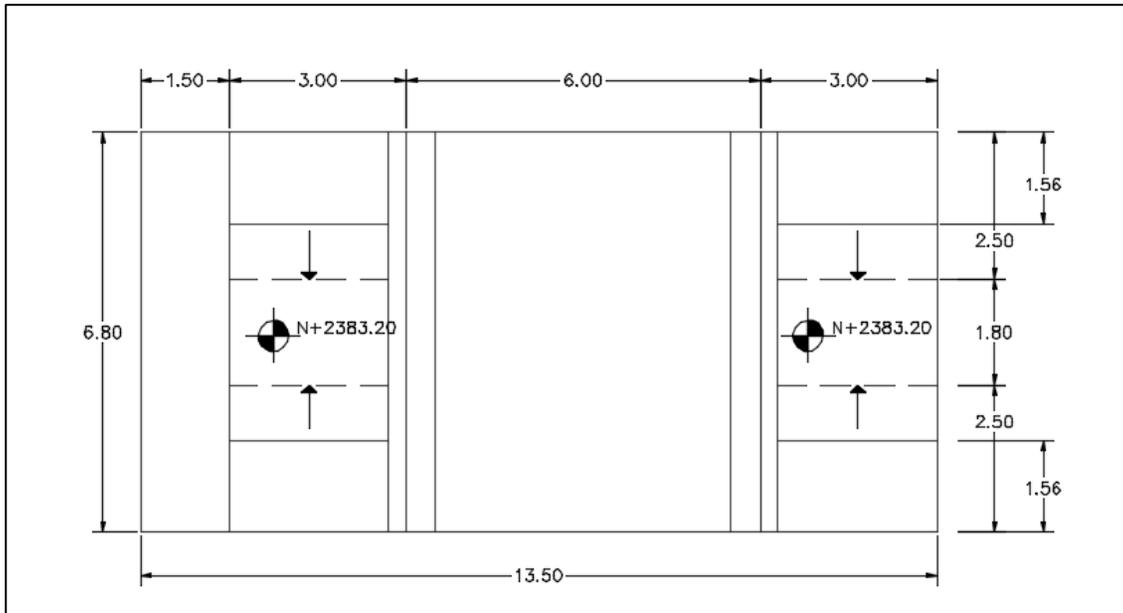


Figura 142. Vista en planta Puente

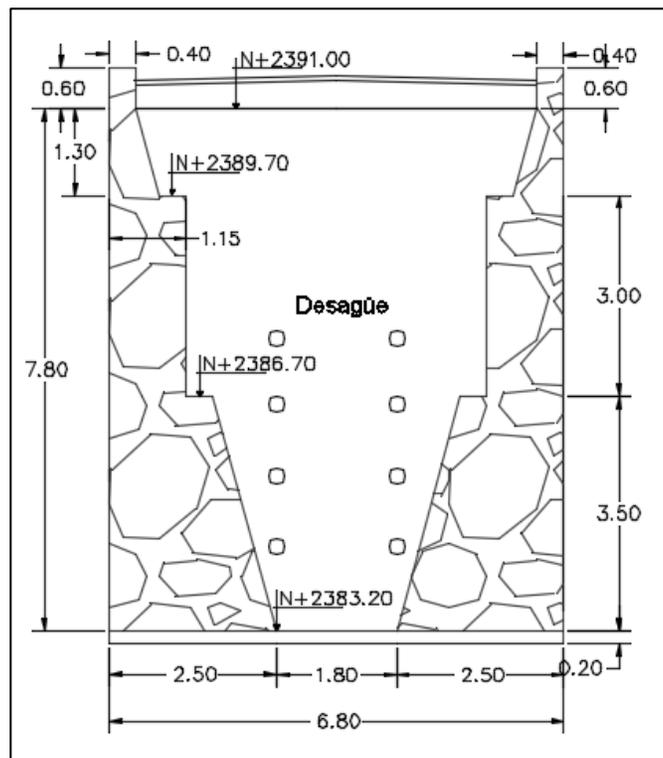


Figura 143. Vista Frontal Puente

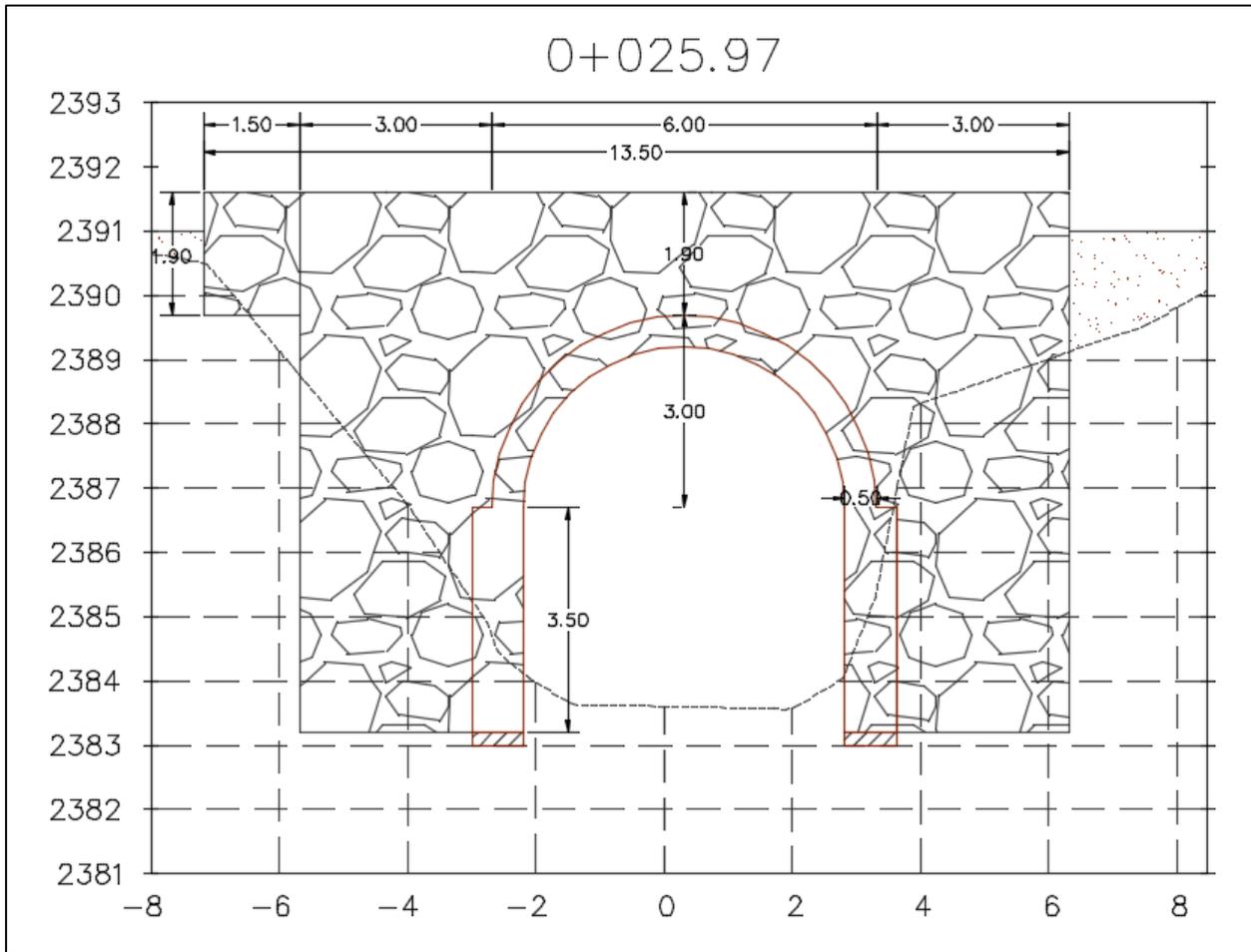


Figura 144. Vista Lateral 1 del puente

Para determinar los volúmenes de obra se utiliza las vistas del puente (frontal, lateral, planta), estas nos proporciona áreas y longitudes con las cuales se puede determinar los volúmenes necesarios en cada rubro.

Obras preliminares

Replanteo y nivelación de la vía

El área se calcula por medio de las dimensiones de la calzada en el puente

Longitud del tramo=13,5 m

Ancho del puente=6,8 m

Área de replanteo=13,5 x 6,8=91,8 m²

Movimiento de tierras

Excavación a máquina

El volumen se calcula con las áreas de la sección transversal 5 y 6 que se especifica en el anexo 1, y con distancia entre ella de 6,8 metros

Amed: 30.76 m²

Vcorte: 209,17 m³

Relleno compactado

El volumen se calcula con las áreas de la sección transversal 5 y 6 que se especifica en el anexo 1, y con distancia entre ella de 4,0 metros debido a los muros de mampostería que existen a los dos lados del puente.

Amed: 71.89 m²

Vrelleno: 287,56 m³

Estructura

Protecciones preliminares

Las protecciones se realizaran a lo largo de la estructura del puente por ello las dimensiones son:

Largo total del puente: 13,5 m x 2 lados

Longitud total: 27 m

Muro de mampostería de roca

El cálculo de volumen de mampostería en muros laterales se realiza con la ayuda del programa AutoCad el cual nos indica la cantidad exacta necesaria para la construcción de los mismos.

Volumen de mampostería en muros laterales: 165,98 m³

Encofrado/ Desencofrado metálico

El encofrado del arco de mampostería es especial por lo cual se generó un rubro aparte y para ello el área que cubre la totalidad del arco se obtiene con ayuda del programa AutoCad.

Área de encofrado: 100,98 m²

Arco de mampostería

El cálculo de volumen de mampostería en el arco se realiza con la ayuda del programa AutoCad el cual nos indica la cantidad exacta necesaria para la construcción de los mismos.

Volumen de mampostería en el arco: 67,46 m³

Drenaje

Tubos de desagüe 4'

Las tuberías de desagüe tienen 3 m de largo como mínimo y permite que el agua dentro del relleno se desaloje con éxito. Se coloca 9 por cada cara del estribo del puente lo que nos da un total de 48 m de tubería

Tubería de desagüe: 48 m

4.2.2. Vía

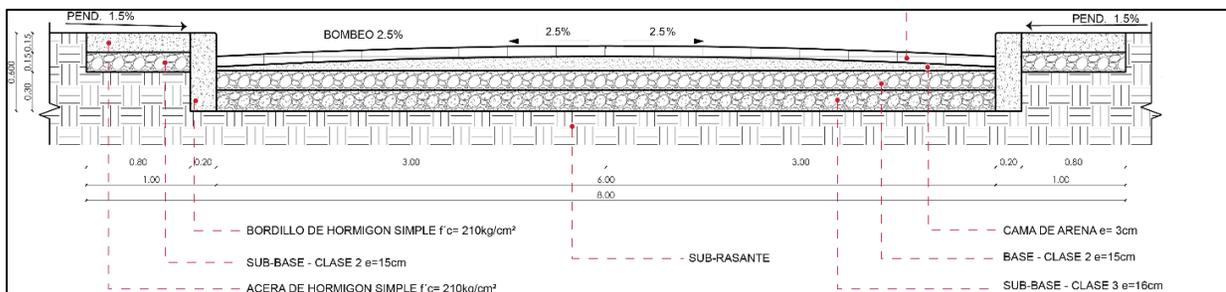


Figura 145. Sección transversal de la vía.

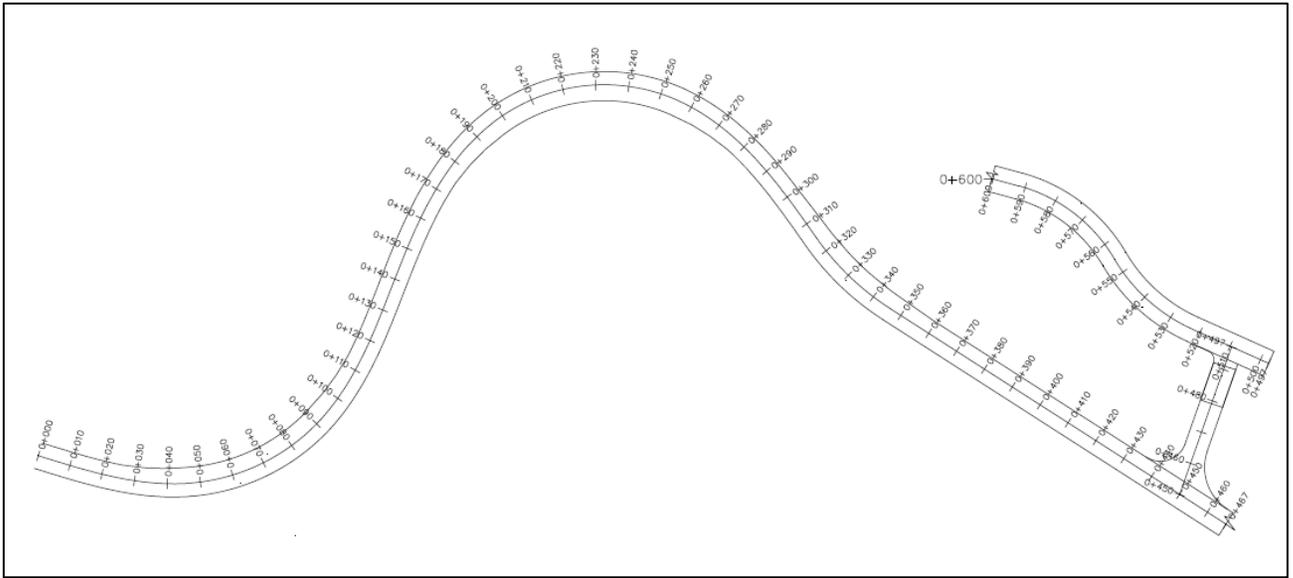


Figura 146. Vista en planta de la vía

Para determinar los volúmenes de obra se utiliza las vistas de la carretera (en planta y corte), estas nos proporcionan áreas y longitudes con las cuales se puede determinar los volúmenes necesarios en cada rubro.

Obras preliminares

Replanteo y nivelación de la vía

El área se calcula por medio del programa AUTOCAD-CIVIL3D

$$A=6833.46 \text{ m}^2$$

Movimiento de tierras

Excavación a máquina

El volumen se calcula por medio del programa AUTOCAD-CIVIL3D con la tabla de resultados de corte y relleno.

$$V=21617.15 \text{ m}^3$$

Relleno compactado

El volumen se calcula por medio del programa AUTOCAD-CIVIL3D con la tabla resultados de corte y relleno.

$$V=577.46 \text{ m}^3$$

Desalojo de material con volqueta y cargada

El volumen se calcula por medio del programa AUTOCAD-CIVIL3D con la tabla de resultados de corte y relleno.

$$V \text{ corte}=21617.15 \text{ m}^3$$

$$V \text{ relleno}=577.46 \text{ m}^3$$

$$V= 21617-577.46=21039.69 \text{ m}^3$$

Construcción de la calzada**Base clase 2 e=15cm**

El volumen se calcula por medio de las dimensiones de la carretera

Longitud de la vía =620m

Ancho de vía=6m

Espesor= 0.15m

$$V=620*6*0.15=558 \text{ m}^3$$

Sub-base clase 3 e=16 cm

El volumen se calcula por medio de las dimensiones de la carretera

Longitud de la vía =620m

Ancho de vía =6m

Espesor= 0.16m

$$V=620*6*0.16=595.2 \text{ m}^3$$

Bordillos de hormigón simple $f'c=210\text{kg/cm}^2$, $h=60\text{cm}$, $b=20\text{cm}$

El volumen se calcula por medio de las dimensiones de la acera

Longitud de la vía =620m

Bordillos=2

Ancho de bordillo=0.2m

Altura de bordillo= 0.6m

$V=620*2*0.2*0.6=148.8 \text{ m}^3$

Aceras de hormigón simple $f'c=210\text{kg/cm}^2$, $e=18\text{cm}$ sobre sub-base clase 2, $e=15 \text{ cm}$

El área se calcula por medio de las dimensiones de la carretera

Longitud de la vía =620m

Ancho de aceras=0.80m

Aceras= 2

$A=620*0.80*2=992 \text{ m}^2$

Conformación y compactación de la subrasante

El área se calcula por medio del programa AUTOCAD-CIVIL3D

$A=6833.46 \text{ m}^2$

Adoquinado bloques de hormigón, capa y sello de arena, $e=0.3\text{cm}$

El área se calcula por medio de las dimensiones de la carretera, se incluye junta transversal de confinamiento cada 75 metros de hormigón de 180 kg/cm^2

Longitud de la vía=620m

Ancho de aceras=6m

$A=620*6=3720 \text{ m}^2$

Obras de drenaje

Excavación de zanjas alcantarillado

El volumen se calcula por medio de las dimensiones de la excavación

Ancho Zanja= 0.5m

Profundidad= 1.5m

Largo de tubería= 9m

#Zanjas= 3

$V = 0.5 * 1.5 * 9 * 3 = 20.25 \text{ m}^3$

Relleno de alcantarillado

El volumen se calcula por medio de las dimensiones de la excavación menos la tubería junto con el número de alcantarillas que se coloca en la parte más baja del final o inicio de cada curva vertical.

Volumen de excavación= 20.25m³

Ancho de alcantarilla= 0.4 m

Largo tubería= 9m

Zanjas= 3

Volumen de tubería = $\frac{0.4^2 * \pi}{4} * 9 * 3 = 3.39 \text{ m}^3$

$V = 20.25 - 3.39 = 16.86 \text{ m}^3$

Sumideros de calzada incluye aro y rejilla

El número de sumideros se coloca al final o al inicio de cada curva vertical.

#Sumideros= 3

Señalización

Marcas de pintura en bordillos (pintura reflectiva amarilla)

La cantidad de pintura se calcula por medio de las dimensiones de la carretera.

Longitud de la vía=620m

Bordillos= 2

$D=620*2=1240m$

Marcas en el pavimento (pintura blanca)

El área de pintura se calcula por medio de las dimensiones de la carretera.

Longitud de la vía=620m

Ancho de líneas= 0.30m

$A=186 m^2$

Señalización reglamentaria

Se coloca señalización vertical y horizontal incluido poste galvanizado.

Limpieza final

Limpieza final de obra

El área se calcula por medio del programa AUTOCAD-CIVIL3D

$A=6833.46 m^2$

4.3. Presupuesto

Estos valores han sido analizados sin considerar los Costos Indirectos (utilidades, gastos administrativos e imprevistos), tampoco el valor del terreno. La mano de obra se ha calculado con los costos horarios mínimos establecidos por el Ministerio de Trabajo y los precios referenciados por la Cámara de la Industria de la construcción. Todos los valores aquí expuestos son únicamente referenciales.

Tabla 119*Presupuesto Total*

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
PRESUPUESTO VÍA				347348.81
OBRAS PRELIMINARES				
Replanteo y nivelación de la vía	m2	6,833.46	3.28	22,413.75
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
Excavación a máquina	m3	21,617.15	6.54	141,376.16
Relleno compactado	m3	577.46	3.46	1,998.01
Desalojo de material con volqueta y cargada	m3	21,039.69	2.25	47,339.30
CONSTRUCCIÓN DE LA CALZADA				
Base clase 2 e=15cm	m3	558.00	19.74	11,014.92
Sub-base clase 3 e=16 cm	m3	595.20	16.47	9,802.94
Bordillos de HS f'c=210kg/cm2, h=60cm, b=20cm	m3	148.80	20.54	3,056.35
Aceras de HS f'c=210kg/cm2, e=18cm sobre sub-base clase 2,e=15 cm	m2	992.00	23.98	23,788.16
Conformación y compactación de la subrasante	m2	6,833.46	2.42	16,536.97
Adoquinado bloques de hormigón, capa y sello de arena, e=0.3cm	m2	3,720.00	13.83	51,447.60
OBRAS DE DRENAJE				
Excavación de zanjas alcantarillado	m3	20.25	2.58	52.24
Relleno de alcantarillado	m3	16.86	3.46	58.34
Sumideros de calzada incluye aro y rejilla	u	3.00	230.03	690.09
SEÑALIZACIÓN				
Marcas de pintura en bordillos (pintura reflectiva amarilla)	m	1,240.00	3.11	3,856.40
Marcas en el pavimento (pintura blanca)	m2	186.00	4.56	848.16
Señalización reglamentaria	u	1.00	564.19	564.19
LIMPIEZA FINAL				
Limpieza final de obra	m2	6,833.46	1.83	12,505.23

CONTINÚA →

PRESUPUESTO PUENTE DE MAMPOSTERIA					27443.35
OBRAS PRELIMINARES					
Replanteo y nivelación	m2	95.88	3.28	314.49	
Relleno compactado	m3	287.56	3.46	994.96	
Excavación a máquina	m3	209.17	6.54	1,367.97	
ESTRUCTURA					
Protecciones perimetrales	m	27.00	166.78	4,503.06	
Muro de mampostería de roca	m3	165.98	78.86	13,089.18	
Encofrado/desencofrado metálico tipo renteco alquilado para muro-dos caras	m2	100.98	11.99	1,210.75	
Arco de mampostería	m3	67.46	73.45	4,954.94	
DRENAJE					
Tubos de desagüe 4"	m	48.00	21.00	1,008.00	
PRESUPUESTO TOTAL					374,792.16

PRESUPUESTO VIA: \$ 347,348.81

PRESUPUESTO PUENTE: \$ 27,443.35

TOTAL: \$ 374,792.16

EXTENSIÓN CONSTRUIDA: 620m

COSTO POR METRO LINEAL: 604.5 USD/M

CONCLUSIONES

- Se elabora el diseño de un acceso vial y un puente de ingreso a la quebrada Togllahuaycu que permite dirigirse al cementerio previsto para su construcción, el cual favorece al avance vial de la comunidad, mejora la calidad del ingreso y salida de la ruta, facilitando así el flujo vehicular y peatonal con un mejor aspecto del camino que aumenta el nivel de ingresos económicos familiares y mejora la calidad de vida de aproximadamente 700 personas que viven en la comunidad la Toglla al nororiente del cantón Quito, en la parroquia Guangopolo, provincia de Pichincha.
- El estudio de suelos y el levantamiento topográfico son factores claves para analizar la vía y el puente en su parte estructural, ya que brindan parámetros del terreno en el cual vamos a trabajar. En este proyecto el relieve natural en el camino a intervenir es de tipo ondulada y montañoso que indica máximo movimiento de tierras. En los suelos por su lado se obtiene sus características físicas y mecánicas como el ángulo de fricción, cohesión, CBR y tipo de suelo, lo que ayuda a determinar todos los parámetros necesarios para un correcto diseño de las estructuras inmersas en el proyecto. La cohesión de la cangahua ayudo bastante en el diseño de los muros y estribos ya que al generar una estabilidad del suelo por su propia cuenta, los empujes eran mínimos y a pesar de la gran altura cumple con los factores de seguridad requeridos en estructuras de mampostería de piedra. Y por otra el CBR que se obtuvo permite calcular el espesor mínimo de la base granular de la vía.

- En el diseño geométrico se concluye un camino agrícola forestal con un TPDA alrededor de 350 vehículos con una proyección de 10-20 años utilizando el método de la treintava hora, con estas condiciones previas al diseño se hace que cumpla parámetros de velocidad transitable mínima, curvas espirales y circulares, radios mínimos, y la longitud de transición equilibrada según la norma norte americana adecuando al terreno para evitar empinadas pronunciadas. Mientras que dentro de las características geométricas de la vía se tiene una sección transversal de 8m según la normativa vigente, en la cual se decide colocar adoquín como superficie de rodadura considerando un CBR como terreno malo, para ello se decide utilizar una capa de Sub-Base y Base, en donde se utiliza el método de Mills y del Instituto de Cemento Portland, para obtener un resultado de estructura de la calzada con espesor total de 42cm siendo esta la más adecuada y segura.
- En cuanto al diseño del puente el estudio hidrológico indica que la altura máxima de crecida es de 1.25 m, por lo que el galibo del puente tiene una distancia de 6 m evitando así cualquier inconveniente cuando cruce el máximo caudal de la cuenca de estudio, por otro lado dentro del análisis estructural se realiza para el caso en el que se colocaría piedra labrada (dovelas), pero por su alto costo en la elaboración de las piedras, se concluye realizar una sola sección como muro de mampostería conservando su estilo clásico y reduciendo el costo de esculpir piedras, ya que es bastante complicado conseguir las dimensiones exactas, sin mencionar el peso de las mismas y su correcta colocación.

- Se determina que el proyecto tiene un costo total de USD 372,351.09 (dólares americanos), sin considerar los Costos Indirectos (utilidades, gastos administrativos e imprevistos), tampoco el valor del terreno. La mano de obra se ha calculado con los costos horarios mínimos establecidos por el Ministerio de Trabajo y los precios referenciados por la Cámara de la Industria de la construcción. Todos los valores aquí expuestos son únicamente referenciales.

RECOMENDACIONES

- Es recomendable previamente al diseño del proyecto, realizar reuniones donde las autoridades socialicen a todos los usuarios de la comunidad la metodología de ejecución y los beneficios que va generar el proyecto para así abarcar la necesidad que presentan y verificar que el proyecto a realizar tenga demanda y conformidad.
- El levantamiento topográfico y estudios de suelos que son preliminares al proyecto se deben realizar de la manera más precisa y previamente planificada, es decir, en coordinación con las autoridades del predio para así obtener datos confiables y reales para el correcto desarrollo del proyecto.
- En el diseño geométrico es importante que el trazado del camino no debe superar las pendientes mínimas y también realizar el replanteo de las curvas para la comprobación del abscisado y valores determinados en el plano de implantación que se deberá cumplir con los detalles técnicos de construcción que certifiquen los resultados esperados en el proyecto, las cuales están basadas en la normativa de especificaciones generales para construcción de caminos y puentes.
- Para diseñar de la sección transversal es recomendable tomar en cuenta el tipo de suelo más crítico y proceder a colocar las superficies de rodadura necesarias para que el camino sea lo más seguro.
- Para el diseño Sismorresistente del puente es recomendable considerar los espectros de diseños que menciona la AASHTO, y realizar un correcto estudio de suelos e hidrológico.

- Para el financiamiento de la ejecución de este proyecto es recomendable buscar apoyo a los GADS para solventar el presupuesto referencial analizado para la comunidad la Toglla.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2000). *Diseño de Puentes*. Recuperado el 16 de Septiembre de 2019, de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6226/05.pdf?sequence=6&isAllowed=y>
- AASHTO-LRFD. (2012). *Diseño de Puentes*. Estados Unidos.
- Álamo, A. (2001). *Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación*. Madrid: UPM.
- Ander Eg, E. (1982). *Técnicas de investigación social*. Buenos Aires: Lumen Argentina.
- Bastidas, P., & Fernando, G. (2018). *Propuesta de diseño de un cementerio para la comunidad "La Toggla" en la parroquia Guangopolo*. Quito.
- Bernal, C. (2010). *Metodología de la Investigación*. Colombia: Orlando Fernández Palma.
- Bernal, C. A. (2006). *Metodología de la investigación*. México D.F: Pearson.
- Boixader, D. (13 de Diciembre de 2017). *Estructurando*. Obtenido de <http://estructurando.net/2017/12/13/empujes-muros-debido-al-sismo-metodo-mononobe-okabe/>
- Calucho, W. (2017). *La incidencia del tráfico vehicular en la capa de rodadura*. Quito.
- Cárdenas, J. (2013). *Diseño Geométrico de Carreteras*. Popayán: Ecoe.
- Carrasco Díaz, S. (2006). *Metodología de la investigación científica*. Lima: San Marcos.
- Chango, S. (2012). *Mejoramiento Horizontal, Vertical Y De La Capa De Rodadura De La Carretera García Moreno, Desde El Partidero De La Comunidad Sigsipamba Hasta La Entrada A La Comunidad De Laturún, En La Parroquia San Andrés, Cantón Guano, Provincia De Chimborazo Para Mejo*. Ambato: UTA.
- Chasi, M. (2015). *Las condiciones de la vía de ingreso a las comunidades, Óvalo Nuevo, San León, San Juan, Unión y Trabajo, de la Parroquia Mulalillo, Cantón Salcedo, Provincia de Cotopaxi y su incidencia en la calidad de vida de los habitantes del sector*. Ambato: UTA.
- De Jesus, L. (17 de Septiembre de 2013). *Scribd*. Obtenido de <https://www.scribd.com/document/168797201/Puente-s>
- Dirección General de caminos y ferrocarriles. (2018). *Manual de Carreteras*. Lima.
- DMQ. (2008). Ordenaza 3746. *Ordenanza*, (pág. 178). Quito .

- Ferro, C. (15 de Julio de 2013). *Salvando las distancias. Puentes de mampostería (1ra parte)*. Recuperado el 16 de Septiembre de 2019
- Garcés Paz, H. (2000). *Investigación científica*. Quito: Abya-Ayala.
- Guashpa, F., & Salazar, C. (2017). *DISEÑO DE ADOQUINADO DE LAS CALLES ROLDOS AGUILERA, GUABOS, ATAHUALPA, LUIS CORDERO, PEDRO BRÜNING Y ELIAS SINALIN DE LA PARROQUIA DE NAYÓN*. Quito.
- Hernández Sampieri, R. e. (1991). *Metología de la investigación*. Atlacomulco: McGraw-Hill.
- Hurtado, S. (2018). *Mejoramiento horizontal, vertical y de la capa de rodadura de la carretera García Moreno, desde el partidero de la comunidad Sigsipamba hasta la entrada a la comunidad de Laturún, en la Parroquia San Andrés, Cantón Guano, Provincia de Chimborazo para mejor*. Quito.
- Ibáñez Asensio, S., Moreno Ramón, H., & Gisbert Blanquer, J. M. (2015). *Métodos para la determinación del tiempo de concentración (tc) de una cuenca hidrográfica*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- INAMHI. (2019). *Determinación de ecuaciones para cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Quito: INAMHI.
- INSTITUTE, A. (s.f.). *Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente*.
- Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala. (2013). *Guía de Instalación de Adoquines de Concreto*. Guatemala: ICCG.
- Keller, G. (2004). *Ingeniería de Caminos Rurales*. California : USAID.
- Martín-Caro Álamo, J. A. (2001). *Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de Comprobación* . Madrid : Universidad de Madrid.
- Monsalve Sáenz, G. (1995). *Hidrología en la ingeniería*. Santafé de Bogotá: Tercer Mundo.
- MOP. (2003). *Normas de diseño geométrico de carreteras (Ministerio de Obras Publicas)*. Quito.
- MOP-001-F. (2002). *Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes* . Quito: Ministerio de Obras Públicas .

- Movimiento Regional Por La Tierra. (2017). *Movimiento Regional Por La Tierra*. Recuperado el 5 de agosto de 2019, de <http://www.porlatierra.org/casos/45/georeferencial>
- MTOP. (2013). *Norma Ecuatoria Vial - Libro 3*. Quito: Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
- MTOP. (2013). *Norma Ecuatoriana Vial- Libro 2A*. Quito: Ministerio de Transportes y Obras Publicas del Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico. Diseño Sismo Resistente* . Quito: NEC15.
- NEVI-12-MTOP. (2013). *Ministerio de transporte y obras públicas del Ecuador*. Quito.
- Peña, J. (2017). *Modelo de gestión de tierras comunitarias para el pueblo ancestral la Toglía-Guangopolo con criterios de sostenibilidad*. Sangolquí.
- Pérez, P. (2018). *Modelo de gestión de tierras comunitarias para el pueblo ancestral la Toglía-Guangopolo con criterios de sostenibilidad*. Quito.
- Pichincha, G. d. (2012). *Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Guangopolo*. Guangopolo.
- Pro, E. (2012). *Ejercicios de Obras Civiles & Complementarias*. Quito: S/N.
- Roguíguez , B., & Calle, F. (2013). *Diseño integral del sistema de drenaje vial para obras de arte menor (Drenaje longitudinal y transversal) para la carretera Pachon Mina Zharo de 7.2 Km ubicada en el cantón suscal en la provincia de Cañar* . Cuenca : Universidad de Cuenca.
- Romo Proaño, M. (2015). *Diseño de Puentes* . Quito.
- Rueda, J. (2018). *Estudio y diseño para el mejoramiento de las vías de acceso a las parroquias de Alangasí y la Merced por la Troncal de la sierra (E35)*. Sangolquí: UFA-ESPE.
- Sabogal, F. S. (1990). *Ensayo para Pavimentos Guía para la Ejecución e Interpretación de los Resultados*. Bogotá.
- SEICA. (2004). *Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales*. PROALCA.
- Sousa Santos, B., & Grijalva, A. (2012). *Justicia indígena, plurinacionalidad e Interculturalidad en Ecuador*. Quito: Abya Yala, Fundación Rosa Luxemburg.

UruralG. (Junio de 2016). *Modelo de metodos y técnicas*, *Universidad Rural de Guatemala*. Recuperado el 16 de Septiembre de 2019, de https://www.urural.edu.gt/wp-content/uploads/2010/09/Modelo_metodos_tecnicas_UruralG.pdf

ANEXOS