

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA:

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIEROS CIVILES

TEMA:

**MEJORAMIENTO GEOMÉTRICO Y ESTRUCTURAL DE LA VÍA
PRINCIPAL A LA COMUNIDAD “SAN PABLITO DE AGUA LONGO” DE
LA PARROQUIA TUPIGACHI DEL CANTÓN PEDRO MONCAYO DE LA
PROVINCIA DE PICHINCHA**

AUTORES:

ALEX GABRIEL ALARCÓN CARRILLO

ROBERTO CARLOS MONTALUISA GÓMEZ

TUTOR:

HUGO FLORENCIO TORRES MERINO

Quito, Septiembre del 2016

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros, Alex Gabriel Alarcón Carrillo, con documento de identificación N° 1500546633 y Roberto Carlos Montaluisa Gómez, con documento de identificación N° 1720088606, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: Mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal a la comunidad “San Pablito de Agualongo” de la parroquia Tupigachi del cantón Pedro Moncayo de la provincia Pichincha, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Nombre: Alex Gabriel Alarcón Carrillo

Cédula: 1500546633

Fecha: Quito, Septiembre del 2016



Nombre: Roberto Carlos Montaluisa Gómez

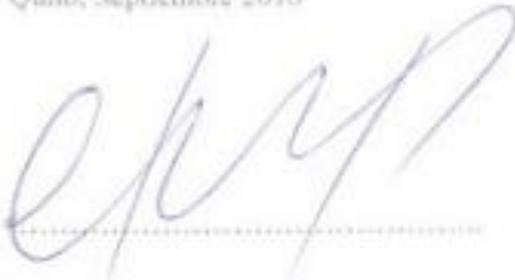
Cédula: 1720088606

Fecha: Quito, Septiembre del 2016

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación: Mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal a la comunidad "San Publio de Agualongo" de la parroquia Tupigachi del cantón Pedro Moncayo de la provincia Pichincha, realizado por Alex Gabriel Alarcón Carrillo y Roberto Carlos Montaluisa Gómez, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, Septiembre 2016



Hugo Florencio Torres Merino

Cédula de identidad: 1714771977

DEDICATORIA

A Dios por ser mi guía y fortaleza para permitirme alcanzar mis metas de vida.

A mis queridos padres que me ha dado la vida, por hacer de mí una gran persona con sus sabios consejos y ser el pilar fundamental de mi formación académica a lo largo de estos años.

A mi amada esposa e hijo que estuvieron a mi lado apoyándome y creyeron en mí por estar siempre a mi lado brindándome su amor y apoyo incondicional en los momentos buenos y malos.

A mis amigos de aula y mi mentor el Ingeniero Patricio Montaluisa, quienes sin esperar nada a cambio compartieron sus conocimientos, experiencias y alegrías.

El presente trabajo ha sido gracias a todos ellos.

Alex Gabriel Alarcón Carrillo

Dedico este trabajo principalmente a Dios que es el autor de la vida que me ha dado fortaleza para continuar cuando he estado a punto de caer; y el que me ha permitido llegar a este momento tan importante de mi formación profesional.

De igual manera a mis padres que fueron el pilar fundamental en todo lo que soy, quienes sacrificaron parte de su vida para convertirme en un hombre de provecho y formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores. A mi hermana que también ha sido mi apoyo cuando lo he necesitado y a mi hermano que desde el cielo seguramente me brinda su bendición y a toda mi familia.

A mi esposa e hija que respeto y admiro que son el motor para seguir adelante y que sin importar los reveses que hemos tenido han sido las que me han apoyado a la realización de este gran sueño, las amo.

A mi amigo, gracias por el gran equipo que formamos para lograr llegar hasta el final del camino y que hasta el momento seguimos siendo amigos.

Roberto Carlos Montaluisa Gómez

AGRADECIMIENTO

Agradecimiento de manera especial a la Universidad Politécnica Salesiana por abrirnos sus puertas y brindarnos la oportunidad de estudiar, por su competencia para formarnos en el ámbito profesional y personal.

A la Carrera de Ingeniería Civil, sus autoridades y docentes, personas a quienes aprecio mucho, en especial a nuestro tutor Ing. Hugo Torres por su conocimiento, ayuda y paciencia durante todo el desarrollo de nuestro proyecto técnico.

Siglas o abreviaturas

AASHO: Asociación Americana de Autoridades de Vialidad de los Estados. (American Association of State Highway Officials).

AASHTO: Asociación Americana de Autoridades de Vialidad y Transporte de los Estados. (American Association of State Highway and Transportation Officials).

ASTM: Sociedad Americana para Ensayo de Materiales (American Society for Testing and Materials).

CBR: Índice de California, Capacidad portante de California (California Bearing Rates). Medida de la resistencia de un suelo al esfuerzo cortante bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. Se expresa en porcentaje (%) y se utiliza, auxiliándose con curvas empíricas, para el proyecto de Pavimentos flexibles.

INEC: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.

INEN: Instituto Ecuatoriano de Normalización.

MOP: Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.

MOP-001-F-2002: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes, Edición 2002.

Definiciones.

Acarreo Libre: Traslado de Materiales excavados hasta una distancia determinada, sin derecho a una compensación adicional por este trabajo.

Acera (Vereda): Parte de una Carretera o Puente construida exclusivamente para el uso de peatones.

Aditivo: Sustancia que se mezcla con la masa de concreto, con productos asfálticos o áridos, para proporcionarles una o varias propiedades o para mejorar sus características.

Alcantarilla: Cualquier clase de estructura no clasificada como puente, destinada a proporcionar un cauce libre del agua, localizada debajo de una carretera.

Áridos o Agregados: Nombre genérico para distintos conjuntos de partículas minerales, de diferentes tamaños, que proceden de la fragmentación natural o artificial de las Rocas.

Asfalto: Betún sólido, semisólido o líquido, de color entre negro o pardo oscuro, encontrado en depósitos naturales u obtenido artificialmente como un residuo del petróleo. En nuestro país, la mayor parte del asfalto empleado se obtiene del Petróleo.

Base: Capa (o capas), de espesor definido, de materiales sujetos a determinadas especificaciones, colocada sobre la sub base o la subrasante para soportar las capas de Superficie o Rodadura.

Bermas: Fajas longitudinales comprendidas entre el borde del Espaldón y la Arista interior de las cunetas o los terraplenes. Se utilizan para señalamiento, iluminación, barreras de seguridad, etc.

También se denominan así los escalones en un talud (de corte o de relleno; sean permanentes o temporales durante el proceso de construcción) y las fajas que eventualmente se dejan entre el pie del talud, en un corte, y la Arista exterior de las cunetas.

Bordillo: Cinta, borde o cordón sobresaliente de hormigón (asfáltico o hidráulico), piedra o ladrillo, que se usa para definir el límite de la calzada, del espaldón o de la acera, para guiar al conductor, advertir zonas de peligro y/o facilitar el drenaje.

Calzada: La parte del camino donde circulan los vehículos, incluyendo los carriles auxiliares, pero excluyendo los espaldones.

Cantera: Yacimiento rocoso que requiere del uso de explosivos para la explotación de materiales de construcción.

Cunetas: Zanjas, revestidas o no, que recogen y canalizan las aguas superficiales y se desarrollan paralelamente al Camino.

Generalmente, se utiliza este nombre para las cunetas laterales del borde exterior de los Espaldones o de las Bermas y se usan para recoger las aguas de la calzada, los Espaldones y las Bermas, si éstas existen

Espaldón: La parte contigua a la calzada necesaria para el estacionamiento temporal de vehículos, las maniobras de emergencia y el soporte lateral del pavimento.

Mina: Yacimiento o fuente de materiales de construcción, siempre que no se trate de yacimientos de roca sólida (Cantera).

Pavimento: Nombre genérico para toda la "estructura" de un pavimento (Firme). No obstante se lo utiliza también para designar solo la capa de rodadura, especialmente cuando ella está constituida por una carpeta.

Precio unitario: Precio por Unidad de Medida, establecido para cada Rubro o Item.

Rasante: Línea de gradiente a nivel de la superficie de rodadura del camino.

Replanteo: Demarcación en el terreno de puntos de control del proyecto, necesarios para realizar la obra.

Sub base: Capas, de espesor definido, de materiales que cumplen determinadas especificaciones, las cuales se colocan sobre una subrasante aprobada, para soportar la Capa de Base.

Subrasante: Superficie superior de la obra básica, preparada como fundación de la estructura de pavimento y de los espaldones.

Talud: Superficie inclinada de un corte, de un terraplén o un muro.

Terraplén (o relleno): Construcción elevada sobre el terreno natural, compuesta de suelo, roca o una combinación de los dos, la cual constituye la obra básica del camino en zonas de relleno.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1	2
DATOS GENERALES DEL PROYECTO	2
1.1 Nombre del proyecto.....	2
1.2 Entidad Ejecutora.....	2
1.3 Cobertura y localización:	2
1.4 Monto	4
1.5 Plazos de ejecución	4
CAPITULO 2	5
DIAGNÓSTICO Y PROBLEMA.....	5
2.1 Descripción de la situación actual del área de intervención del proyecto.....	5
2.1.1 Aspectos geopolíticos y límites.....	5
2.1.2 Población.....	8
2.1.3 Educación.....	9
2.1.4 Salud.....	11
2.1.5 Infraestructura y acceso a los servicios básicos.	13
2.1.6 Vialidad y accesos.....	13
2.1.7 Aspectos socioeconómicos.....	17
2.1.8 Usos del suelo.	19
2.1.9 Tipos de suelo.	22
2.1.10 Ambiente.....	23
2.2 Identificación, descripción y diagnóstico del problema.....	25
2.3 Línea base del proyecto.....	27
2.4 Análisis de oferta y demanda	29
2.4.1 Demanda	29
2.4.2 Oferta.....	33
2.4.3 Estimación del déficit o demanda insatisfecha (oferta-demanda).....	33
CAPITULO 3	36

OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	36
3.1 Objetivo general y objetivos específicos.....	36
3.1.1 Objetivo General.	36
3.1.2 Objetivos Específicos.....	36
3.2 Indicadores de resultados.	36
3.3 Matriz de marco lógico.	37
CAPITULO 4	38
Estudio de tránsito.....	38
4.1 Alcance de los estudios.	38
4.2 Estaciones de conteo.	39
4.3 Conteos volumétricos.....	40
4.3.1 Conteos manuales de tráfico.	40
4.3.2 Conteos mecánicos de tráfico.....	41
4.3.3 Conteos automáticos de tráfico.	42
4.3.4 Metodología.	42
4.1.4 Conteo y clasificación de vehículos.....	43
4.4.1 Vehículos livianos.....	43
4.4.2 Vehículos pesados.....	43
4.4.3 Vehículos tipo.	44
4.5 Determinación del TPDA.....	44
4.5.1 Tráfico actual.	44
4.6 Índices de crecimiento vehicular.....	47
4.7 Transito futuro.....	47
4.7.1 Proyección del tránsito.....	48
4.7.2 Tráfico generado.	49
4.7.3 Tráfico por desarrollo.....	56
4.7.4 Tráfico desviado.....	57

4.7.5 Composición del tráfico total proyectado.	58
4.8 Clasificación del tipo de vía.	58
4.9 Repetición de carga.	61
4.10 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible método AASHTO. ..	61
4.10.1 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible en un periodo de 20 años.	63
4.11 Cuantificación del factor de equivalencia de carga, método AASHTO simplificado.	64
4.11.1 Factor daño por vehículo (FDV).	65
4.11.2 Factor de equivalencia de carga.	65
4.11.3 Cálculo del número de ESAL'S.	66
4.11.4 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible en un periodo de 20 años.	67
4.11.5 Cálculo del número de ejes equivalentes para el año base 2015.	67
4.11.6 Cálculo del número de ejes equivalentes para tráfico generado a partir del año 2018.	67
4.11.7 Cálculo del número de ejes equivalentes para tráfico por desarrollo a partir del año 2018.	68
CAPITULO 5	70
Estudio topográfico	70
5.1 Alcance de los estudios.	70
5.2 Equipos utilizados.	70
5.3 Procedimiento y actividades.	70
5.4 Trazado y diseño vial.	75
5.4.1 Localización del eje horizontal.	75
5.4.2 Velocidad de diseño.	75
5.4.3 Velocidad de Circulación.	76
5.4.4 Diseño horizontal.	78
5.4.5 Diseño vertical.	88
5.4.6 Diagrama de masas.	103

CAPITULO 6	107
Estudio GeOTÉCNICO VIAL	107
6.1 Alcance de los estudios.	107
6.2 Localización del proyecto.	107
6.3 Condiciones climáticas.....	109
6.3.1 Características climatológicas.	109
6.4 Características geomorfológicas.	112
6.5 Descripción Geológica del proyecto.	112
6.6 Formaciones Geológicas.	114
6.6.1 Tectónica.	115
6.7 Riesgos naturales.....	116
6.7.1 Susceptibilidad sísmica.	116
6.7.2 Susceptibilidad a peligros volcánico.	119
6.7.3 Susceptibilidad a inundaciones.	121
6.8 Estudios geotécnicos de la subrasante.	121
6.8.1 Trabajos de campo.	122
6.8.2 Ensayos de laboratorio.	125
6.8.3 Perfiles estratigráficos para la clasificación AASHTO y SUCS.....	130
6.8.4 Niveles freáticos.....	130
6.8.5 Capacidad de soporte del suelo (CBR).	133
6.8.6 Módulo resiliente de diseño.	139
6.9 Ensayo Triaxial (U.U).....	141
6.10 Estabilidad de taludes.....	143
6.11 Estudio de fuentes de materiales.....	146
6.11.1 Ubicación de Canteras.....	147
6.11.2 Clasificación de los materiales de la mina Construcal Cía. Ltda.	148
CAPITULO 7	151

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO Y DRENAJE.....	151
7.1 Alcance de los estudios.....	151
7.2 Generalidades.....	152
7.3 Climatología.....	152
7.3.1 Características climatológicas.....	154
7.4 Curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF).....	158
7.5 Áreas de drenaje.....	160
7.5.1 Determinación de caudales.....	160
7.6 Cálculo Hidráulico.....	167
7.6.1 Caudal de diseño en cunetas.....	167
7.7 Diseño de obras de drenaje.....	172
7.7.1 Dimensionamiento de cunetas.....	172
7.7.2 Diseño de alcantarillas.....	179
7.8 Muro a gravedad o de gavión.....	188
7.8.1 Elementos de un Muro de gavión.....	188
7.8.2 Gaviones tipo caja.....	189
7.8.3 Principales causas para el fallo del muro de gavión.....	190
CAPITULO 8.....	194
Diseño estructural de la vía.....	194
8.1 Alcance de los estudios.....	194
8.2 Pavimentos.....	195
8.2.1 Pavimento flexible (Asfáltico).....	195
8.2.2 Pavimento semiflexible (Articulado-Adoquinado).....	196
8.3 Estructura de los pavimentos.....	197

8.3.1 Sub-Rasante.....	198
8.3.3 Base.....	201
8.3.4 Carpeta asfáltica.....	202
8.4 Parámetros de diseño del pavimento flexible (Asfáltico).....	205
8.4.1 Parámetros de diseño de la Sub-base.....	205
8.4.2 Parámetros de diseño de la Base.....	206
8.4.3 Riego de imprimación.....	206
8.4.4 Medición de la cantidad de asfalto.....	207
8.4.5 Hormigón asfáltico.....	207
8.4.6 Mezcla en caliente.....	207
8.4.7 Densidad de la mezcla compactada.....	208
8.4.8 Fórmula maestra.....	208
8.4.9 Porcentaje de asfalto.....	209
8.4.10 Las briquetas en campo.....	209
8.5 Parámetros de diseño para pavimentos semiflexibles (Adoquinado).....	209
8.5.1 capa superior del pavimento articulado.....	210
8.5.2 Capa de arena de soporte.....	211
8.5.3 Adoquines de concreto.....	212
8.5.4 Arena de sellado.....	212
8.6 Influencia del clima.....	213
8.6.1 Capacidad de drenaje (mi).....	214
8.7 Diseño del pavimento asfáltico por el método AAHSTO 1993.....	216
8.7.1 Periodo de diseño.....	217
8.7.2 Tránsito de diseño.....	218
8.7.3 Nivel de confianza (R).....	218
8.7.4 Desviación normal (Zr).....	219
8.7.5 Desviación estándar (So).....	219
8.7.6 Perdida del índice de serviciabilidad (Δ PSI).....	220

8.7.7 Determinación del número estructural para el pavimento flexible, SN.	221
8.7.8 Determinación del espesor de cálculo estructural “D”.	227
8.7.9 Sección típica del pavimento asfáltico.	229
8.8 Diseños de pavimentos semiflexibles (articulados-adoquinados), aplicando dos métodos de diseños.	230
8.8.1 Diseño de pavimentos articulado por el método ICPC.	230
8.8.2 Diseño de pavimentos articulado por el método del Instituto del Asfalto. .	233
8.8.3 Análisis comparativo de los dos métodos anteriores.	236
CAPÍTULO 9	238
DISEÑO DE SEÑALIZACIÓN	238
9. 1 Alcance de los estudios.	238
9.2 Señalización horizontal.	238
9.2.1 Clasificación de las demarcaciones.	240
9.2.2 Distancias de visibilidad.	246
9.2.3 Características de señales.	258
9.3 Señalización vertical.	259
9.3.1 Clasificación de las señales verticales y sus funciones.	260
9.5 Cálculo del rendimiento de pintura para la señalización horizontal.	267
9.5 Especificaciones técnicas MOP-001-F-2002	268
9.5.1 Materiales a ser empleados en la señalización vertical.	270
CAPITULO 10	271
EVALUACIÓN AMBIENTAL	271
10.1 Antecedentes.	271
10.2 Diagnóstico de la situación	272
10.2.1 Área de influencia.	273
10.2.2 Área de influencia socio económica.	274

10.3 Ubicación de botaderos.....	274
10.4 Ordenanzas ambientales.....	275
10.5 Caracterización ambiental.....	275
10.5.1 Sistema abiótico.....	275
10.5.2 Sistema biótico.....	280
10.5.3 Medio antrópico.....	283
10.5.4 Identificación de impactos ambientales.....	289
10.5.4.6 Matriz de Severidad.....	295
10.5.5 Plan de manejo ambiental.....	297
11.5.6 Costos ambientales.....	297
CAPITULO 11.....	298
ANÁLISIS ECONÓMICO Y FINANCIERO.....	298
11.1 Alcances de los estudios.....	298
11.2 Ingresos.....	298
11.2.1 Beneficios Valorados Operación vehicular, Transporte, Plusvalía y producción.....	298
11.3 Egresos.....	304
11.3.1 Costos anuales de Mantenimiento.....	304
11.3.2 Costos y presupuesto de Obra.....	306
11.3.2.1 Costos de construcción de la vía.....	306
11.3.3 Cantidades de Obra.....	307
11.3.4 Análisis de Precios Unitarios.....	307
11.4 Beneficios y Costos Económicos del proyecto.....	307
11.4.1 Beneficios Económicos.....	307
11.5.2 Costos Económicos del proyecto.....	309
11.6 Vialidad Financiera y/o Económica.....	310
11.6.1 Indicadores Financieros Y/O Económicos.....	312
CAPITULO 12.....	320

CONCLUSIONES	320
RECOMENDACIONES	323
cAPITULO 13	325
Bibliografía	325

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM de San Pablito de Agualongo	2
Tabla 2. Población de la Parroquia de Tupigachi.	8
Tabla 3. Población de la Parroquia de Tupigachi por género.	9
Tabla 4. Número de alumnos de la Parroquia de Tupigachi.	10
Tabla 5. Número de Centros Educativos de la Parroquia de Tupigachi.	10
Tabla 6. Inventario de la infraestructura existente en salud.....	11
Tabla 7. Indicadores de salud.....	12
Tabla 8. Infraestructura y acceso a los servicios básicos (Parroquia Tupigachi).....	13
Tabla 9. Inventario vial (Parroquia Tupigachi).....	15
Tabla 10. Rama de Actividades (Primer nivel).....	18
Tabla 11. Usos de suelo (Parroquia de Tupigachi).	20
Tabla 12. Tipos de suelos (Parroquia Tupigachi)	22
Tabla 13. Ambiente (Parroquia Tupigachi).	24
Tabla 14. Línea Base del Proyecto.....	29
Tabla 15. Población del cantón Pedro Moncayo.....	29
Tabla 16. Población demandante.	31
Tabla 17. Tasa de crecimiento.	31
Tabla 18. Población demandante efectiva del año 2035.....	32
Tabla 19. Demanda insatisfecha del año 2035.....	34
Tabla 20. Requerimientos de la población actual.	34
Tabla 21. Balance de oferta – demanda futura.....	35
Tabla 22. Indicadores de Resultados.....	37
Tabla 23. Clasificación vehicular.....	44
Tabla 24. Conteo manual de tráfico promedio diario semanal (T.P.D.S.).....	45
Tabla 25. Tráfico promedio diario anual del proyecto.....	46
Tabla 26. Porcentaje del tráfico promedio diario anual del proyecto.	46
Tabla 27. Porcentaje de vehículos respecto a su dirección.	47
Tabla 28. Tasas anuales de crecimiento del tráfico (%).	47
Tabla 29. Proyección del tráfico.	49
Tabla 30. Niveles de confianza factor k.....	51
Tabla 31. Porcentaje del tráfico generado según encuestas.	54
Tabla 32. Cálculos del Tráfico Generado (TG).	55

Tabla 33. Tráfico generado hasta el año 2035.	55
Tabla 34. Tráfico por desarrollo.	56
Tabla 35. Proyección del tráfico para el año 2035.....	58
Tabla 36. Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDAd.....	59
Tabla 37. Clasificación de carreteras.	60
Tabla 38. Determinación de la función de la vía.	60
Tabla 39. Método AASHTO para pavimento flexible (N° de ESALS).....	63
Tabla 40. Porcentaje de vehículos en el carril de diseño.	64
Tabla 41. Formulas del Factor de equivalencia de carga.	66
Tabla 42. Factor daño de equivalencia de carga.	66
Tabla 43. Número ESAL ´S.	66
Tabla 44. Factor de equivalencia de carga para el año 2018.	68
Tabla 45. Cálculo de valores de N.	69
Tabla 46. Velocidades de diseño recomendadas para carreteras.	76
Tabla 47. Velocidad de circulación.....	77
Tabla 48. Radios mínimos de curvatura.....	79
Tabla 49. Datos de la gradiente longitudinal (i).....	81
Tabla 50. Cálculo de las longitudes de transición y aplanamiento.	82
Tabla 51. Vehículos tipo V2DB.....	85
Tabla 52. Elementos de las curvas horizontales del proyecto.....	87
Tabla 53. Cuadro de peraltes, sobreechornos, longitudes de aplanamiento y transición desarrollados en el proyecto.....	88
Tabla 54. Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas.	89
Tabla 55. Valores mínimos de diseño del coeficiente (K).	94
Tabla 56. Longitudes mínimas para curvas verticales.	95
Tabla 57. Datos de las curvas verticales desarrollados en el proyecto vertical.	96
Tabla 58. Anchos de calzada según los volúmenes de tráfico.	97
Tabla 59. Valores de diseño para el ancho de espaldones.	98
Tabla 60. Cálculo de las fuerzas de volcamiento.....	102
Tabla 61. Cálculo de las fuerzas de estabilizadoras.....	102
Tabla 62. Análisis de material a desalojar.	105
Tabla 63. Ubicación de la estación Tomalón-Tabacundo.....	109
Tabla 64. Precipitaciones de la estación Tomalón-Tabacundo.....	110
Tabla 65. Cuadro de Temperatura máxima, mínima y media.....	111

Tabla 66. Cuadro de Temperatura máxima, mínima y media.....	111
Tabla 67. Valores del factor Z.....	118
Tabla 68. Espaciamiento aproximado de los sondeos.....	123
Tabla 69. Cuadro de abscisas donde se realizaron los ensayos de campo.	124
Tabla 70. Resumen de clasificación AASHTO y SUCS.....	129
Tabla 71. Ubicación del nivel freático en el proyecto.	130
Tabla 72. Valores de carga unitaria.....	134
Tabla 73. Clasificación de suelos para infraestructura de pavimentos.	134
Tabla 74. Clasificación del suelo de acuerdo al CBR.	135
Tabla 75. Resumen del CBR de diseño obtenidos de laboratorio.....	135
Tabla 76. Resumen de expresiones para correlacionar el número DCP con otros valores CBR.	137
Tabla 77. Resumen del Índice DCP obtenidos en campo con DCP.....	138
Tabla 78. Resumen del Índice DCP obtenidos en campo con DCP.....	138
Tabla 79. Cálculo del percentil 85.	139
Tabla 80. Resumen de resultados de ensayos realizados en laboratorio.....	143
Tabla 81. Datos para el método de las dovelas.	144
Tabla 82. Inventario de concesiones mineras del Cantón Pedro Moncayo.....	147
Tabla 83. Ubicación de las minas.	148
Tabla 84. Especificaciones técnicas de los agregados granulométricos.	149
Tabla 85. Resultados de ensayos realizados a los materiales de la Mina Construcal Cía. Ltda.....	150
Tabla 86. Ubicación de la estación Tabacundo.....	153
Tabla 87. Ecuaciones representativas de las ecuaciones pluviográficas.....	153
Tabla 88. Cuadro de precipitaciones de la estación Tomalón –Tabacundo.	154
Tabla 89. Cuadro de Temperatura máxima, mínima y media.....	156
Tabla 90. Temperatura máxima, mínima y media.	156
Tabla 91. Humedad máxima, mínima y media	157
Tabla 92. Humedad relativa máxima, mínima y media.	157
Tabla 93. Ecuación representativa de la estación (M-022).	158
Tabla 94. Coordenadas de la estación Tabacundo M-022.	159
Tabla 95. Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h.	159
Tabla 96. Coeficientes de escorrentía.	161
Tabla 97. .Estación Tabacundo, Ecuación IDF.....	163

Tabla 98. Áreas de aportación.....	165
Tabla 99. Tiempos de concentración para las micro-cuencas.....	166
Tabla 100. Coeficientes de escorrentía.	170
Tabla 101. Cálculo del caudal de cunetas (lado izquierdo y lado derecho de la vía.	172
Tabla 102. Coeficientes de rugosidad de Manning.....	174
Tabla 103. Velocidades máximas admisibles en canales y cunetas revestidas.....	176
Tabla 104. Cálculos de las secciones hidráulicas de cunetas.....	178
Tabla 105. Cálculos de caudales de diseño para alcantarillas.....	183
Tabla 106. Cálculos de la velocidad de diseño para alcantarillas.....	183
Tabla 107. Cálculo de pérdida total para la sección de alcantarilla de diseño.....	184
Tabla 108. Diámetro de alcantarillas en tubo de acero corrugado.....	187
Tabla 109. Dimensiones comerciales de caja de gavión.....	190
Tabla 110. Factor de seguridad a deslizamiento.....	192
Tabla 111. Factor de seguridad al volcamiento.....	193
Tabla 112. Esfuerzos de tracción.....	193
Tabla 113. Sección del pavimento flexible.....	196
Tabla 114. Resultados de ensayo de granulometría.....	199
Tabla 115. Resultados de cálculos para sub-base.....	200
Tabla 116. Resultados de ensayo de granulometría.....	201
Tabla 117. Resultados de cálculos para base.....	202
Tabla 118. Características para mezclas de granulometría densa, método Marshall.	203
Tabla 119. Coeficientes de capas para diseño estructural de pavimentos flexibles.	204
Tabla 120. Resultados de cálculos para C. Asfáltica.....	205
Tabla 121. Criterios del control de calidad de mezclas asfálticas.....	205
Tabla 122. Capacidad del drenaje para remover la humedad.....	215
Tabla 123. Porcentajes de tiempo en función de la calidad del drenaje y de la humedad.....	216
Tabla 124. Periodo de diseño en función del volumen del tránsito.....	217
Tabla 125. Niveles de confiabilidad sugeridos para varios tipos de carretera.....	219
Tabla 126. Niveles de confiabilidad sugeridos para varios tipos de carretera.....	219
Tabla 127. Desviación estándar, S_o , para pavimentos flexibles.....	220
Tabla 128. Serviciabilidad inicial, P_o	220

Tabla 129. Serviciabilidad final, Pt.....	221
Tabla 130. Parámetros de diseño para calcular el número estructural.	222
Tabla 131. Espesores de capas estructurales de Carpeta asfáltica, base y sub-base.	227
Tabla 132. Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes..	228
Tabla 133. Espesores determinados, en pulgadas, para la sección estructural.	228
Tabla 134. Espesores definitivos para sección típica en pavimentos.....	229
Tabla 135. Equivalencia entre el concreto asfáltico y otros materiales.	235
Tabla 136. Espesor de diseño para el pavimento articulado (cm).....	236
Tabla 137. Relación de señalización línea de separación opuesta segmentada.	242
Tabla 138. Distancias de visibilidades recomendadas.	249
Tabla 139. Elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento.	252
Tabla 140. Distancia Mínima de Visibilidad para el Rebasamiento de un vehículo.	253
Tabla 141. Cálculo de la distancia de visibilidad de rebasamiento.....	253
Tabla 142. Valores de diseño de la distancia de visibilidad mínimas para el rebasamiento.	254
Tabla 143. Distancias de visibilidad.	257
Tabla 144. Distancias de rebasamiento mínimas.	257
Tabla 145. Tipo de líneas de alineamiento según diseño geométrico.....	258
Tabla 146. Tipos de flechas de viraje.....	259
Tabla 147. Dimensiones de las señales preventivas.....	261
Tabla 148. Señales regulatoria ocupadas en el proyecto.	264
Tabla 149. Señales preventivas ocupadas en el proyecto.	264
Tabla 150. Señales regulatoria ocupadas en el proyecto.	265
Tabla 151. Puntos de vía UTM-WGC84.	273
Tabla 152. Precipitación año 2014.....	277
Tabla 153. Geomorfología.	277
Tabla 154. Cobertura vegetal.	278
Tabla 155. Hidrografía.	279
Tabla 156. Descripción de flora.....	281
Tabla 157. Descripción de fauna.....	281
Tabla 158. Ecosistema de Tupigachi.	282
Tabla 159. Distribución de población.	285
Tabla 160. Ecosistema de Tupigachi.	286

Tabla 161. Matriz de variables de calificaciones.	293
Tabla 162. Matriz de valoración de importancia del impacto.....	294
Tabla 163. Matriz de valoración de la magnitud del impacto.....	295
Tabla 164. Matriz de valoración de importancia del impacto.....	295
Tabla 165. Promedio Velocidad / Tiempo Vehicular Proyecto.	298
Tabla 166. Tráfico promedio diario anual.....	299
Tabla 167. Cálculo Beneficio uso de Combustible vehicular al año.	299
Tabla 168. Cálculo Beneficio Cambios Lubricantes al año.....	300
Tabla 169. Cálculo Beneficio Cambio de los amortiguadores de los vehículos al año.	301
Tabla 170. Cálculo Beneficios Cambio de Sistema de Frenos los vehículos al año.	301
Tabla 171. Cálculo Beneficio Valorado Transporte de los Productos al año.	302
Tabla 172. Plusvalía de la Tierra.	303
Tabla 173. Producción Agrícola y Ganadera.	303
Tabla 174. Análisis de costo de mantenimientos para pavimentos flexibles.	305
Tabla 175. Análisis de costo de mantenimientos para pavimento adoquinado.....	305
Tabla 176. Beneficios Económicos.....	308
Tabla 177. Beneficios totales valorados con una proyección de 20 años.	309
Tabla 178. Tabla Resumen Presupuesto vía Asfaltada.	309
Tabla 179. Tabla Resumen Presupuesto vía Adoquinada.....	310
Tabla 180. Costos Mantenimiento vía Asfaltada.	310
Tabla 181. Costos Mantenimiento vía Adoquinada.....	310
Tabla 182. Criterios de Decisión (VAN).	313
Tabla 183. Tabla cálculo VAN vía Asfaltada.	313
Tabla 184. Tabla cálculo VAN vía Adoquinada.....	314
Tabla 185. Criterios de Decisión (TIR).....	315
Tabla 186. Cálculo del TIR vía Asfaltada.....	315
Tabla 187. Cálculo del TIR vía Adoquinada.	316
Tabla 188. Criterios de decisión (Relación Beneficio-Costo).	317
Tabla 189. Cálculo costos - beneficio vía asfaltada.....	317
Tabla 190. Cálculo costos - beneficio vía adoquinada.....	318
Tabla 191. Calculo comparativo del B/C de las dos alternativas viales.	318

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del cantón Pedro Moncayo en la provincia Pichincha	3
Figura 2. Ubicación del Proyecto San Pablito de Agualongo	4
Figura 3. Ubicación de la parroquia Tupigachi.....	6
Figura 4. Ubicación de la comunidad de San Pablito de Agualongo.....	7
Figura 5. Sistema vial de la parroquia Tupigachi	16
Figura 6. Usos de Suelo (Parroquia Tupigachi).....	21
Figura 7. Formaciones geológicas de la parroquia Tupigachi.	23
Figura 8. Situación actual del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo.....	25
Figura 9. Comunidad de San Pablito de Agualongo.....	26
Figura 10. Población (Parroquia Tupigachi).....	30
Figura 11. Ubicación de la estación de conteo.....	39
Figura 12. Porcentaje de encuesta N.1	52
Figura 13. Porcentaje de encuesta N.2	52
Figura 14. Porcentaje de encuesta N.3	53
Figura 15. Porcentaje de encuesta N.4	53
Figura 16. Porcentaje de encuesta N.4	54
Figura 17. Rutas existentes en el sector del proyecto	57
Figura 18. Descripción gráfica de GPS y coordenadas.....	72
Figura 19. Descripción de puntos de referencias, inicio del proyecto.	73
Figura 20. Descripción de puntos de referencias, en el trazado del proyecto.....	74
Figura 21. Elementos de la curva circular horizontal simple.....	78
Figura 22. Transición del peralte en curva.....	80
Figura 23. Detalle de sobreancho en curva.	83
Figura 24. Vehículos tipo 2DA, 2DB, 2S1, 2S2	84
Figura 25. Transición del sobreancho en las curvas.	86
Figura 26. Gráfica para estimar longitudes críticas de gradiente.....	91
Figura 27. Tipos de curvas verticales convexas.....	92
Figura 28. Tipos de curvas verticales cóncavas.....	93
Figura 29. Sección transversal para pavimento flexible.	99
Figura 30. Sección transversal para pavimento semiflexible (articulado-adoquinado).	99

Figura 31. Método de las dovelas.	101
Figura 32. Perfil transversal tipo terraplén.	103
Figura 33. Curva de masas.	104
Figura 34. Diagrama de curva de masas.	106
Figura 35. Localización del proyecto de San Pablito de Agualongo.	108
Figura 36. Precipitación media mensual de la estación Tomalón-Tabacundo.	110
Figura 37. Mapa Geológico de la ubicación del Proyecto San Pablito.	113
Figura 38. Perfil geológico a lo largo de la línea A-B del Proyecto San Pablito de Agualongo.	115
Figura 39. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	118
Figura 40. Mapa de amenazas volcánicas en el Ecuador.	120
Figura 41. Amenazas para el Cantón Pedro Moncayo.	121
Figura 42. Perfil estratigráfico, clasificación de suelos de acuerdo al sistema AASHTO.	131
Figura 43. Perfil estratigráfico, clasificación de suelos de acuerdo al sistema SUCS.	132
Figura 44. Esquema del Equipo DCP.	136
Figura 45. Estados de esfuerzos provocados en la subrasante por el paso de un vehículo en movimiento.	140
Figura 46. Deformaciones bajo cargas repetidas.	140
Figura 47. Máquina de cámara Triaxial.	142
Figura 48. Mapa de ubicación de la Mina Construcal.	148
Figura 49. Mapa de zonificación de intensidades de precipitación.	151
Figura 50. Ubicación del Proyecto San Pablito de Agualongo.	152
Figura 51. Distribución intra-anual de precipitación.	155
Figura 52. Curvas IDF para zonas del proyecto.	159
Figura 53. Cobertura y uso de Tierra a lo largo del proyecto.	162
Figura 54. Cuencas y áreas de aportación hidrográfica.	164
Figura 55. Tramo de carretera en terraplén.	167
Figura 56. Tramo de carretera a media ladera.	168
Figura 57. Tamo de carretera, abscisa: 0+000 m – 0+180m.	169
Figura 58. Detalle de sección de la vía.	170
Figura 59. Tramo de carretera en terraplén, 1+380 m – 1+580 m.	171

Figura 60. Sección tipo para dimensionamiento de cuneta.....	174
Figura 61. Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares.	175
Figura 62. Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares.	176
Figura 63. Sección típica de cuneta triangular.	179
Figura 64. Ubicación de las alcantarillas proyecto San Pablito de Agualongo.	180
Figura 65. Detalle del muro de ala para alcantarillas.....	185
Figura 66. Detalle del ángulo del muro de ala al ingreso del flujo.	186
Figura 67. Detalle de Subdren.....	187
Figura 68. Sección tipo de muro de gavión.....	188
Figura 69. Elementos de los gaviones tipo caja.	189
Figura 70. Tipos de falla de muros de gaviones.....	191
Figura 71. Sección del pavimento articulado.	197
Figura 72. Relación entre el coeficiente estructural para sub-base granular.....	200
Figura 73. Relación entre el coeficiente estructural para base granular.	202
Figura 74. Coeficiente estructural para capas asfálticas relacionado con varios ensayos.	204
Figura 75. Cálculo del número estructura SN utilizando programa computacional.	223
Figura 76. Representación gráfica de las capas estructurales del pavimento flexible.	224
Figura 77. Cálculo del número estructura SN2, utilizando programa computacional.	225
Figura 78. Cálculo del número estructura SN2 utilizando programa computacional.	226
Figura 79. Parámetros de diseño para calcular el número estructural.....	226
Figura 80. Cálculo del número estructura SN utilizando el programa computacional.	227
Figura 81. Sección típica del pavimento flexible.....	229
Figura 82. Sección definitiva del pavimento articulado método Colombiano.....	232
Figura 83. Sección definitiva del pavimento articulado método del Instituto del Asfalto.	236
Figura 84. Sección típica del pavimento articulado con adoquines.	237
Figura 85. Marcas para delimitar un carril en contrasentido.	239
Figura 86. Líneas segmentadas de separación de circulación opuesta.....	243
Figura 87. Doble línea continua, con ejemplo de ojos de gato (tachas) a 12.00m...	244

Figura 88. Doble línea mixta: continua y segmentada	244
Figura 89. Señalización de líneas de borde.....	245
Figura 90. Esquema de rebasamiento y sus fases.	251
Figura 91. Zona de la Curva vertical donde no rebasar.	255
Figura 92. Zona de la Curva horizontal donde no rebasar.	256
Figura 93. Señales regulatorias.	261
Figura 94. Ubicación lateral de señales verticales.	263
Figura 95. Señales informativas.....	265
Figura 96. Señales especiales delineadoras.....	266
Figura 97. Señales para trabajos en la vía.	267
Figura 98. Mapa de área de influencia.	273
Figura 99. Diagrama de flujo neto efectivo.	312

INDICE DE ANEXOS

- Anexo 1: Lista de centros educativos
- Anexo 2: Lista de empresas del cantón Pedro Moncayo
- Anexo 3: Lista de centros turísticos del cantón Pedro Moncayo
- Anexo 4: Árbol de problemas
- Anexo 5: Matriz de marco lógico
- Anexo 6: Planilla de conteo diario
- Anexo 7: Factor de ajuste mensual para la provincia de Pichincha
- Anexo 8: Modelo de fichas de encuesta
- Anexo 9: Tabla AASHTO para pavimento flexible
- Anexo 10: Curva de masas
- Anexo 11: Mapa geológico del Ecuador
- Anexo 12: Fotografías: Excavación de calicatas toma de muestras
- Anexo 13: Toma de muestra de talud para triaxial
- Anexo 14: Clasificación de suelos
- Anexo 15: Ensayo de CBR de laboratorio
- Anexo 16: Ensayo de CBR obtenido por el método DCP
- Anexo 17: Fotografías: CBR obtenidas en campo mediante DCP
- Anexo 18: Matriz de interesado
- Anexo 19: Plan de prevención y mitigación de impactos
- Anexo 20: Cronograma valorado del plan de manejo ambiental
- Anexo 21: Presupuesto, cronograma de tiempo y valorado asfaltado
- Anexo 22: Presupuesto, cronograma de tiempo y valorado adoquinado
- Anexo 23: Análisis de precios unitarios
- Anexo 24: Especificaciones técnicas de rubro

RESUMEN

Al diseñar este proyecto solucionará una de las grandes necesidades que tiene el sector, contar con una vía principal de acceso en la Comunidad de San Pablito de Agualongo en óptimas condiciones de servicio, lo que mejorará la calidad de vida de los moradores del mencionado sector, considerando que actualmente la vía se encuentra en malas condiciones en toda su estructura, carece de la infraestructura necesaria para evacuar las aguas residuales de riego y pluviales.

Para cumplir con estos objetivos, se realizaron trabajos de campo tales como: colocación de puntos GPS, levantamiento topográfico de la vía, conteo del tráfico, toma de muestras para los ensayos de suelo, encuestas y en gabinete: el procesamiento de la información.

Con los datos investigados se procedió con el diseño geométrico de la vía y el replanteo de la misma, además, se propone dos tipos de capa de rodadura que son pavimento flexible y pavimento semiflexible (adoquinado). Se ha diseñado la señalización, el drenaje vial y las alcantarillas de la vía, todo esto respaldado con estudios como: geológico-geotécnico, tráfico, topográfico, hidráulico, hidrológico e impacto ambiental.

Palabras claves:

Diseño, vía, pavimento, drenaje, señalización.

ABSTRACT

In designing this project will solve one of the great needs of the sector, have a main path in the community of San Pablito de Agualongo in optimal conditions of service, which will improve the quality of life of the inhabitants of that sector, considering that currently the road is in poor condition throughout its structure, it lacks the necessary infrastructure to evacuate wastewater and rainwater irrigation. GPS positioning, surveying the route, traffic counts, sampling for soil tests, surveys and cabinet points: the processing of information to meet these objectives, such as field work performed. With the investigated data proceeded with the geometric design of the track and staking it also two types of pavement structure is proposed: flexible pavement and semi-flexible pavement (cobblestones). Is designed signage, road drainage and sewers of the road, all it backed with studies such as geological and geotechnical, traffic, topographic, hydraulic, hydrologic and environmental impact. Keywords: Geological, traffic, topographic, GPS, storm.

INTRODUCCIÓN

Este proyecto técnico está orientado al mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal de la comunidad “San Pablito de Agualongo” cuya finalidad es el análisis y diseño estructural de la vía junto con la comprobación de las alternativas presentadas para su carpeta de rodadura misma que se evaluará en pavimento flexible (Asfalto) y pavimento semiflexible (Adoquinado), de donde se tomara el que presente los mejores beneficios tanto económicos como estructurales.

Para la ejecución del proyecto se deberá realizar el diseño geométrico de la vía existente, el estudio geológico-geotécnico, estudio de tráfico, diseño de la estructura del pavimentos, estudio hidrológico, diseño del drenaje vial, diseño de la señalización, estudio de impacto ambiental y el análisis de costo y presupuesto en las dos alternativas de pavimento.

El proyecto vial presenta una longitud de 2.100 m, basados en lo existente en terreno, el rediseño de su sección transversal, drenaje superficial, radios de curvatura y pendientes se los realizará de forma que beneficie a los moradores del sector sin afectar mayormente los predios aledaños a la vía, basados en lo que establece las normas de diseño geométrico de carreteras año 2003.

Los paquetes computacionales especializados en el análisis y diseño vial con CivilCAD 3d versión 2015, para la elaboración de los planos estructurales AutoCAD

CAPITULO 1

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 Nombre del proyecto

Mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal a la comunidad “San Pablito de Agualongo” de la parroquia Tupigachi del cantón Pedro Moncayo de la Provincia Pichincha.

1.2 Entidad Ejecutora

Entidad Ejecutora: COAGRO

Dirección: La Y de Tabacundo

Responsable: Sr. Fernando Inlago

Entidad Constructora: Municipio del Cantón Pedro Moncayo

Dirección: Tabacundo, Vía Tabacundo – Cajas.

1.3 Cobertura y localización:

País: Ecuador

Provincia: Pichincha

Cantón: Pedro Moncayo

Parroquia: Tupigachi

Comunidad: San Pablito de Agualongo

Superficie: 41,74 km² (Parroquia de Tupigachi).

Tabla 1. Coordenadas UTM de San Pablito de Agualongo

Sector	Abscisa	Coordenadas UTM	
		Norte	Este
San Pablito de Agualongo	0+000	812964.196	11032.761
	1+300	814009.344	11321.686
	2+100	813785.17	11617.927

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

El sitio exacto donde se ejecutará el proyecto se encuentra al nor-orienté de la Provincia Pichincha, en el cantón Pedro Moncayo. Inicia en el kilómetro 7.00 de la vía Tabacundo - Cajas hasta llegar a la línea del tren que atraviesa la Comunidad de San Pablito de Agualongo.



Los límites de la Comunidad.

Al norte: Las comunidades Loma Gorda y Florencia.

Al sur: Las comunidades Tupigachi y Santa clara.

Al este: La comunidad Florencia.

Al oeste: La comunidad Ñaño Loma.

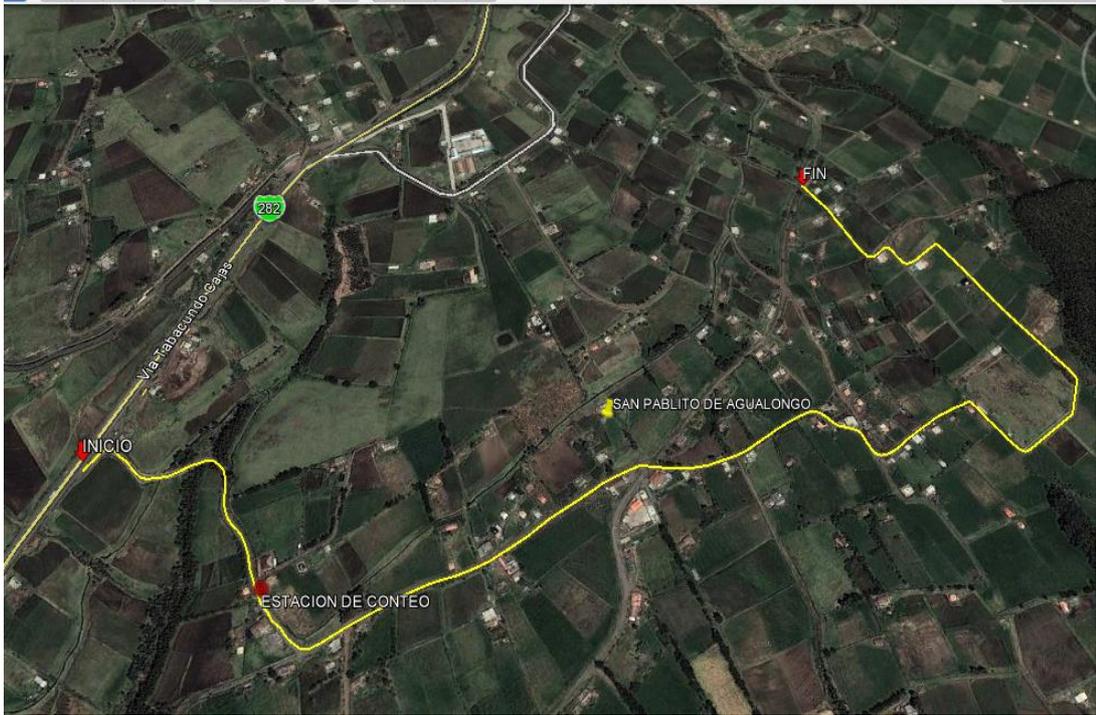


Figura 2. Ubicación del Proyecto San Pablito de Agualongo

Fuente: (Google, 2016)

1.4 Monto

En el presente proyecto se diseñó para dos tipos de alternativas constructivas, cuyos valores se presentan a continuación:

El costo total de la obra para la construcción en estructura de pavimento flexible será de \$ 1041631.31 dólares.

El costo total de la obra para la construcción en estructura de pavimento Articulado (Adoquinado) será de \$ 1130666.31 dólares.

Estos valores no incluyen el mantenimiento vehicular, costo de operación y producción.

1.5 Plazos de ejecución

El tiempo de ejecución del proyecto será de seis meses respectivamente para cualquiera de las dos alternativas de construcción.

CAPITULO 2

DIAGNÓSTICO Y PROBLEMA

2.1 Descripción de la situación actual del área de intervención del proyecto.

Actualmente el acceso principal de la comunidad San Pablito de Agualongo, tiene una longitud aproximada de 2100 m, con un ancho que varía entre 5.20 y 6.20 m, el tipo de capa de rodadura es empedrado y en algunos tramos de suelos de subrasante, la vía se encuentra en malas condiciones en toda su estructura, además carece de la infraestructura necesaria para evacuar las aguas residuales de riego y pluviales.

El mal estado vial como una carente infraestructura de drenaje ha causado impactos desfavorables y significativos sobre la economía de la población de esta zona, al ocasionarles gastos adicionales en transporte, demoras en las actividades diarias y por otro lado en época de invierno los vehículos no circulan por lo que los usuarios deben caminar cerca de dos kilómetros hasta la vía principal, lo que dificulta trasladar productos y bienes comerciales a otros puntos del cantón Pedro Moncayo, estos son principales problemas que aquejan a los moradores de la comunidad.

2.1.1 Aspectos geopolíticos y límites.

2.1.1.1 Ubicación de la parroquia Tupigachi.

La parroquia Tupigachi está ubicada al nororiental del Cantón Pedro Moncayo en la provincia de Pichincha, a 75 km., de la ciudad de Quito.

El territorio de Tupigachi estaba constituido por una gran hacienda, llamada Tupigachi, de propiedades jesuitas, la conformaban cuatro grandes sectores: Loma Gorda, San Juan Loma, Chaupiloma y Cajas (estos sectores conservan aún sus nombres), todo lo que constituye el actual centro urbano de la parroquia era la parte baja de un potrero que se lo conocía como El Hospital, estas tierras fueron entregadas a militares retirados, muchos de los cuales se constituyen en los gestores de la parroquialización de Tupigachi. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de "Tupigachi")

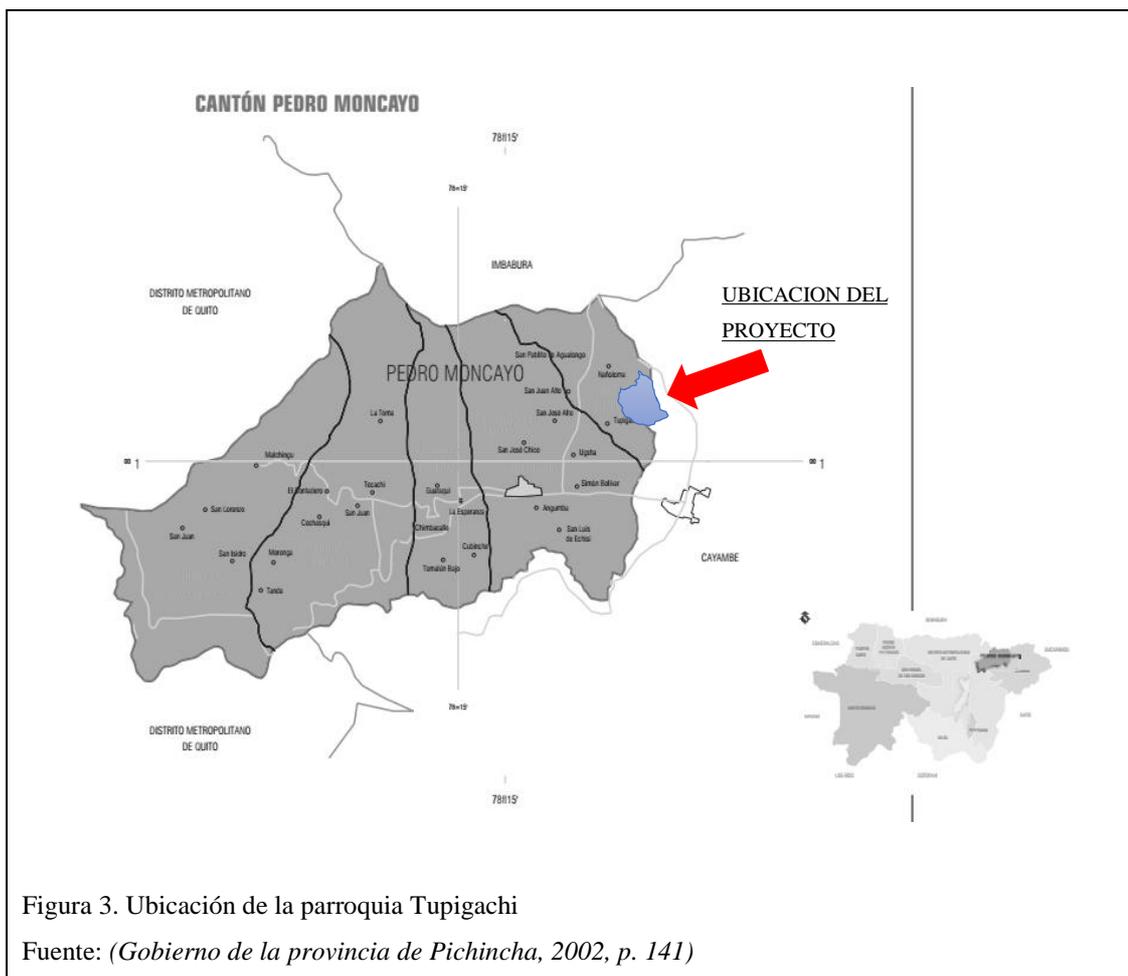


Figura 3. Ubicación de la parroquia Tupigachi

Fuente: (Gobierno de la provincia de Pichincha, 2002, p. 141)

En la Sesión ordinaria del I. Concejo Cantonal de Pedro Moncayo, realizada el 23 de febrero de 1946, se recepta la solicitud del Comité Pro-adelanto de Tupigachi en el cual se da a conocer que en sesión ampliada de los comités masculino y femenino de la Parroquia Tupigachi, han acordado considerar cuanto antes la solicitud que en años anteriores han presentado los moradores de esa parroquia y encaminada a que se eleve a la categoría de parroquia rural. En Concejo se menciona que en 1944 se tenía todo listo para la declaratoria, sin embargo los sucesos de la revolución del 28 de Mayo, impidieron continuar con los procedimientos legales requeridos, y se resuelve se continúen con los tramites. En la sesión de concejo del 13

de abril de 1947, según se constata en el acta N°9 del año 1947 se conoce el siguiente comunicado: El Señor Subsecretario de Gobierno, acompaña al oficio N°701-M, del 18 de marzo próximo pasado, la ordenanza dictada por el Concejo con la copia autorizada del Acuerdo antes mencionado, expedido el 15 de marzo en virtud del cual se rige a parroquia rural de Tupigachi. (Mi lindo Ecuador)

2.1.1.2 Límites

La comunidad de San Pablito de Agualongo perteneciente a la parroquia de Tupigachi está comprendida entre los siguientes límites.



Al Norte: Las comunidades Loma Gorda y Florencia.

Al Sur: Las comunidades Tupigachi y Santa clara

Al Este: La comunidad Florencia

Al Oeste: La comunidad Ñaño Loma.

El cantón Pedro Moncayo cuenta con grandes extensiones de pajonales y nevados. Es una importante zona agropecuaria, su ecosistema que es primordial no sólo para la agricultura y ganadería, también están para las otras actividades como las grandes plantaciones florícolas desde donde se vende las mejores flores del Ecuador.

Además, ha sido el hábitat de grupos humanos ancestrales que han coexistido desde hace aproximadamente 400 años. La población de Cayambe, por ejemplo es el lugar en donde se asentó la cultura del mismo pueblo Kayambis del cual el Ecuador conserva como un símbolo nacional la figura del Sol de Oro que ahora constituye el sitio sagrado de Puntyatzil (Gobierno de la provincia de Pichincha, 2002, p. 139).

2.1.2 Población.

La población total de la parroquia de Tupigachi, según datos del INEC-2010 es de 6.174 habitantes que representa el 12% de la población total del cantón Pedro Moncayo.

Tabla 2. Población de la Parroquia de Tupigachi.

Población según censos							
	1950	1962	1974	1982	1990	2001	2010
Pichincha	381.982	553.665	885.078	1.244.330	1.516.902	2.388.817	2.576.287
Pedro Moncayo	12.068	12.454	13.436	14.732	16.459	25.594	33.172
Tabacundo	4.564	4.468	4.591	5.193	5.898	11.699	16.403
La Esperanza	1.584	1.805	1.842	2.023	2.125	3.276	3.986
Malchingui	2.135	2.48	2.978	2.921	3.004	3.912	4.624
Tocachi	1.944	1.525	1.71	1.653	1.459	1.587	1.985
Tupigachi	1.841	2.176	2.315	2.942	3.232	5.120	6.174

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

Tabla 3. Población de la Parroquia de Tupigachi por género.

Parroquia Tupigachi			
Población por grupos de edad y sexo			
Grupo de edad	Sexo		Total
	Hombre	Mujer	
Menor de 1 año	71	57	128
De 1 a 4 años	317	335	652
De 5 a 9 años	415	418	833
De 10 a 14 años	358	379	737
De 15 a 19 años	322	345	667
De 20 a 24 años	273	319	592
De 25 a 29 años	237	273	510
De 30 a 34 años	235	222	457
De 35 a 39 años	148	188	336
De 40 a 44 años	116	150	266
De 45 a 49 años	90	99	189
De 50 a 54 años	82	98	180
De 55 a 59 años	66	73	139
De 60 a 64 años	61	81	142
De 65 a 69 años	56	78	134
De 70 a 74 años	40	57	97
De 75 a 79 años	28	32	60
De 80 a 84 años	10	24	34
De 85 a 89 años	3	8	11
De 90 a 94 años	-	8	8
De 95 a 99 años	-	1	1
De 100 años y más	-	1	1
Total	2928	3246	6174

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

2.1.3 Educación.

En la comunidad de San Pablito de Agualongo existe un solo centro formativo donde se imparte la educación infantil y primaria, por lo que el resto de estudiantes deben acudir a los centros educativos de las otras comunidades o parroquias aledañas, el listado de las instituciones educativas se muestran en el Anexo 1.

Tabla 4. Número de alumnos de la Parroquia de Tupigachi.

Número de alumnos por parroquias						
Parroquia	Jardines		Escuelas		colegios	
	Público	Privado	Público	Privado	Público	Privado
Tabacundo	58	79	1353	299	621	0
La Esperanza	12	37	270	250	0	0
Malchinguí	68	0	559	0	221	0
Tocáchi	38	0	213	0	0	0
Tupigachi	0	0	888	0	0	0
Total	176	116	3283	549	842	0

Fuente: (SIISE, 2010)

Tabla 5. Número de Centros Educativos de la Parroquia de Tupigachi.

Centros educativos						
Parroquia	Jardines		Escuelas		Colegios	
	Público	Privado	Público	Privado	Público	Privado
Tabacundo	4	1	8	1	2	0
La Esperanza	4	1	3	1	0	0
Malchingui	2	0	3	0	1	0
Tocachi	3	0	4	0	0	0
Tupigachi	0	0	8	0	0	0
Total	13	2	26	2	3	0

Fuente: (SIISE, 2010)

El analfabetismo es un indicador muy importante que revela deficiencias, históricas y actuales, del sistema educativo en cuanto a garantizar una mínima educación a la población, especialmente para visualizar las diferencias entre generaciones en las oportunidades educativas.

Pedro Moncayo redujo el nivel de analfabetismo, pasando de 13,34% en 2001 a 10,20% en 2010. Es decir; 1 de cada 10 personas no sabe leer ni escribir. Esta cifra se ubica únicamente por debajo de Cayambe (11,11% en 2010), y por encima del resto de cantones pertenecientes a la Provincia de Pichincha. Resulta importante mencionar que Rumiñahui con 2,89% y Quito con 3,00% revelan los niveles más bajos de analfabetismo, 1.2 de cada 10 estudiantes se matricula en educación superior dentro del cantón. En cuanto a la tasa de

educación básica completa, equivalente a la proporción de personas que aprobaron el nivel de enseñanza básico de 15 años en adelante, se puede verificar que el índice cantonal se encuentra muy por debajo de los índices de la provincia y del país, resultando según el Censo de Población de 2010 que cerca de 4 de cada 10 individuos aprobaron el nivel básico educativo en Pedro Moncayo (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016).

2.1.4 Salud

Los habitantes de Tupigachi, consideran que hacen falta profesionales para el sub-centro de salud, puesto que en varias ocasiones no tienen el servicio, en especial cuando son convocados a reuniones por la dirección de salud o cuando salen de vacaciones.

En cuanto a infraestructura es buena sin embargo cuando existe demanda del servicio se presentan incomodidades, por lo que están planteando la construcción de nueva infraestructura que brinde comodidad a la población.

Tabla 6. Inventario de la infraestructura existente en salud.

Inventario de la infraestructura existente en salud		
Ubicación	Sub-centro	Otros
Calle Francisco Falcón, junto a la junta parroquial	Cuenta con 1 médico, una enfermera, una obstetra y un odontólogo, una auxiliar de enfermería	Manifiestan que algunas enfermedades, se curan con hierbas, levantan el espanto y mal aire pero no existe un lugar específico, realizan en sus casas.

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

Tabla 7. Indicadores de salud.

Indicadores de salud	%
Tasa global de fecundidad	2.51
Población con discapacidad	4.58
Tasa médicos por 10.000 habitantes	3.24
Tasa de natalidad	22.69

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

De acuerdo a la tabla 06, podemos ver que el cantón Pedro Moncayo posiblemente posea solamente 7 personas encargadas de los establecimientos de salud del cantón. Si asumimos que existe un médico por cada centro mencionado, Pedro Moncayo obtiene valores de 1 médico por cada 4700 habitantes aproximadamente, valor que es muy inferior al promedio de la provincia de Pichincha que es de 3,32. Sin embargo, debemos tomar en cuenta que por la cantidad de población del cantón, una infraestructura más grande y especializada no es necesaria.

Adicionalmente, en términos regionales, el cantón Cayambe que se encuentra a escasos kilómetros de distancia, posee un hospital público con internación para toda la población del nororiente de la provincia de Pichincha, el mismo que se encuentra ubicado en el casco urbano de Cayambe, aunque según los pobladores ofrece una deficiente atención lo que obliga a que la mayoría de personas se traslade a otros cantones para que puedan ser atendidas. Si bien es un hospital que ofrece internación, éste no tiene médicos especialistas suficientes para tratar las principales causas de morbilidad de los habitantes.

La situación es aún mucho más deficitaria para las Juntas Parroquiales rurales del cantón, más que nada por lo que desde las comunidades rurales supone un traslado de alrededor de 30 minutos o más hasta el centro de salud más cercano debido al mal estado de los caminos.

2.1.5 Infraestructura y acceso a los servicios básicos.

Tabla 8. Infraestructura y acceso a los servicios básicos (Parroquia Tupigachi).

Infraestructura y acceso a los servicios básicos (Parroquia Tupigachi)							
Procedencia principal del agua recibida							
Tipos de servicios	De red pública	De pozo	De río, vertiente, acequia o canal	De carro repartidor	otro (agua lluvia/albarrada)	Total	
#	581	52	681	6	96	1416	
ELIMINACION DE LA BASURA							
TIPOS DE SERVICIOS	Por carro recolector	La arrojan en terreno baldío o quebrada	La queman	La entierran	La arrojan al río, acequia o canal	De otra forma	Total
#	757	90	524	42	2	1	1416
TIPO DE SERVICIO HIGIÉNICO O ESCUSADO							
TIPOS DE SERVICIOS	Conectado a la red pública de alcantarillado	Conectado a pozo séptico	Conectado a pozo ciego	Con descarga directa al mar, río, lago o quebrada	Letrina	No tiene	Total
#	197	361	539	24	68	227	1416
PROCEDENCIA DE LUZ ELÉCTRICA							
TIPOS DE SERVICIOS	Red de empresa eléctrica de servicio público				Otro	No tiene	Total (CASOS)
#	1326				4	86	1416
SISTEMAS DE ENERGÍA Y CONECTIVIDAD							
DISPONIBILIDAD DE TELEFONO CONVENCIONAL	SI			NO			Total
CASOS	152			1253			1405
%	11			89			100
DISPONIBILIDAD DE TELEFONO CELULAR	SI			NO			Total
CASOS	974			451			1425
%	68			32			100

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016)

2.1.6 Vialidad y accesos.

Las redes viales de la Parroquia Tupigachi que unen a la comunidad de San Pablito de Agualongo con otros barrios y comunidades al interior, donde se encuentran las áreas productivas están en mal estado; en su mayoría son vías únicamente de verano, existen pocos tramos donde se han iniciado obras de empedrado, pero por diversas razones se han abandonado.

Este es uno de los principales problemas de la Comunidad de San Pablito de Agualongo, puesto que por sus características es una zona productiva, sin embargo por el mal estado de las vías no se puede sacar la producción a los mercados, o a su vez los transportistas cobran precios altos con lo cual se pierde competitividad frente a otros productores.

En cuanto a conexión con otras parroquias y cantones, se cuenta con la panamericana Tabacundo - Cajas que están en buen estado.

2.1.6.1 Vías de ingreso y salida de la parroquia.

Tabacundo – Cajas – Tupigachi – Otavalo. La panamericana Tabacundo – Cajas - Otavalo, es la vía principal de interconexión entre el centro y norte del país, en la actualidad se encuentra en buen estado, sin embargo existen períodos en los cuales se deteriora por la falta de definición de la entidad competente para el mantenimiento de la vía (Prefectura, Ministerio de Obras Públicas, Municipio, Junta parroquial). Ver figura 05.

Tupigachi – El Prado – Cayambe. Es una vía poco transitada debido a que se encuentra en mal estado y requiere ampliación y mantenimiento, existen tramos empedrados y otros de tierra.

Tupigachi - La Tola - Granobles - Cayambe, Es una vía secundaria poco utilizada, se encuentra en mal estado y requiere ampliación y mantenimiento, la mayor parte de la vía es de tierra.

Tupigachi - Pucallpa –La Y de Tabacundo, Es una vía de interconexión entre el centro poblado de Tupigachi y varias comunidades ubicadas en la parte baja de la parroquia, está en mal estado, transitable en épocas de verano, existen pocos tramos empedrados.

Centro Poblado- Panamericana Tabacundo Cayambe, Es una vía de dos carriles en su mayor parte lastrada, es transitable durante todo el año, se encuentra en estado regular, debido a la falta de mantenimiento.

2.1.6.2 Vías colectoras de Tabacundo.

Las principales vías colectoras son:

Centro Poblado - Panamericana Tabacundo – Cajas, Se encuentra en estado regular, su capa de rodadura es empedrada y tiene ancho aproximado de 6 metros, no cuenta con drenajes ni bordillos.

Chupiloma - Panamericana Tabacundo – Cajas, La cual se encuentra en mal estado, la capa de rodadura es empedrada, el cual aún no se completa en varios tramos, varios tramos se transitan únicamente en verano, no se cuenta con bordillos ni drenes.

Santa Mónica - Panamericana Tabacundo – Cajas, Igualmente es una vía que tiene varios tramos empedrados y de tierra, lo cual dificulta el transporte en épocas de invierno, no tiene bordillos ni drenes.

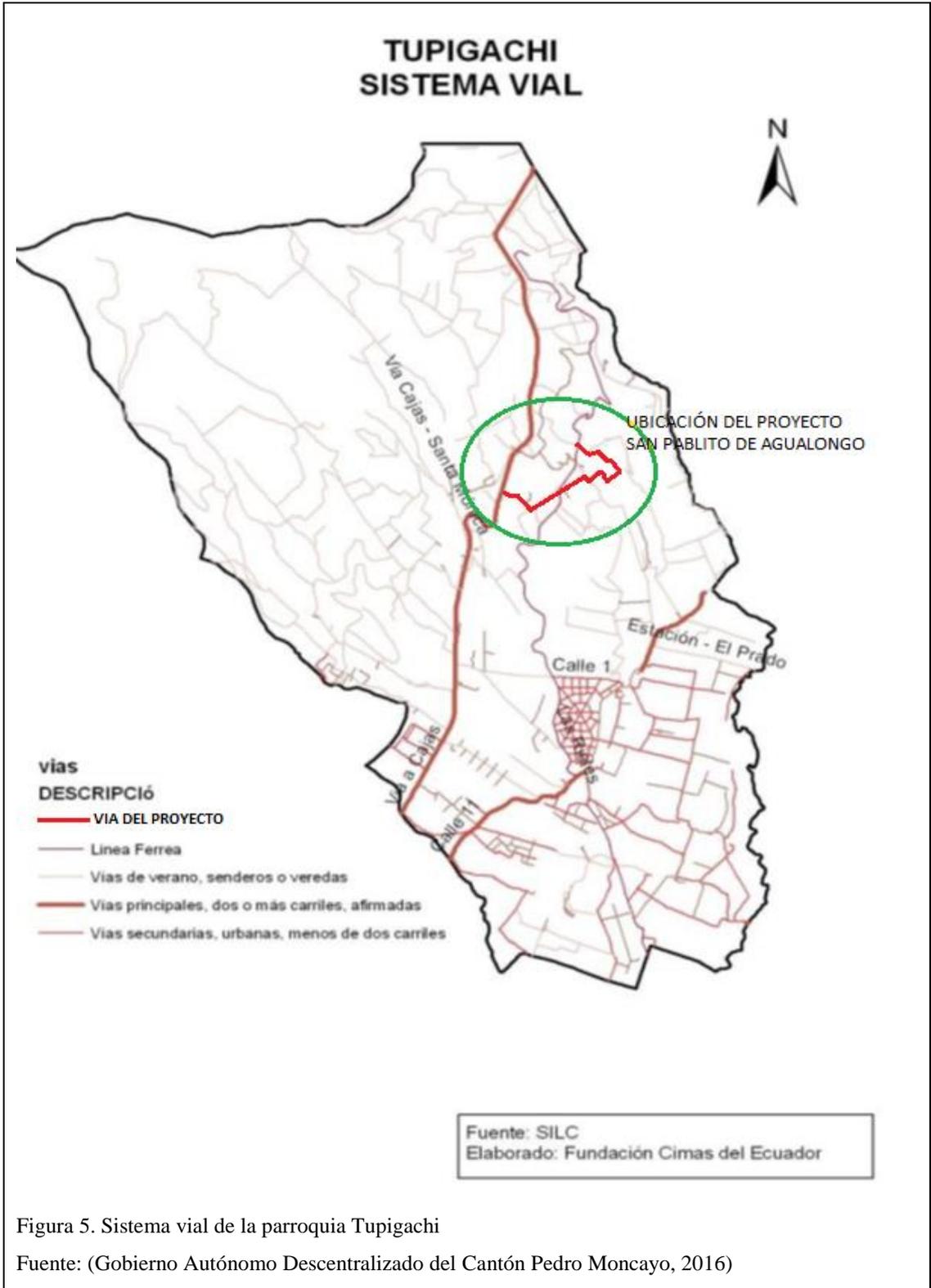
Agualongo - Panamericana Tabacundo – Cajas, La mayor parte de la vía es empedrada, sin embargo es necesario complementar con algunos ramales terciarios que requieren mejoras, el estado es regular, no dispone de aceras ni bordillos.

Centro poblado- Pucalpa - Panamericana Tabacundo – Cajas, Está igualmente en pésimo estado, muy pocos tramos son empedrados, no cuenta con bordillos ni aceras, es transitable principalmente en épocas de verano.

Tabla 9. Inventario vial (Parroquia Tupigachi).

Inventario vial parroquial										
VIA	Tramo	Ancho vía	Alcan.	Acera		Capa de rodadura (Tipo)	Sentido de circulación actual	Bordillo		Obser.
				Izq.	Der			Izq.	Der.	
Tabacundo	Cajas	12m	SI	NO	NO	Asfaltado	Doble	NO	NO	
El Prado	Cayambe	6m	NO	NO	NO	Empedrado	Doble	NO	NO	
Robles	Cayambe	6m	NO	NO	NO	Empedrado	Doble	NO	NO	
Tupigachi	Pucalpa	6m	NO	NO	NO	Empedrado	Doble	NO	NO	
San Luis	Tupigachi	8m	NO	NO	NO	Empedrado	Doble	NO	NO	A los costados pasan dos acequias
Tupigachi	Loma Gorda	6m	NO	NO	NO	Empedrado	Doble	NO	NO	
San Juan Loma	Cajas	6m	NO	NO	NO	Empedrado	Doble	NO	NO	
San Pablito Agualongo	Panamericana	6m	NO	NO	NO	Empedrado-tierra	Doble	NO	NO	A un costado pasa canal de riego

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016)



2.1.7 Aspectos socioeconómicos.

2.1.7.1 Sistema económico productivo.

La potencialidad más importante de la parroquia de Tupigachi es la producción agrícola, toda vez que su suelo es el que presenta las mejores características para el cultivo de productos como el maíz, papa, cebada, trigo; Así como también actividades de agricultura intensiva como las flores frescas de exportación. La calidad del suelo le diferencia del resto del cantón que presenta una topografía muy irregular y predominante árida. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de "Tupigachi")

La producción intensa de flores para la exportación, que comenzó en el norte de la provincia de Pichincha en los años 80, ocupan el primer lugar en las estadísticas nacionales de exportación de productos no tradicionales y perecibles (238 millones de dólares en el año 2001). El 85% de sembríos son de rosas y el 15% de claveles. La producción exportable del cantón es de unas 25.000 cajas semanales, que significan 7 millones y medio de tallos. Otras actividades son la pequeña y mediana agricultura, la pequeña industria, artesanía, comercio y transporte. Existen criaderos de chanchos y haciendas ganaderas productoras de leche. En las pequeñas parcelas, se cultivan papas, habas, cebada, trigo, maíz, y otras plantas autóctonas como la quinua, los mellocos, las ocas y la mashua.

Se considera que un 40% de la población está dedicada a la agricultura y a la ganadería, en cambio el 60% a las actividades florícolas. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016)

Tabla 10. Rama de Actividades (Primer nivel).

Rama de actividad (Primer nivel)	Casos	%
Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	1461	60.00
Explotación de minas y canteras	3	-
Industrias manufactureras	69	3.00
Distribución de agua, alcantarillado gestión de desechos	3	-
Construcción	292	12.00
Comercio al por mayor y menor	67	3.00
Transporte y almacenamiento	65	2.00
Actividades de almacenamiento y servicio de comidas	42	2.00
Información y comunicación	7	-
Actividades financieras y de seguros	2	-
Actividades profesionales, científicas y técnicas	13	1.000
Actividades de servicios administrativos y de apoyo	29	1.00
Administración pública y defensa	52	2.00
Enseñanza	28	1.00
Actividades de la atención de la salud humana	32	1.00
Arte, entretenimiento y recreación	1	-
Otras actividades de servicio	3	-
Actividades de los hogares como empleadores	42	-
Actividades de organizaciones y órganos extraterritoriales	1	-
No declarado	191	8.00
Trabajador nuevo	37	2.00
Total	2440	100.00

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

En el **Anexo 2** se muestra un listado de las empresas e industrias más representativas de la parroquia de Tupigachi.

Una de las principales atracciones turísticas de la parroquia y del cantón Pedro Moncayo son las Lagunas de Mojanda, las cuales deben ser parte de un manejo integral que impulse el ecoturismo, el cual puede generar importantes ingresos para la zona.

También existen varios lugares con gran potencial turístico, entre los cuales se destacan los miradores, Pucará y Tolas los cuales pueden articularse a la infraestructura existente principalmente casas de hacienda de la época colonial que pueden ser reconstruidos y convertirse en potenciales atractivos turísticos, se estaría gestionando para ser parte de la Ruta de las Haciendas, Algunos atractivos turísticos de la parroquia se muestran en el **Anexo 3**.

2.1.8 Usos del suelo.

De acuerdo a la información disponible, el uso del suelo de la parroquia de Tupigachi está conformado de la siguiente manera.

El uso del suelo actual, muestra que el 93.79% del territorio se encuentra siendo usado por cultivos de todo tipo que no requieren métodos intensivos para su producción, lo que nos lleva a deducir que tiene alta capacidad para seguir cultivando los productos actuales e incluso más. Los suelos donde se asientan las florícolas son suelos que tienen la capacidad de soportar ese tipo de cultivos, pero que se han ido deteriorando debido a la contaminación por pesticidas y químicos relacionados con la producción de flores lo que ha hecho que el suelo requiera de mucho tratamiento posterior si se pretende cambiar a otro tipo de cultivos, sobretodo alimenticios.

En cuanto a las formas de uso y ocupación del suelo, aparentemente, no se ha tenido un eficaz control de asentamientos, legalizaciones y aprobaciones. Esto ha llevado a que las ocupaciones en ciertos casos sean muy densas y con usos variados e incompatibles; o incluso, a que las personas asienten sus viviendas en sitios sin cobertura de servicios básicos o vialidad necesarias como pudimos ver anteriormente. Se puede observar por ejemplo, que existen establecimientos agroindustriales (florícolas) cerca de los límites urbanos muy próximos a zonas residenciales y equipamientos educativos y de salud, lo que ocasiona problemas de orden ambiental y de bienestar para las personas.

En un plano más general, podemos observar que en los centros urbanos de las parroquias es donde se concentran los establecimientos que constituyen el equipamiento urbano.

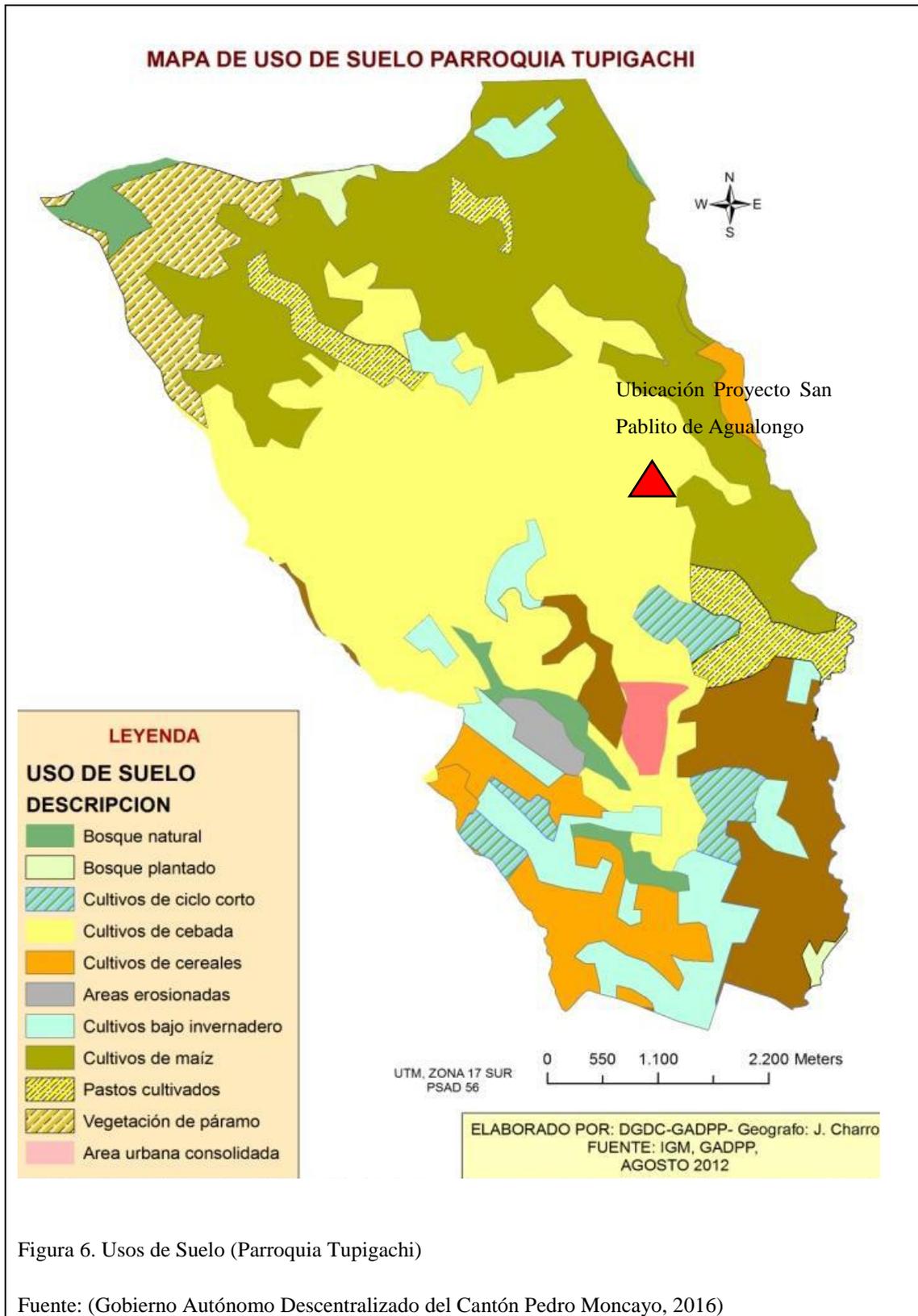
Mientras, en las áreas o zonas rurales existe la mayoría de asentamientos industriales, agroindustriales, ganaderos y agrícolas. La tipología de crecimiento de los centros poblados obedece a una tipología de tipo central, con una plaza o parque, o un equipamiento público como una escuela, alrededor del cual se ubican los edificios o

las actividades más importantes. Dentro de la clasificación agrícola en el área rural, se encuentran las florícolas, una de las industrias más importantes, que se encuentran en su gran mayoría en la parroquia urbana de Tabacundo, pero en zonas que se las puede considerar rurales por sus características espaciales, y en las parroquias de Tupigachi y Malchingui, igualmente en zonas de características netamente rurales. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016)

Tabla 11. Usos de suelo (Parroquia de Tupigachi).

Usos de suelo	Área (km ²)	(%)
Otros usos	0.414071	0.99
Uso agropecuario	39.13	93.79
Uso agropecuario con uso forestal	0.523597	1.26
Uso forestal	0.955378	2.29
Uso forestal con uso agropecuario	0.481049	1.15
Uso forestal y uso agropecuario	0.215841	0.52
Total	41.719936	100

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)



2.1.9 Tipos de suelo.

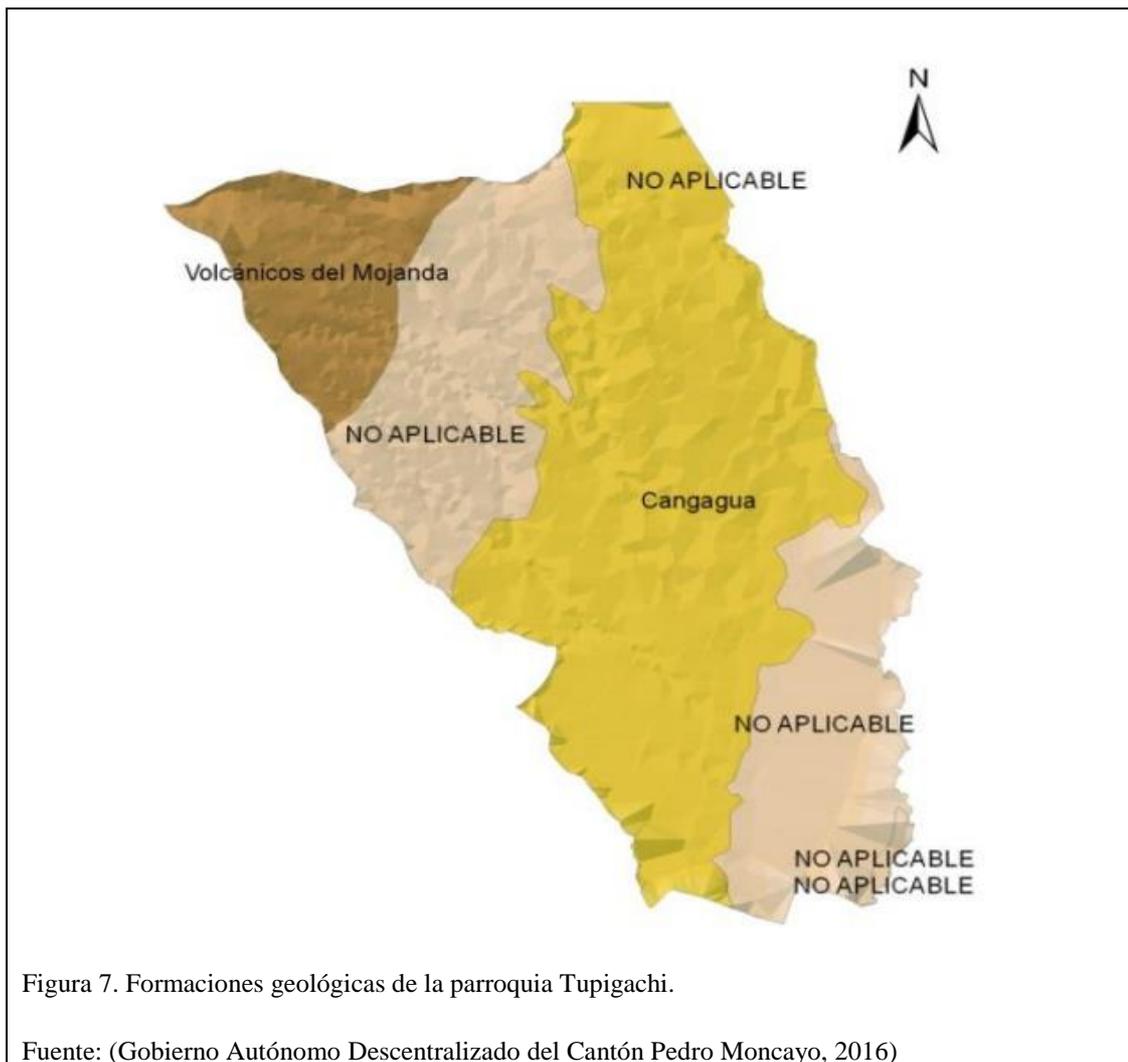
El suelo de Tupigachi es el que presenta mejores condiciones para el cultivo de varios productos, como el maíz, papa, trigo, cebada, ocas, mellocos, habas, etc. Las condiciones climáticas y ambientales son propicias para el cultivo de pastos y la crianza de animales mayores y menores. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de "Tupigachi")

En las zonas bajo riego, el suelo fértil llega hasta una profundidad de 30 cm en promedio y de 1 a 1,5 m en las tierras que están en el páramo. Los suelos son de textura franco arcillosos a franco arenoso, con un PH de 6,5, la topografía es accidentada (falda de montaña) (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de "Tupigachi")

Tabla 12. Tipos de suelos (Parroquia Tupigachi)

Rótulos de fila	Suma de Hectáreas	%
Andesita, brecha	487.918	12
Cangahua sobre volcánicos del Mojanda	815.725	19.77
Ceniza, lapilli de pómez	2,179.474	52.22
Terraza indiferenciada	668.204	16.01
Total General	4,151.3	100.00

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016)



2.1.10 Ambiente.

La parroquia Tupigachi cuenta con zonas cubiertas por bosques, lo cual beneficia a la calidad del aire, además cuenta con suelo perteneciente al paramo andino, el cual otorga ventajas ambientales gracias a características ecológicas especiales pero ciertas acciones humanas están deteriorando el uso de los recursos hídricos y la calidad de los suelos, la presencia de florícolas genera cierta preocupación en gran parte de la población de la parroquia, pues el uso de fertilizantes, pesticidas, y otras sustancias químicas utilizadas en el proceso de producción de flores podrían generar alta contaminación en el suelo y en el entorno de la parroquia.

Algunos aspectos generales sobre el ambiente de la parroquia Tupigachi se muestran a continuación.

Tabla 13. Ambiente (Parroquia Tupigachi).

Clima			
Temperatura	Cálido - seco		De 0 a 500 msnm
	Cálido - húmedo		De 0 a 500 msnm
	Subtropical		De 500 a 2300 msnm
	Templado	x	De 2300 a 3000 msnm (2990 msnm)
	Frío		De 3000 a 4500 msnm
	Glacial		Más de 4500 msnm
Aire			
Calidad de aire	Pura		No existe fuentes contaminantes que lo alteren
	Buena	x	El aire es respirable. Presenta malos olores en forma esporádica o en alguna época del año. Se presentan irritaciones leves en los ojos y garganta.
	La parroquia presenta en su interior una circulación vehicular esporádica. El límite occidental presenta circulación vehicular alta, ya que se encuentra atravesada por la vía panamericana Tabacundo-Cajas como principal fuente de contaminación.		
	Mala		El aire ha sido contaminado. Se presentan constantemente enfermedades bronquio respiratorias. Se verifica irritación en ojos, mucosas y garganta.
Ruido ambiental	Bajo		No existen molestias y la zona transmite calma.
	Tolerante	x	Ruido Admisible o esporádico. No hay mayores molestias para la población y fauna de la zona.
	El límite occidental presenta una circulación vehicular alta, sobre la Panamericana Norte, como principal fuente de ruido.		

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016).

El único proyecto de recuperación de la zona es el de reforestación con especies nativas de las vertientes de agua para uso doméstico, su ejecución es media. Entre los problemas citados por la población indican que ha existido una alta mortalidad de las plantas, sin embargo tienen previsto continuar la siembra.

En lo referente a las quebradas, están realizando un balance de la magnitud de la contaminación, liderado por la Asociación Juvenil Fuerza y Vida cuyos integrantes

manifiestan su interés por iniciar procesos de limpieza con la finalidad de impulsar el ecoturismo.

2.2 Identificación, descripción y diagnóstico del problema.

El área de influencia del proyecto vial está conformada por limitados factores de desarrollo en lo referente a infraestructura vial, como se puede observar en la figura siguiente.



Figura 8. Situación actual del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

En la parroquia Tupigachi la falta de infraestructura vial, sistemas de transporte y comunicación hacia las comunidades rurales, han creado barreras casi infranqueables para la incorporación de las mismas al desarrollo provincial y nacional, evidenciándose por ello una marginalidad social, política, económica y ambiental, causal del creciente deterioro de la calidad de vida de los pobladores del sector rural como es el caso de la comunidad de San Pablito de Agualongo; Generando así el descontento en sus habitantes. Debido a la falta de propuestas y medidas adoptadas en la administración Municipal del cantón para resolver las deficiencias de movilidad en la zona, la pobre eficiencia de las medidas, deriva en

otros aspectos, toda vez que se afectan sectores donde se cuenta con centros de capacitación, lugares turísticos, escuelas y agricultores, potenciales factores para el desarrollo del cantón y compromete la cotidianidad económica y social de los moradores.



Figura 9. Comunidad de San Pablito de Agualongo.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

El tiempo de viaje, los costos de transportación, el mercadeo de los productos agrícolas son también factores importantes que se suman a las deficiencias que se presentan en estos sectores por lo cual la ejecución del proyecto “Mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal a la comunidad San Pablito de Agualongo”, se hace urgente. El 95% de la población está de acuerdo que el mejoramiento de la infraestructura vial se lleve a cabo, ya que al no ser afectados por el trazado vial propuesto, estas mejorarán su calidad de vida, economía, turismo, y al mismo tiempo cada una de sus propiedades aumentarán en plusvalía, el otro 5% está en desacuerdo por lo que manifiesta su incomodidad, ya que al ser afectados por el trazado vial perderán parte de sus propiedades, y si el área afectada no supera el 5% del área total de la propiedad, el propietario no recibirá indemnización alguna.

Con el mejoramiento de la infraestructura vial, ciertas líneas del transporte público podrán ver una importante fuente de ingreso económico.

Ante esta necesidad que afronta la comunidad San Pablito de Agualongo, la Junta parroquial de Tupigachi del cantón Pedro Moncayo perteneciente a la provincia de Pichincha, en conjunto con los directivos de COAGRO han solicitado a la Carrera de Ingeniería civil de la Universidad Politécnica Salesiana brinden el apoyo de sus egresados, para que elaboren como trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero civil realizando varios procesos, entre los cuales figura el “Mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal a la comunidad “San Pablito de Agualongo” perteneciente a dicha parroquia, de tal manera que en un futuro se pueda ejecutar dicho proyecto que beneficiara al desarrollo y bienestar de los pobladores de la comunidad.

En el (**Anexo 4**) se resumen los problemas de la zona de proyecto mediante la metodología del árbol de problemas, que ayuda a evidenciar de mejor manera el problema central y su solución a través de un proyecto.

2.3 Línea base del proyecto.

Actualmente en la parroquia Tupigachi la falta de infraestructura vial, sistemas de transporte y comunicación hacia las comunidades rurales, como es el caso de la comunidad de San Pablito de Agualongo ha tenido un limitado desarrollo en lo referente a infraestructura vial.

Debido a la falta de propuestas y medidas adoptadas por la administración Municipal del Cantón Pedro Moncayo para resolver las deficiencias de movilidad en la zona, ha incurrido en otros factores, evidenciándose por ello una marginalidad social, política, económica y ambiental, causal del creciente deterioro de la calidad de vida de los pobladores del sector, toda vez que se afectan lugares donde se cuenta con centros educativos, turísticos y pequeños agricultores, entes potenciales para el desarrollo del sector, comprometiendo la cotidianidad económica y social de los moradores.

Dadas estas circunstancias aproximadamente un 90 % de la población no cuenta con un acceso principal que tenga una estructura vial adecuada, pese a que los miembros de la comunidad han tenido que solucionar parcialmente con implementación y

adecuación de un sistema de empedrado como capa de rodadura, dicha capa se encuentra colocada en un 80% y el 20% restante continua en suelo de subrasante.

El 80% de la población tiene problemas de salud por la falta de servicios básico, y el 100% de ellas se ven obligadas a ir al médico por la gravedad de las enfermedades que se presentan, las personas de la comunidad deben hacer grandes esfuerzos para llegar a la vía Panamericana que es donde se puede tomar transporte público para trasladarse a las demás parroquias del cantón que cuentan con sub centros de salud.

Se considera que un 40% de la población está dedicada a la agricultura y a la ganadería, en tanto que el 60% a las actividades florícolas, este es uno de los principales problemas de la Comunidad de San Pablito de Agualón, puesto que por sus características es una zona productiva, sin embargo por el mal estado de las vías no se puede sacar la producción a los mercados, o a su vez los transportistas cobran precios altos con lo cual se pierde competitividad frente a otros productores, en cualquier caso, tanto para las familias de agricultores o para los trabajadores florícolas existe un gasto permanente que puede ser reducido con la construcción del proyecto, debido a que con el mejoramiento de la infraestructura vial, ciertas líneas de transporte público podrán ver una importante fuente de ingreso económico dentro del sector.

Algunas de las características más relevantes de la población objeto se detallan a continuación:

Los moradores de la comunidad no cuentan con un sistema de alcantarillado para aguas servidas, se conoce que se tiene realizado el estudio de dicho proyecto.

Los moradores deben acudir al centro de la parroquia que se ubica a unos 3 km para acceder a los servicios de salud y educación secundaria.

La vía principal de acceso a la comunidad desde la Panamericana Norte (Tabacundo Cajas), se encuentra en malas condiciones y no cuenta con un sistema de drenaje superficial por lo que en invierno es casi imposible el tránsito por la misma.

Debido a campeonatos de fútbol que se realizan en el estadio de la comunidad se identifica un incremento vehicular los fines de semana.

Las malas condiciones de la infraestructura vial provocan perdidas en ventas de productos, al no haber medios de transporte que brinden un servicio efectivo y oportuno hacia los mercados de comercialización.

Tabla 14. Línea Base del Proyecto

Fuente	Línea base
Comunidad de San Pablito de Agualongo	El 90% de la población no cuenta con un acceso principal que tenga una estructura vial adecuada
Comunidad de San Pablito de Agualongo	Existe empedrado en un 80% y en el 20% restante continua en suelo de subrasante.
CENSO NEC 2010	El 80% de la población tiene problemas de salud por falta de servicios básicos.
CENSO NEC 2010	El 100% de la población debe trasladarse a otros lugares para ser atendidos en algún Centro de salud.
CENSO NEC 2010	El 40% de la población está dedicada a la agricultura y ganadería.
CENSO NEC 2010	El 60% de la población está dedicada a actividades florícolas

Fuente: Entrevista al presidente de la comunidad de San Pablito de Agualongo

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

2.4 Análisis de oferta y demanda

2.4.1 Demanda

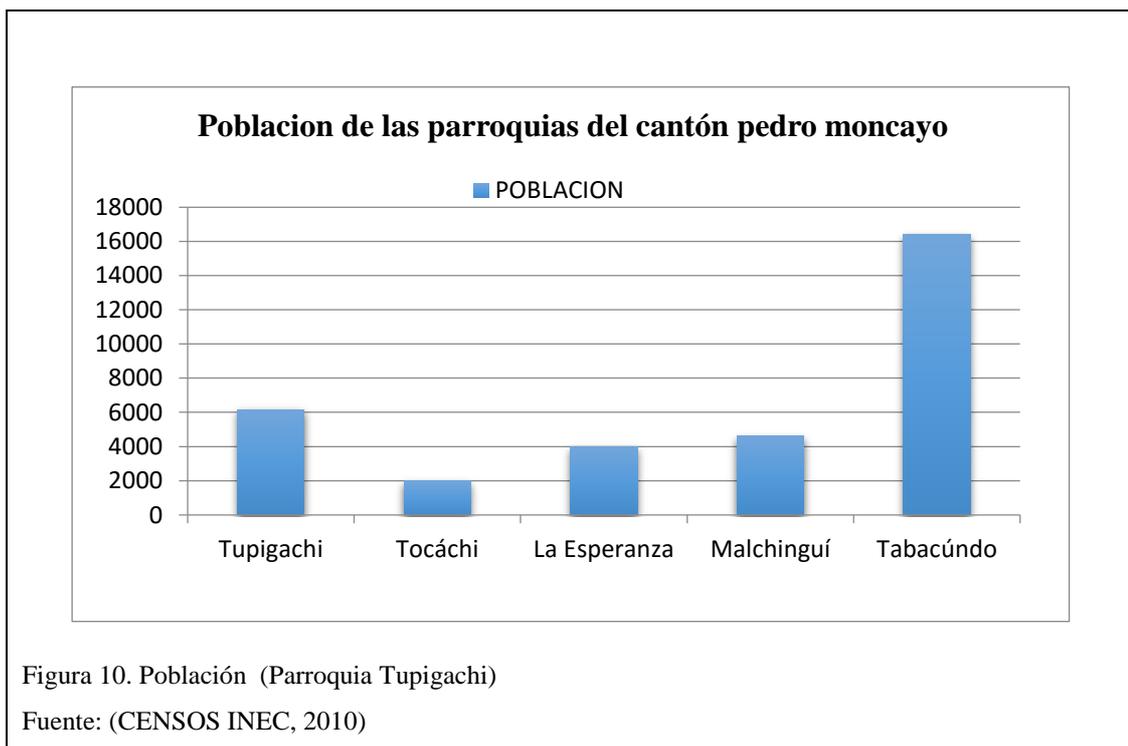
2.4.1.1 Población de referencia

El área de influencia del proyecto parte desde el Cantón Pedro Moncayo que representa la población de referencia, donde podemos observar que está conformado por 5 parroquias, entre ellas la Parroquia Tupigachi beneficiaria directa.

Tabla 15. Población del cantón Pedro Moncayo

Población de las parroquias del cantón Pedro Moncayo					
Parroquia	Hombres	%	Mujeres	%	Total
Tupigachi	2928	47.42	3246	52.58	6174
Tocáchi	997	50.23	988	49.77	1985
La Esperanza	1943	48.75	2043	51.25	3986
Malchinguí	2280	49.31	2344	50.69	4624
Tabacundo	8163	47.42	8240	52.58	16403
Total	16311	48.626	16861	51.374	33172

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)



2.4.1.2 Población demandante potencial.

La población demandante potencial de la parroquia Tupigachi, tiene alrededor de 6174 habitantes según datos proporcionados por el Instituto de Estadísticas y Censos (INEC), 2010, con una superficie de 41,74 Km² en total, y su densidad poblacional es 148 hab/km², no cuenta con una estructura vial adecuada que les permita satisfacer sus necesidades de traslado desde sus comunidades al centro poblado.

2.4.1.3 Población demandante efectiva.

La población de la comunidad de San Pablito de Agualongo que es donde se requiere que se ejecute el proyecto cuenta con 135 familias con un promedio de 5 personas cada una, la cual representa 2.03% de la población de la parroquia.

Tabla 16. Población demandante.

	Población de referencia	Población demandante potencial	Población demandante efectiva San Pablito de Agualongo
%	100%	18.61%	2.03%
#hab.	33172	6174	675

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Debido a que el proyecto tendrá una vida útil de 20 años, se debe calcular la población futura proyectada para el año 2035, para lo cual se procederá con el cálculo respectivo mediante el método genérico, el cual se muestra a continuación:

$$Pf = Pa(1 + i)^n$$

Dónde:

Pf = población futura (año 2035)

Pa = población actual (año 2015)

i = índice de crecimiento (20 años)

n = vida útil o periodo de diseño del proyecto (en años)

Tabla 17. Tasa de crecimiento.

Proyección de población parroquias cantón Pedro Moncayo						
Parroquias	Población total		Tasa de crecimiento 2010-2001	Proyección de la población		
	2001	2010	%	2015	2020	2025
Tabacundo	11000	16403	3.76%	27971	38187	52134
La Esperanza	3276	3986	2.18%	5683	6919	8424
Malchingui	3912	4624	1.86%	5475	6173	6961
Tocáchi	1587	1985	2.49%	1766	1835	1907
Tupigachi	5120	6174	2.08%	9195	11334	13970

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

Población futura de la comunidad San Pablito de Agualón

$$Pf = 675(1 + 0.0208)^{20} \longrightarrow \text{Habitantes año 2035} = 1019 \text{ Habitantes}$$

Tabla 18. Población demandante efectiva del año 2035.

Población demandante efectiva al año 2035		
Año		Proyecto San Pablito
2015		675
1	2016	689
2	2017	703
3	2018	718
4	2019	733
5	2020	748
6	2021	764
7	2022	780
8	2023	796
9	2024	812
10	2025	829
11	2026	847
12	2027	864
13	2028	882
14	2029	900
15	2030	919
16	2031	938
17	2032	958
18	2033	978
19	2034	998
20	2035	1019

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

2.4.2 Oferta.

En el área de influencia del proyecto no existe ninguna institución pública o privada que brinde el servicio del mejoramiento de la capa de rodadura.

Los únicos oferentes para proveer este proyecto es la comunidad mediante la gestión con COAGRO, quienes han visto la necesidad de construir o mejorar la Capa de Rodadura del acceso principal del centro poblado de San Pablito de Agualongo, que sirva y contribuya al diario vivir de la gente de la comunidad como de los que por sus diferentes actividades sean económicas, políticas, servicios básicos, educación, salud, etc.

El servicio que brindará el mejoramiento de la infraestructura vial será de vital importancia para la comunidad, el desarrollo de los proyectos turísticos, industrias lecheras y pequeños agricultores, tomando en consideración que no se cobrará ningún peaje, el mantenimiento es mínimo, y mejorara la infraestructura de otros servicios como el mantenimiento del alcantarillado.

Al no tener ningún valor para los usuarios, se considera que el proyecto estará al servicio en el 100% de la población y en óptimas condiciones durante todo el tiempo, además brindará rapidez y seguridad en la movilidad de los usuarios.

2.4.3 Estimación del déficit o demanda insatisfecha (oferta-demanda).

2.4.3.1 Cuantificación de la demanda.

Considerando los análisis anteriores el 100% de la población se verá beneficiada con la ejecución del proyecto, estimulando a los pobladores y mejorando su estilo de vida. Manejando el mismo parámetro en 20 años la población beneficiada sería de 1019 personas.

Tabla 19. Demanda insatisfecha del año 2035.

Año	Oferta futura	Demanda futura	Demanda insatisfecha futura
2015	0	675	675
2016	0	689	689
2017	0	703	703
2018	0	718	718
2019	0	733	733
2020	0	748	748
2021	0	764	764
2022	0	780	780
2023	0	796	796
2024	0	812	812
2025	0	829	829
2026	0	847	847
2027	0	864	864
2028	0	882	882
2029	0	900	900
2030	0	919	919
2031	0	938	938
2032	0	958	958
2033	0	978	978
2034	0	998	998
2035	0	1019	1019

Fuente: (CENSOS INEC, 2010)

2.4.3.2 Cuantificación de la oferta.

La ejecución del proyecto vial por una institución pública o privada, será para la población de la comunidad de San Pablito de Agualón go la mejor manera de ser retribuida y así poder de esta manera seguir proyectándose al futuro.

A continuación un cuadro de requerimiento.

Tabla 20. Requerimientos de la población actual.

Mejoramiento de infraestructura vial en capa de rodadura (adoquinado-asfalto)					
Parroquia	Población		Lugar afectado		Requerimiento de la Población
	Potencial	Afectada	Manzanas	Lotes	
Habitantes	675	675	14	77	Longitud de 2.145m.
Total		675	14	77	Longitud de 2.145 m.

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluísa

Tabla 21. Balance de oferta – demanda futura.

Balance de oferta -demanda				
	Actual	Futura (20 años)	Lotes	Mejoras
Demanda	1019	1019	77	Estilo de vida, económicas, sociales,
Oferta	Ejecución proyecto (adoquinado-asfaltado)			Turísticas, salud, educación, etc
	Responsabilidad social			

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

CAPITULO 3

OBJETIVOS DEL PROYECTO

3.1 Objetivo general y objetivos específicos.

3.1.1 Objetivo General.

Mejorar la calidad de vida de los habitantes de la comunidad San Pablito de Agualongo, a través del fortalecimiento de la infraestructura vial.

3.1.2 Objetivos Específicos.

1. Optimizar geoméricamente el acceso principal de la comunidad.
2. Implementar la estructura vial en dos alternativas, pavimento flexible y pavimento semiflexible (adoquinado).
3. Realizar el análisis técnico-económico comparativo entre el pavimento flexible y pavimento semiflexible (adoquinado).
4. Realizar la evaluación del impacto ambiental en la operación y construcción; y desarrollar el plan de manejo ambiental.
5. Mejorar las obras de arte menor que se presenten en la vía de acceso a la comunidad.
6. Realizar el análisis financiero y verificar la viabilidad del proyecto para su ejecución.

3.2 Indicadores de resultados.

Al finalizar el proyecto la población se movilizará con seguridad para concurrir a sus actividades diarias, escolares y económicas, de igual forma mantienen la movilidad apropiada para la producción, garantizando seguridad y un incremento de la producción por esta facilidad de movilidad.

Tabla 22. Indicadores de Resultados.

	Línea base	Indicador de resultado
Una Infraestructura Vial en mal estado produce un bajo nivel en la calidad de vida y limitado desarrollo económico y turístico del sector.	El 100% de la estructura vial del acceso principal se encuentra en mal estado.	El 100% de la vía se encuentra en buen estado.
	El 80 % de la vía se encuentra en rasante empedrada y el 20% restante continua en rasante de tierra.	El 100 % de la vía cuenta con una capa de rodadura pavimentada.
	El 40% de la población de la comunidad de San Pablito de Agualónigo tiene dificultad en sacar sus productos agrícolas y ganaderos.	El 40 % de la población del sector de San Pablito de Agualónigo ha mejorado la producción agrícola y ganadera.
	El 60% de la población de la de la comunidad de San Pablito de Agualónigo que trabajan en el sector florícola reportan retrasos de traslado al no existir transporte público en el sector por el mal estado de la vía.	El 100% de la población del sector de San Pablito de Agualónigo cuenta con líneas de transporte público desde el sector.

Fuente: Visualización en campo

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

3.3 Matriz de marco lógico.

Ver (Anexo 5)

CAPITULO 4

ESTUDIO DE TRÁNSITO

4.1 Alcance de los estudios.

El alcance de este capítulo tiene como finalidad clasificar, cuantificar y saber el número vehículos que se movilizan por la vía, para considerar el origen y destino de los vehículos, estos son componentes primordiales tanto para la valoración económica de la vía como para la determinación de las características de diseño del tramo de vía.

Para el diseño de una carretera, se debe contar con las cargas que los ejes transmiten a la estructura del pavimento. El objetivo principal de la vía es establecer el volumen tráfico existente, su variación a futuro y composición vehicular.

Estos datos se los obtiene en base a conteos manuales realizados en estaciones permanentes durante siete días en 24 horas, que nos permiten obtener el tráfico actual que luego se lo transforma en tráfico futuro para un periodo de 20 años utilizando las tasas de crecimiento (%) y los factores de ajuste mensual por provincia (Fm) establecidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) en nuestro caso, para la provincia de Pichincha,

Para la obtención de estos datos se propone realizar trabajos tanto de campo y de gabinete que tiene los siguientes alcances:

- Obtener el volumen de tráfico (conteos).
- Determinar el TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual) actual.
- Factor de Crecimiento Anual y Futuro del tráfico.
- Calculo del TPDA Futuro (2035).
- Determinar los Ejes de carga equivalente.

4.2 Estaciones de conteo.

La ubicación de las estaciones de conteo deberá ser realizada tomando en cuenta las variaciones en el volumen de tráfico que se presentara a lo largo del proyecto en estudio. La localización final de las estaciones será determinada luego de un análisis de la información anterior sobre el tráfico que existiera, complementada con un recorrido por la zona. Se deberán detectar todos los puntos generadores de tráfico y estos sitios deberán ser tomados como divisorios de tramos. (AYALA)

La estación de conteo se coloca en: la vía principal de acceso a “San Pablito de Agualongo” en la abscisa 0+500 (E1), misma que se designa de acuerdo al flujo de tráfico observado en la zona.

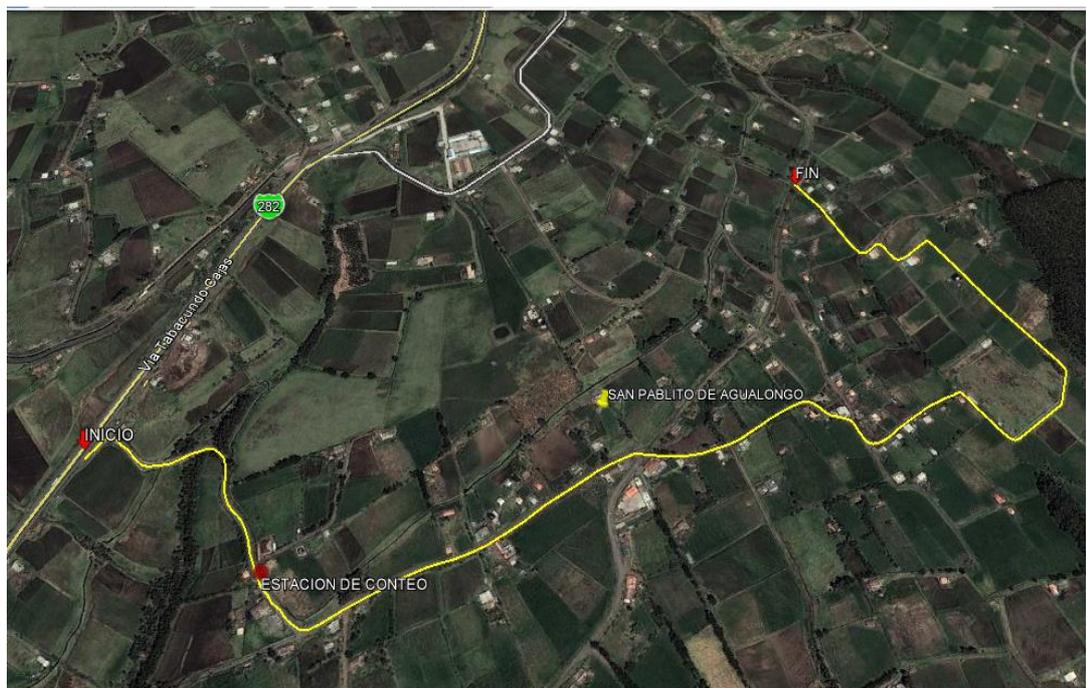


Figura 11. Ubicación de la estación de conteo

Fuente: (Google, 2016)

Realizado el conteo en campo se procede al análisis del tráfico según su clasificación.

4.3 Conteos volumétricos.

Los pavimentos se construyen en función de resistir el efecto del daño que produce el paso de un eje con una carga tipo durante los años de su vida útil. Un tránsito mixto está compuesto de vehículos de diferente peso y número de ejes distinguiéndose livianos y pesados, los que para efectos de cálculo se les transforma en un número de ejes equivalentes a los que se denomina ESAL. (AYALA)

Uno de los primeros pasos en cualquier estudio de tráfico es la evaluación de los movimientos que se producen, para lo que es preciso medir el número de vehículos que pasan por cada carril en un determinado período de tiempo.

Existen diferentes tipos de conteo, estos pueden ser manuales, mecánicos o automáticos los mismos que se resumen a continuación. (AYALA)

4.3.1 Conteos manuales de tráfico.

El método manual de conteo ayuda a determinar los datos de volúmen de tráfico a través del uso de una persona que permanece en campo conocido como aforadores de tráfico, para este tipo de conteos manuales se deberá seleccionar las estaciones para los aforos manuales, mismos que son usados cuando no se cuenta con dispositivos mecánicos. Este método nos ayuda con exactitud por la clasificación de vehículos por tipo, tamaño y otras características.

Los conteos manuales son usados frecuentemente para comprobar la exactitud de los contadores mecánicos. Este tipo de conteos se los realiza durante periodos de tiempo corto. Algunas veces las malas condiciones de tiempo interfieren con el uso de contadores mecánico de tráfico y claro está, si no se dispone de equipo automático, el aforo deberá realizarse manualmente.

Una desventaja grande de este método de conteo, es la manutención de aforadores de tráfico por tiempos prolongados, es costoso. El personal de campo registra los datos del conteo en formularios diseñados específicamente para cada caso particular.

Es necesario saber las características del mismo así como también su composición en la que se tiene la siguiente clasificación:

- Automóviles y camionetas
- Buses
- Camiones de dos ejes
- Camiones de más de dos ejes
- Remolques
- Semirremolques

“Así, a mayor proporción de camiones en el tránsito, mayor es la intensidad del tránsito y por ende, requerirá mayor capacidad de la carretera, para garantizar que la relación volumen/capacidad este siempre dentro de los niveles adecuados ($v/c < 0.80$)” (Vera, 2012, p. 1).

4.3.2 Conteos mecánicos de tráfico.

Los conteos mecánicos también son denominados como conteos neumáticos, estos sistemas mecánicos por bandas neumáticas presentan la ventaja de su economía, pero su mayor limitación es que no clasifican los tipos de vehículos que sobre ellas circulan, por lo cual sus mediciones siempre deben ser corregidas por observaciones visuales, de tal manera que el número de “ejes registrados” se haga coincidir con los “ejes reales”. (Manual Transito Maestría en Vías Terrestres Diseño de Pavimentos)

Los cordones neumáticos permiten el registro del paso de vehículos por una sección de la vía, estos equipos tienen un dispositivo central para el registro de la información, los más elementales tienen contadores con reguladores digitales con una capacidad dada debiendo los responsables de la estación realizar las regulaciones pertinentes. (AYALA)

“Los conteos mecánicos se utilizan en lugares situados a mitad de cuadra o en tramos continuos en campo abierto. Existen aparatos mecánicos portátiles y fijos cuya utilización depende del objeto del estudio” (METODOS-DE-CONTEO)

- Detecto neumáticos.
- Detector magnéticos.
- Detector de espiral de inducción.
- Detector de radar.
- Contador mecánicos portátiles.
- Cámaras fotográficas.

4.3.3 conteos automáticos de tráfico.

Algunos contadores automáticos emplean un método de conteo que requiere la instalación en situ de detectores de superficie como los tubos neumáticos de camino o detectores debajo de la calzada, como los aparatos magnéticos o de contacto eléctrico, los mismos que detectan la información de los vehículos que transitan y transmiten su carga a un registrador que se conecta a un detector ubicado a un lado de la vía en estudio. (AYALA)

4.3.4 Metodología.

El método aplicado para el desarrollo del proyecto fue el conteo manual para luego un a posterior clasificación del tránsito vehicular. Para la elaboración de dicho estudio se sigue un procedimiento basado en etapas mismas que consisten en:

- Etapa de Planificación que consistió en preparar la logística de transporte para traslado de personal que realizaría los conteos manuales, determinación del sitio más óptimo para desarrollar los conteos, realización de cronograma de horas de conteo, fechas óptimas para realizar la evaluación vehicular.
- Etapa de Organización que consistió como preámbulo la realización de charlas informativas con la comunidad referente a los conteos vehiculares, preparación de días y horarios de inicio, proceso y fin diario de conteos, rotación de personal de conteo en horas de ausencia de uno de ellos, preparación de formatos de planilla de conteo diario según clasificación vehicular. Ver (**Anexo 6**).
- Etapa de Ejecución que consistió en los conteos manuales según su clasificación vehicular una vez instalados estratégicamente en la estación dispuesta en el proyecto.

- Etapa de Procesamiento una vez obtenidos los datos de conteos según su clasificación vehicular se procede a evaluar el tráfico total obtenido en los días ejecución para así posteriormente determinar el tráfico promedio semana y proyectarlo a tráfico mensual y posteriormente a tráfico promedio diario anual (TPDA).

4.1.4 Conteo y clasificación de vehículos.

Al realizar el conteo manual se determinó que los vehículos livianos son los más transitados en la vías, que son por lo general los que definen las condiciones de diseño geométrico en la vía, pero también hay que tener mucho en cuenta vehículos pesados, a más del volumen de tráfico, es necesario saber las características del mismo así como también su composición en la que tenemos básicamente vehículos livianos y pesados.

4.4.1 Vehículos livianos.

Para el proyecto de la vía de la comunidad de San Pablito de Agualongo se observó cómo vehículos livianos aquellos que tienen características de automóviles, camionetas de reparto o carros con capacidad hasta de 9 personas o de una tonelada de carga, llegando a la conclusión que existía mayor afluencia de los mismos por las horas de la mañana en la que los habitantes de la comunidad sale a sus trabajos y escuelas aledañas.

4.4.2 Vehículos pesados.

En la comunidad de San Pablito de Agualongo se observa vehículos pesados que tienen uno o más ejes con doble rueda y están incluidos los buses, camiones y autotractores ya que es un sector agrícola.

El efecto de los vehículos pesados que recorren la vía del proyecto equivale a varios vehículos livianos; dependiendo del número y tipo de vehículos pesados, de la topografía del terreno, de la gradiente y de la distancia de visibilidad, se puede transformar los vehículos pesados a vehículos livianos equivalentes.

4.4.3 Vehículos tipo.

Para la proyección de una vía se toma en cuenta las características de los vehículos y por ello se agrupan en categorías según lo observado en el proyecto.

En el mercado automotriz existe una gran diversidad de modelos de vehículos, por los que es necesario determinar los tipos de vehículo para el proyecto que se presentan en las siguientes tablas: vehículos livianos 2D, buses 2DB y camiones V2DB. La clasificación de los vehículos se ubica en la tabla 22 de acuerdo a la plantilla de conteo.

Tabla 23. Clasificación vehicular.

Cuadro demostrativo de tipo de vehículos motorizadas, remolques y semiremolque						
Tipo	Distribución máxima de carga	Descripción	Peso Max. Permitido (Ton)	Longitudes máx. Permitidas		
				LARGO	ANCHO	ALTO
2D			7	5	2.60	3
2DB			18	12.20	2.60	4.1
V2DB			18	12.20	2.60	4.1

Fuente: (NEVI-12-MTOP, 2013, pág. 39)

4.5 Determinación del TPDA.

El volumen del tráfico promedio diario anual (T.P.D.A.) para la vía de la comunidad de San Pablito de Agualongo se lo obtuvo mediante el conteo; en la estación permanente que permitió conocer las variaciones diarias, semanales, mensuales y anuales; esta estación funcionó por siete días para así obtener datos confiables que nos permitieron proyectar el tráfico futuro mensual y anual con mayor certeza utilizando los factores de ajuste semanal y mensual.

4.5.1 Tráfico actual.

El tráfico actual se calcula en la carretera antes de la rehabilitación y que se obtiene a través de los de los conteos de tráfico.

Mediante el análisis actual de los elementos de flujo vehicular se puede entender las características y el comportamiento del tránsito que se desarrolla diariamente en la

vía del proyecto, siendo este el requisito básico para el planteamiento, proyección, operación de tráfico, calles y sus obras complementarias dentro del sistema de transporte. El análisis de flujo vehicular describe la forma como circulan los vehículos, tipo de vialidad, lo cual se determinó a través de los conteos manuales y teniendo las siguientes categorías: vehículos livianos 2D, buses 2DB y Camiones V2DB.

4.5.1.1 Análisis del tráfico actual clasificado.

Número de Vehículos diarios obtenidos a través del conteo manual

Tabla 24. Conteo manual de tráfico promedio diario semanal (T.P.D.S.)

Conteo manual de tráfico realizado el mes de febrero del 2015										
Tipo de vehiculo		Lunes	Martes	Miercoles	Jueves	Viernes	Sabado	Domingo	Total	Promedio
PESADOS	Livianos 2D	150	162	165	172	187	210	211	1257	180
	Buses 2DB	34	19	28	36	40	40	23	220	31
	Camiones V2DB	6	7	4	6	7	7	3	40	6
	Σ	190	188	197	214	234	257	237		217

Fuente: Conteos manuales de campo

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Para la vía en proyecto se asume que el tráfico promedio diario semanal (T.P.D.S.) es igual al tráfico promedio diario mensual (T.P.D.M.).

Para determinar el trafico promedio diario mensual (T.P.D.M.) se aplicó la siguiente ecuación $T.P.D.M.=T.P.D.S. \times Fs$, donde T.P.D.S. es el trafico promedio diario semanal y Fs es el factor de ajuste semanal mismo que se asume de $Fs=1.0$ por las características de tráfico del proyecto.

El cálculo del T.P.D.A. (Tráfico Promedio Diario Anual) en cambio se determina aplicando la siguiente fórmula descrita a continuación:

$$T. P. D. A. = T. P. D. M. Proyecto \times Fm$$

Dónde:

Fm= factor de ajuste mensual por provincia el cual considera el consumo del combustible, además este factor depende de la fecha en que se ha realizado el conteo. El consumo promedio anual de gasolina del año más próximo dividido para el consumo total del mes que contiene el día calendario del conteo manual para nuestro caso del mes de febrero del 2015.

Fm= 1,1212 (Anexo 7. Factor de ajuste mensual)

Tabla 25. Tráfico promedio diario anual del proyecto

TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL DEL PROYECTO										
Tipo de vehiculo		Lunes	Martes	Miercoles	Jueves	Viernes	Sabado	Domingo	Total	Promedio
PESADOS	Livianos 2D	168	182	185	193	210	235	237	1409	201
	Buses 2DB	38	21	31	40	45	45	26	247	35
	Camiones V2DB	7	8	4	7	8	8	3	45	6
	Σ	213	211	221	240	262	288	266		242

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 26. Porcentaje del tráfico promedio diario anual del proyecto.

Porcentaje de transito promedio diario anual (T.P.D.A)										
Tipo de vehiculo		Lunes	Martes	Miercoles	Jueves	Viernes	Sabado	Domingo	Total	Promedio
PESADOS	Livianos 2D	78,95	86,17	83,76	80,37	79,91	81,71	89,03	579,90	83
	Buses 2DB	17,89	10,11	14,21	16,82	17,09	15,56	9,70	101,40	14
	Camiones V2DB	3,16	3,72	2,03	2,80	2,99	2,72	1,27	18,70	3
	Σ	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00		100,00

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 27. Porcentaje de vehículos respecto a su dirección.

% de vehículos con respecto a la dirección de recorrido			
% Tipo de vehículo	Buses 2DB	Camiones V2DB	total de porcentajes
Av. Panamericana norte-San Pablito	44,12	11,18	55,29
San Pablito - av. Panamericana norte	38,24	6,47	44,71
%	82,35	17,65	100

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Realizado el T.P.D.A. se ha determinado una cantidad de 242 vehículos promedio para la vía del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo.

4.6 Índices de crecimiento vehicular.

Para el proyecto se utiliza las tasas de crecimiento vehicular, para la provincia de Pichincha.

Tabla 28. Tasas anuales de crecimiento del tráfico (%).

Tasa anual de crecimiento del tráfico			
Periodo	Livianos	Buses	Camiones
2010-2015	4.05%	2.53%	3.68%

Fuente: Área de Factibilidad – MTOP

Esta tasa de crecimiento vehicular está en función del producto interno bruto (PIB), población y parque automotor.

4.7 Transito futuro.

El tráfico total considerado para el proyecto, es la suma de tráfico proyectado más el generado y desviado a continuación descrito.

4.7.1 Proyección del tránsito.

Las carreteras nuevas o los mejoramientos de las vías existentes se deben diseñar con base en el tránsito que se espera que va a usarlas. Es deseable, entonces, que el diseño se haga para acomodar el volumen de tránsito que se espera que se presente en el último año de vida de la vía, con mantenimiento razonable, suponiendo que el volumen esperado para cada año es mayor que el del año anterior. La determinación del tránsito futuro es lo que se llama proyección del tránsito. (Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003)

Es difícil determinar la vida útil de una carretera, puesto que de cada una de sus partes está sujeta a variaciones en su vida esperada, por varias causas, como el cambio en el crecimiento vehicular, cambios inesperados en los usos del terreno, etc. Se considera que la zona o derechos de vía tiene una vida de 100 años (para los cálculos económicos); el pavimento, entre 10 y 30 años, y las estructuras de drenaje menores, de 25 a 50 años, siempre suponiendo un mantenimiento adecuado.

Los diseños en el estudio se basaron en una predicción del tráfico a 20 años, lo cual nos permite tener las consideraciones para la proyección y el diseño de la estructura del pavimento, aplicamos la fórmula de crecimiento:

$$\text{TPDA FUTURO} = \text{TPDA actual} (1+i)^n$$

Dónde:

n = número de años de proyección vial

i = tasa de crecimiento vehicular (NEVI-12-MTOP, 2013)

Tabla 29. Proyección del tráfico.

Proyección del tráfico actual					
Años	N	Livianos	Buses pequeños	Camiones pequeños	Total
2015	0	201	35	6	242
2016	1	209	36	6	251
2017	2	218	37	6	261
2018	3	226	38	7	271
2019	4	236	39	7	282
2020	5	245	40	7	292
2021	6	255	41	7	303
2022	7	265	42	8	315
2023	8	276	43	8	327
2024	9	287	44	8	339
2025	10	299	45	9	353
2026	11	311	46	9	366
2027	12	324	47	9	380
2028	13	337	48	10	395
2029	14	350	50	10	410
2030	15	365	51	10	426
2031	16	379	52	11	442
2032	17	395	54	11	460
2033	18	411	55	11	477
2034	19	427	56	12	495
2035	20	445	58	12	515

Realizado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

4.7.2 Tráfico generado.

Es el que proviene de la probabilidad de un viaje más fácil y de menor costo; este tipo de tráfico se forma a partir del número de viajes que se generarían si se tuviera una óptima propuestas y lo constituyen.

En general el tráfico generado se produce al segundo año de la terminación de un proyecto vial. En el país no se dispone de estudios sobre el comportamiento del tráfico generado, pero se dispone de un valor que relaciona el grado de mejoramiento con el volumen de tráfico, este será igual a un porcentaje de tráfico normal que se espera en el primer año del proyecto.

Este porcentaje se estima equivalente a la mitad de ahorro en los costos a los usuarios expresado en porcentaje y se establece como límite máximo de incremento por tráfico generado al 20 por ciento del tráfico normal, esto para el primer año de operación del proyecto.

Para los restantes años el tráfico generado se estima que crecerá a la misma tasa que el tráfico normal.

4.7.2.1 Metodología.

Para determinar el tráfico generado real se realizó encuestas en el sitio del proyecto, mismo que será analizado y comparado con el porcentaje máximo para así determinar cuán real es este porcentaje si se lo estimaría desde un principio.

Las encuestas se realizaron entre los moradores de la comunidad de San Pablito de Agualongo ya que la vía se encuentra al interior del sector y no engloba a otras comunidades cercanas.

Para conocer el número de encuestas a realizar, es necesario tomar como referencia la población de la comunidad de San Pablito de Agualongo misma que esta conformada por 675 habitantes, el tamaño de la muestra se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$M = \frac{k^2 N p q}{e^2 (N - 1) + K^2 p q}$$

Dónde:

M= Muestra (número de encuestas a realizar)

N = es el tamaño de la población

e = Diferencia que existe entre el resultado se obtiene en la encuesta a una parte de la población y la que tiene si se le preguntaría a toda ella, si no se tuviera valores, se debe usar un valor que varíe entre el 1% (0,01) y 9% (0,09), valor que queda a criterio de la persona que encuesta, se asume un e= 9%.

p = Parte de personas que poseen en la población la cualidad de estudio. Este dato por lo general es desconocido y se lo asume p=q=0.5 que es la opción más segura.

q = Parte de personas que no poseen esa característica.

K = es una constante que depende del nivel de confianza que asignemos. El nivel de confianza indica la probabilidad de que los resultados de nuestra investigación sean ciertos; se asume para el proyecto un 95,5 % de confianza que permite tener un margen de error probable del 4,5%.

Una vez considerado el nivel de confianza se obtiene el valor de k por medio de la siguiente tabla.

Tabla 30. Niveles de confianza factor k.

Valores de factor (K)							
Valor de k	1.15	1.28	1.44	1.65	1.96	2.24	2.58
Nivel de confianza	75%	80%	85%	90%	95%	97.50%	99%

Fuente: (Universidad Rafael Landívar, 2011)

Una vez indicados los parámetros se procede al cálculo del número de encuestas a realizar.

$$M = \frac{k^2 * N * p * q}{e^2(N - 1) + k^2 * p * q}$$

$$M = \frac{1.96^2 * 675 * 0.5 * 0.5}{0.09^2(675 - 1) + 1.96^2 * 0.5 * 0.5}$$

$$M = 101 \text{ Encuestas}$$

4.7.2.1.1 Análisis de resultados según encuestas.

A continuación se muestra los resultados de las muestras a través del análisis de las encuestas realizadas. Ver modelo de ficha (Anexo 8).

1. ¿La pavimentación o adoquinado de la vía principal de su comunidad San Pablito de Agualongo le facilitaría su movilización diaria?

Sí	78	77%
No	23	23%
	101	100%

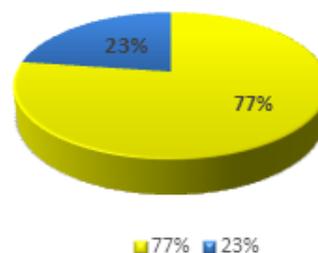


Figura 12. Porcentaje de encuesta N.1

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

2. ¿Cuántos vehículos tiene en su casa?

Ninguno	71	70%
1	23	23%
2	5	5%
3	2	2%
Más de 3	0.00	0%
	101	100%

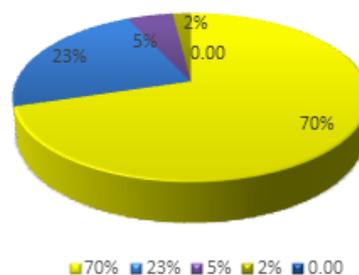
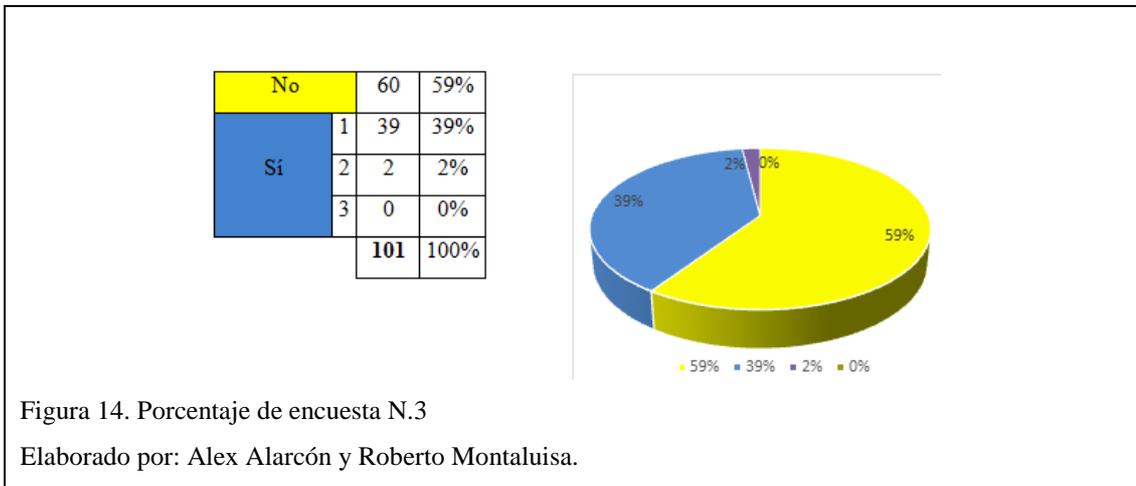


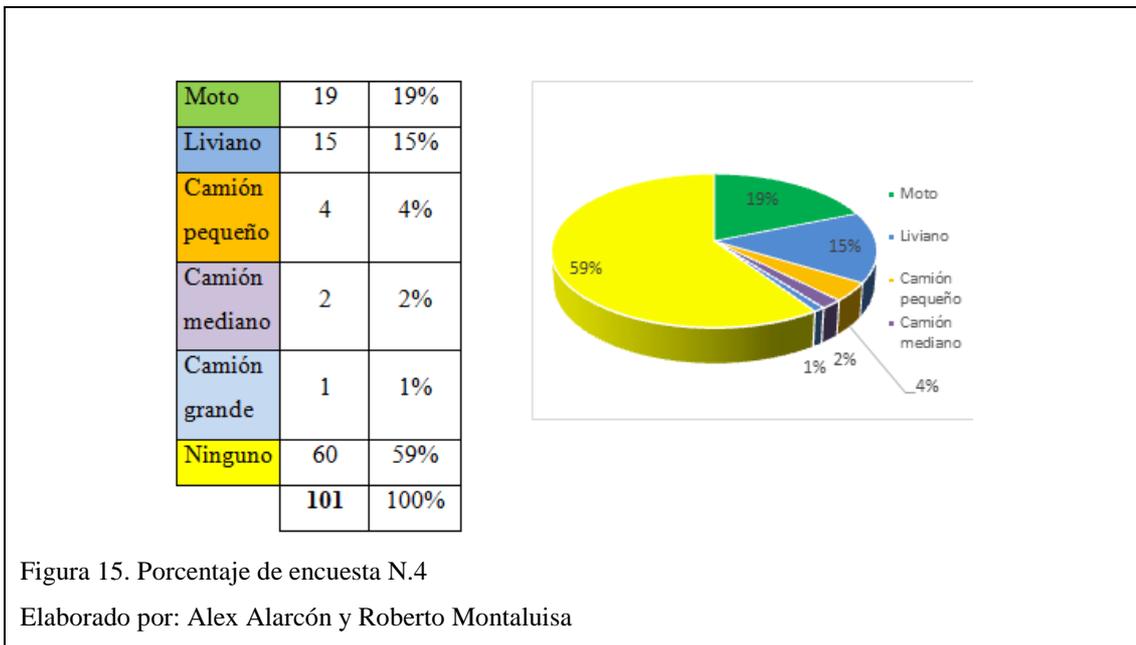
Figura 13. Porcentaje de encuesta N.2

Elabora por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

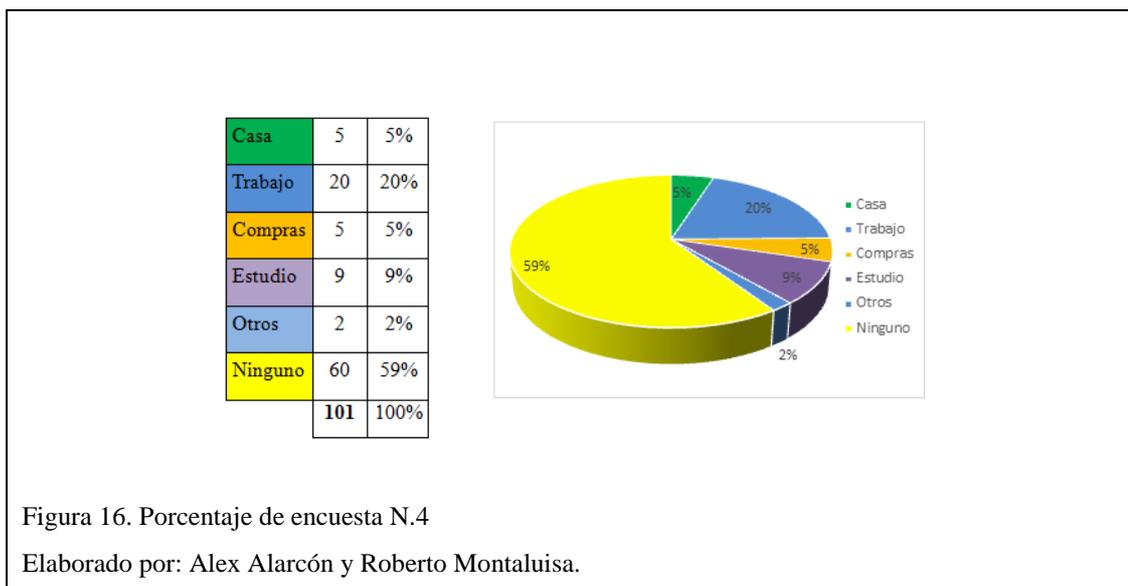
3. ¿Compraría algún vehículo con su familia si ya existiera el mejoramiento de la vía principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo?



4. ¿En el caso de que la vía principal de la vía principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo esté pavimentada o adoquinada, que tipo de vehículo usted compraría en el futuro?



5. ¿Por qué motivo compraría usted el vehículo?



Para el cálculo del porcentaje de vehículos que se generarán, se toma en cuenta, el número de vehículos existentes (obtenido de los conteos) y el número de vehículos obtenidos a través de las encuestas.

Tabla 31. Porcentaje del tráfico generado según encuestas.

	Número de vehículos	%
Conteos	242	100%
Encuestas	40	16,53%

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

De la investigación realizada para la estimación del porcentaje del tráfico generado el MTOP recomienda utilizar el 20 % del TPDA, pero nuestro estudio de tráfico generado realizado a través de encuesta señala utilizar tan solo un 16.53% por lo que se utilizará este porcentaje para el proyecto.

Tabla 32. Cálculos del Tráfico Generado (TG).

Cálculo del tráfico generado		
Tipo	Cálculo	16,53%
Livianos 2D	$226 * 0.1653$	38
Buses 2DB	$38 * 0.1653$	6
Camiones V2DB	$7 * 0.1653$	1
	Total=	45

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 33. Tráfico generado hasta el año 2035.

Tráfico generado (16.53% del tráfico actual)		
Años	TPDA	TG
2015	242	-
2016	251	-
2017	261	-
2018	271	45
2019	282	47
2020	292	48
2021	303	50
2022	315	52
2023	327	54
2024	339	56
2025	353	58
2026	366	60
2027	380	63
2028	395	65
2029	410	68
2030	426	70
2031	442	73
2032	460	76
2033	477	79
2034	495	82
2035	515	85

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

4.7.3 Tráfico por desarrollo.

Este aparece en las nuevas carreteras o zonas antes inaccesibles, como en las vías que complementarán la conexión entre fincas y centros de comercialización. Es difícil de cuantificar y varía de acuerdo al tiempo y lugar, este tráfico futuro suele aumentar durante el periodo de estudio. Por esta razón se asignó a las carreteras de enlace entre fincas y mercados un porcentaje que se estima entrará en vigencia a partir del año 2018. (NOVALEp. 20).

Al no contar con los estudios (encuestas de Origen – Destino), los cuales nos permiten determinar el factor de expansión de tráfico por desarrollo, el MTOP a través de estudios realizados propone utilizar los siguientes valores:

$$T_D = (5\% - 8\%) \times TPDA$$

Por tanto el tráfico por desarrollo en la vía en estudio se asume un 7% del TPDA, como se ve en la siguiente tabla.

Tabla 34. Tráfico por desarrollo.

Tráfico por desarrollo (7% del tráfico actual)		
Años	TPDA	TD
2015	242	-
2016	251	-
2017	261	-
2018	271	19
2019	282	20
2020	292	20
2021	303	21
2022	315	22
2023	327	23
2024	339	24
2025	353	25
2026	366	26
2027	380	27
2028	395	28
2029	410	29
2030	426	30
2031	442	31
2032	460	32
2033	477	33
2034	495	35
2035	515	36

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

4.7.4 Tráfico desviado.

Es el tráfico que sería atraído desde las vías existentes hacia la carretera mejorada en el momento que entre en funcionamiento, por razón de ahorro de tiempo, distancia y costo.

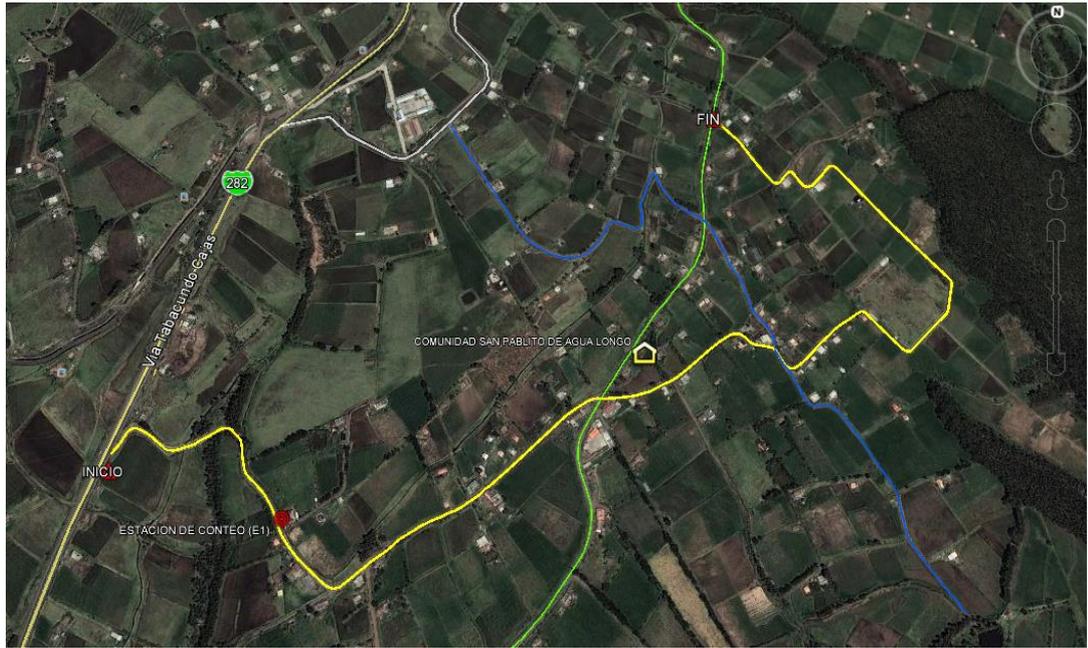


Figura 17. Rutas existentes en el sector del proyecto

Fuente: (Google, 2016)

Simbología:

Vía en estudio (San Pablito de Agualongo) —————

Vía Tabacundo – Cajas —————

Vía secundaria rieles del tren —————

Vía secundaria Loma Gorda-Santa Clara —————

Al analizar la figura 17 de rutas existentes se puede observar que las vías secundarias son transversales a la vía del proyecto, toda vez que tienen diferentes destinos sin

tener una conexión directa con la vía en mención, por lo que el tráfico desviado para dicho proyecto es del 0%.

4.7.5 Composición del tráfico total proyectado.

Considerando todo lo anteriormente descrito, tenemos el resumen del tráfico total del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo.

Tabla 35. Proyección del tráfico para el año 2035.

Proyección del tráfico para el año 2035						
Años	n	%	Livianos 2D	Buses 2DB	Camiones V2DB	Total de vehículos (T.P.D.A.d.)
2035	20		445	58	12	515
TD (7%)		7%	31	4	1	36
TG (16,53%)		16,53%	73	10	2	85
Total TPDA año 2035			549	72	15	636

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

Este tráfico es necesario transformarlo en volúmenes de vehículos livianos equivalentes para lo cual se toma en cuenta las condiciones topográficas del terreno y el número de carriles, el acceso de la vía principal del proyecto a la comunidad de San Pablito de Agualongo atraviesa un terreno montañoso, mismo que es tomado en consideración al momento de determinar la velocidad de diseño de la vía.

4.8 Clasificación del tipo de vía.

Para normalizar, la estructura de la red vial del país de este siglo, se ha clasificado a las carreteras de acuerdo al volumen del tráfico que procesa o que se estima procesará en el año horizonte o de diseño. La tabla 36 presenta la clasificación funcional propuesta de las carreteras y caminos en función del tráfico promedio diario anual de diseño (TPDAd).

De acuerdo a esta clasificación, las vías debieran ser diseñadas con las características funcionales y geométricas correspondientes a su clase pudiendo, obviamente, construirse por etapas, en función del incremento del tráfico y del presupuesto.

Tabla 36. Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDAd.

Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual (TPDAd) al año de horizonte	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autopista o Carretera Multicarril	AV1	26000	50000
	AV2	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003, pág. 64)

TPDA.- Tráfico promedio diario anual.

TPDAd.- TPDAd correspondiente al año horizonte o de diseño.

En esta clasificación considera un TPDAd para el año horizonte se define como:

TPDAd= Año de inicio de estudios + Años de Licitación, Construcción + Años de Operación.

Con el TPDAd determinado de 636 vehículos se procede a seleccionar la clase de vía en la tabla 36 del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) a la cual corresponde.

De acuerdo al TPDAd para el diseño de carreteras el M.O.P recomienda la siguiente clasificación:

C1= Equivale a carretera de mediana capacidad

C2= Equivale a carretera convencional básica y camino básico

C3= Camino agrícola / forestal

La vía del acceso principal a la comunidad de San Pablito de Agualóngo pertenece a una carretera de dos carriles clase C2= equivalente a una carretera convencional básica y camino básico. (NEVI-12-MTOP, 2013, pág. 64)

Con el TPDAd determinado se procede a seleccionar la clase de vía en la tabla del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) a la cual corresponde.

Tabla 37. Clasificación de carreteras.

Clase de carretera	Trafico proyectado TPDA
R-I O R-II	Más de 8000
I	De 3000 a 8000
II	De 1000 a 3000
III	De 300 a 1000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

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

La vía del acceso principal a la comunidad de San Pablito de Agualóngo pertenece a la Clase III, con un tráfico de 300 a 1000 veh/día.

De acuerdo a las normas de diseño del MTOP para el criterio de las bases de la estructura vial del país, se presenta la relación entre la función jerarquía y la clasificación de las carreteras.

Tabla 38. Determinación de la función de la vía.

Función	Clase de carretera (según MOP)	TPDA (Año final de diseño)
Corredor Arterial	R-I o R-II	Más de 8000
	I	De 3000 a 8000
	II	De 1000 a 3000
Colectora	I	De 3000 a 8000
	II	De 1000 a 3000
	III	De 300 a 1000
Vecinal	IV	De 100 a 300
	V	Menos de 100

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

La vía en estudio pertenece al rango colectora con un tráfico de 300 a 1000 veh/día, además, esta vía se conecta con otras vías para acceder a la Panamericana Norte, estas características se tomaran en cuenta para el diseño geométrico.

4.9 Repetición de carga.

Los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes tipo de 80kN o 18kips. Se los denomina ESAL (Carga de Eje simple Equivalente). (AYALA)

Para la conversión del tránsito en ESAL las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo. Además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga produciendo fallas distintas. (AYALA)

El tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño que toda la composición de tránsito. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF (Factor de Carga Equivalente).

Los factores equivalentes de carga se obtuvieron cargando pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas para analizar el daño producido, así este es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una carga de un tipo de eje y la producida por el eje estándar de 80kN en el mismo eje. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga. (AYALA)

ESALS.- Son el número de pasadas de ejes transformados en un número de ejes tipo, que de acuerdo a la norma AASHTO es un eje simple de 18 Kips.

LEF: El factor equivalente de carga o LEF es un valor que se da entre la relación de pérdida de serviciabilidad producida por la carga de un tipo de eje y por el eje estándar de 80 KN del mismo eje.

4.10 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible método AASHTO.

Para este método de diseño es necesario convertir el tráfico en un número de ejes simples equivalentes a 18000 libras (80 KN) que debe soportar el pavimento durante el periodo de diseño (5, 10, 20 años), es

necesario definir un factor de transformación que a su vez será la suma de los diferentes coeficientes o factores parciales correspondientes a cada tipo de vehículos pesados o cargas por ejes simples o ejes Tándem. Esta determinación se realiza únicamente con los vehículos pesados, no se toma en cuenta los livianos. (AYALA)

El índice de servicialidad determina el grado de comportamiento y la capacidad de servicio del pavimento, para un pavimento nuevo el índice de servicialidad (Po) es de 4,2 y para un pavimento que ya ha llegado al término de vida útil (Pt), se estima de 2 a 2,5.

Para la determinación del valor del factor equivalente de carga, es muy importante tener definido el índice de pérdida de serviciabilidad final (Pt) recomendado por la AASHTO '93 y el número estructural (SN) dependerá del tipo de carretera. Se recomienda que para carreteras en las que circulara tráfico pesado, como es el caso de las rutas centroamericanas, rutas nacionales y rutas departamentales se utilice un número estructural inicial no menor de 4, esto con el objeto de tener un valor inicial de cálculo; el cual se puede afinar al tener el ESAL definitivo. (Arias, 08_3092_C DETERMINACIÓN DE FACTORES DE CAMIÓN PARA EL DISEÑO)

Para el proyecto se asume los siguientes valores:

Índice de pérdida de serviciabilidad final **Pt=2,5**

Número estructural **SN =4**

Distribución máxima de carga según PESO KN/ EJE MOP obtenido de la (Tabla 23)

LEF = se obtuvo a través de las tablas AASHTO para pavimento flexible (**Anexo 09**)

Tabla 39. Método AASHTO para pavimento flexible (N° de ESALS).

Ejes equivalentes para pavimento flexible								
Tipo de vehículo	TPDA	Eje	Peso Kg/eje (MOP)	Peso Kips/eje	Peso Ton/eje (MOP)	N° de ejes	Lef factor equivalente de carga	N° de ESALS
Buses 2DB	35	Delantero	69,75	16	7	35	0,645	22,6
		Posterior	109,6	25	11	35	3,4	119
Camiones V2DB	6	Delantero	69,75	16	7	6	0,645	3,9
		Posterior	109,6	25	11	6	3,4	20,4
Total						82		165,9

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

4.10.1 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible en un periodo de 20 años.

Para determinar el número de ejes de carga equivalente, se ha empleado la siguiente formula:

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

N = número de ejes equivalente.

F_d = factor sentido.

N_d = tráfico actual en el año base (N° de ESALS).

F_c = factor carril.

r = tasa de crecimiento (3.68%).

n = número de años.

El factor sentido (F_d).

El factor sentido o factor de distribución direccional, según la dirección que adopte el tráfico en la carretera a menos que existan consideraciones especiales, se considera del 50% del tránsito para cada dirección, en nuestro caso se toma este valor a partir del cuadro de porcentajes de vehículos respecto a su dirección donde se hace un promedio de los porcentajes entre los dos sentidos, de donde se tiene que el valor de

porcentaje vehicular en la dirección Av. Panamericana Norte – San Pablito de Agualongo es de 55.29% y en el sentido San Pablito de Agualongo – Av. Panamericana Norte es de 44.71% de donde se obtiene el factor sentido promedio de 50 % mismo que servirá para los cálculos de diseño.

Factor de distribución por carril (Fc).

Al ser una vía de un carril por dirección, se toma como valor de cálculo el 100% de vehículos pesados en el carril de diseño, según se muestran los valores utilizados por la AASHTO en la siguiente tabla.

Tabla 40. Porcentaje de vehículos en el carril de diseño.

No. carriles en cada dirección	Porcentaje de vehículos pesados en el carril de diseño (Fc)
1	1
2	0.9
3	0.75
4 o más	0.50 – 0.75

Fuente: (NEVI-12-MTOP, 2013)

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (165.9 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{20} - 1}{0.0368}$$

$N = 872.229,07$ Ejes equivalentes de 8,2 Ton.
--

4.11 Cuantificación del factor de equivalencia de carga, método AASHTO simplificado.

Con el uso de las computadoras, no es problema considerar el número de repeticiones de carga por cada eje y evaluar su deterioro. El método que consiste en dividir los ejes en grupos ha sido utilizado frecuentemente para el diseño de pavimentos rígidos, sin embargo, su aplicación no se ha extendido a pavimentos flexibles por la naturaleza empírica del diseño y la gran cantidad de tiempo de cálculo que se requiere. Sin embargo, en lugar de analizar los esfuerzos y deformaciones debido a cada grupo de ejes de carga, un

procedimiento simplificado y ampliamente aceptado desarrolla factores equivalentes y convierte cada grupo de carga en un eje simple de carga equivalente. (Arias, 08_3092_C DETERMINACIÓN DE FACTORES DE CAMIÓN PARA EL DISEÑO).

4.11.1 Factor daño por vehículo (FDV).

Es un parámetro del efecto que causa al pasar sobre un pavimento el número de ejes de 8.2 toneladas que actúa en la estructura, se lo conoce como "factor daño", para la carga patrón de 18 Kips, consiste sobre un eje simple de 4 ruedas, se le fijó un valor unitario, es señalar que cada vez que un eje simple de 18.000 lb., u 8.2 toneladas transita en la sección de pavimento flexible, esto genera en el pavimento un daño de uno (1).

$$\mathbf{FDV} = \sum \mathbf{FEC}_i$$

Como consecuencia de esta simplificación surge la definición de los factores de equivalencia de cargas, que son valores numéricos que definen el daño que causa el paso de un vehículo, o eje determinado, sobre una sección de pavimento en una manera relativa al daño que el vehículo, o eje patrón, causa al pasar sobre la misma sección de pavimento (Manual Transito Maestría en Vías Terrestres Diseño de Pavimentos)

4.11.2 Factor de equivalencia de carga.

Factor de equivalencia = (Carga en eje / Carga normalizada)⁴ si se establece como carga normalizada los valores de 6.6 ton en eje simple de rueda simple, de 8.20 ton en ejes simple de doble rueda, de 15.00 ton en ejes tandem y de 23.00 ton en ejes tridem, los factores de equivalencia toman las expresiones aproximadas siguientes. (Manual Transito Maestría en Vías Terrestres Diseño de Pavimentos)

Tabla 41. Formulas del Factor de equivalencia de carga.

Tipo de eje	Fórmulas para el cálculo del factor de equivalencia de carga	
Simple de Rueda Simple	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{6.66 \text{ Ton}} \right]^4$	 Eje Simple
Simple de Rueda Doble	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{8.20 \text{ Ton}} \right]^4$	 Eje simple doble
Tándem	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{15.00 \text{ Ton}} \right]^4$	 Eje tándem
Tridem	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{23.00 \text{ Ton}} \right]^4$	 Eje tridem

Fuente: (Ing. Gustavo Corredor, 2011)

Tabla 42. Factor daño de equivalencia de carga.

Factor de equivalencia de carga							
Tipo de vehículo	Eje simple rueda simple		Eje simple rueda doble		Eje tándem, rueda doble		Factor daño
	Peso	FEC	Peso	FEC	Peso	FEC	
Buses 2DB	7	1,2204	11	3,2383			4,4587
Camiones V2DB	7	1,2204	11	3,2383			4,4587

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

4.11.3 Cálculo del número de ESAL'S.

Tabla 43. Número ESAL'S.

Factor total daño			
Tipo de vehículo	TPDA 2015	Factor daño	No. ESAL'S
Buses 2DB	35	4,4587	156,1
Camiones V2DB	6	4,4587	26,8
		Total	182,9

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

4.11.4 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible en un periodo de 20 años.

Para determinar el número de ejes de carga equivalente, se ha empleado la siguiente formula.

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

N = número de ejes equivalente.

F_d = factor sentido, (se considera del 50% del tránsito para cada dirección ver tabla 26).

N_d = tráfico actual en el año base.

F_c = factor carril, (se considera el 100% al ser una vía de un carril por lado, Tabla 40).

r = tasa de crecimiento (3.68%).

n = número de años.

4.11.5 Cálculo del número de ejes equivalentes para el año base 2015.

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (182.9 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{20} - 1}{0.0368}$$

$$N = 961607.58 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

4.11.6 Cálculo del número de ejes equivalentes para tráfico generado a partir del año 2018.

Tabla 44. Factor de equivalencia de carga para el año 2018.

Factor total daño				
Tipo de vehículo		TPDA 2018	Factor daño	No. ESAL'S
Buses 2DB		38	4,4587	169,43
Camiones	V2DB	7	4,4587	31,21
			Total	200,64

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$NG = (200,64 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{18} - 1}{0.0368}$$

$$NG = 911941,68 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

4.11.7 Cálculo del número de ejes equivalentes para tráfico por desarrollo a partir del año 2018.

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$ND = (200,64 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{18} - 1}{0.0368}$$

$$ND = 911941,68 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

Para determinar el valor total de ejes equivalentes (NT) se utiliza el mayor valor de los N calculados en los apartados anteriores de los dos métodos para el año base, el cual es igual a 961607.58 ejes equivalentes de 8.2 Ton; este valor se sumará los valores de NG, ND y Nd multiplicados por los porcentajes de tráfico generado, tráfico desarrollado y tráfico desviado.

$$NT = N + N_G + N_D + N_d$$

Tabla 45. Cálculo de valores de N.

Tipo	Porcentaje de trafico		Max N		Eje equivalentes de 8.2 Ton
NG =	17%	*	911941,68	=	155030,09
ND =	7%	*	911941,68	=	63835,92
Nd =	0%	*	911941,68	=	0

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

$$NT = N + N_G + N_D + N_d$$

$$NT = 961607,58 + 155030,09 + 63835,92 + 0$$

$$NT = 1180473,58 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton. (Método AASHTO Simplificado)}$$

$$NT = 872229,07 + 155030,09 + 63835,92 + 0$$

$$NT = 1091095,08 \text{ Ejes equivalentes de 8,2 Ton. (Método AASHTO General)}$$

Se concluye que para el diseño de pavimentos se utilizará un valor de

$$NT = 1180473,58 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

CAPITULO 5

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

5.1 Alcance de los estudios.

La topografía en una vía o carretera es la parte primordial dentro de este tipo de proyectos de mejoramiento o diseño vial. En otras palabras, en la topografía determina posiciones de puntos relativos o absolutos de la superficie de la tierra tanto en mediciones verticales como horizontales, para luego ser representadas gráficamente en una escala determina la superficie del terreno, a este proceso se lo contempla como levantamiento topográfico.

5.2 Equipos utilizados.

Para el correcto levantamiento topográfico para la vía se procedió a utilizar los siguientes equipos:

- Dos antenas de GPS marca LEICA GNSS Receptor GS15 de precisión en estático: 3mm + 0.5ppm.
- Una estación total marca LEICA, modelo TS06 plus – 2”
- 2 prismas
- 4 radios Motorola.

5.3 Procedimiento y actividades.

La zona de proyecto cuenta aproximadamente con 30% de terreno ondulado y en un 70% de terreno montañoso, para un adecuado diseño vial se realizó un levantamiento topográfico de una faja de 10 o 20 metros desde el eje de la vía, en esta faja se incluye detalles como: casas, caminos vecinales, canales, quebradas, linderos.

Durante el levantamiento de la faja topográfica del proyecto se empleó un levantamiento por medio de poligonales para cubrir una gran extensión y obstáculos que impidan la visibilidad, consistió en trazar un polígono que siga la trayectoria de la vía y desde estos puntos poligonales se toman los detalles para la obtención del área y de los desniveles u objetos que son importantes en la vía.

Se inició con la colocación de tres puntos GPS en el sistema UTM WGS-84, ZONA 17, con antenas de precisión de doble frecuencia ubicados, al inicio, mitad y al final de la vía, estos puntos serán utilizados para el levantamiento topográfico y luego servirán para el replanteo de la vía.

A continuación se procedió con el abscisado parcial a lo largo de la vía tomando en consideración que en los tramos rectos se señaló cada 10.00m y en las partes curvas cada 5.00m, además cada 50.00m se escribió la abscisa correspondiente al tramo de la vía, esto fue muy importante para obtención de un barrido ordenado de la información y detalles de la vía.

Al mismo tiempo se empezó con el levantamiento topográfico, que inició en el ingreso principal a la comunidad, donde se colocó sobre el mojón (Gps1) la estación total para luego ser georreferenciada con el segundo punto (Gps2) que se encuentra en la abscisa aproximada 0+390.00m, luego se colocó puntos auxiliares y de referencia de fácil acceso y estratégicos tanto para el levantamiento topográfico como para el replanteo.

Al efectuar el levantamiento topográfico se observa que desde la abscisa 0+000m hasta las abscisa 0+160m se encuentran taludes con una altura aproximada de 5.00m y un canal de riego en funcionamiento, en la abscisa 0+220.00m se encuentra una quebrada, la cual no tiene una infraestructura adecuada para la vía, por otra parte se debe considerar que a partir del kilómetro 1+250m se encuentra el estadio de la comunidad y este da como inicio a la parte urbana del sitio con la cual se debe tener en cuenta para el diseño y construcción de la vía.

a.- Monografía de puntos GPS.

Las Coordenadas de los puntos GPS están en el sistema UTM WGS-84, ZONA 17, colocados con antenas de precisión de doble frecuencia ubicada en la comunidad San Pablito de Agua largo, las mismas que se describen a continuación.

Sistemas de coordenadas Datum WGS-84 Zona 17 Norte		
GPS 1	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11034.745 Este: 812965.56 Altura: 3002.158	El punto está ubicado en el km 4 de la vía Tabacundo cajas en la entrada de la "y" ingreso a la comunidad de Tupigachi sobre un mojón de hormigón ubicado a 2.5 m. del poste de energía eléctrica denominado como GPS 1-estacion E1
GPS 2	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 10959.383 Este: 813202.966 Altura: 2988.89	El punto está ubicado 340 m. del inicio de la vía y del GPS 1 a 5m de la esquina de la tienda "coma pan" y a 2m al norte del canal de riego subiendo la rampa de acceso vehicular sobre un mojón de hormigón identificado como GPS 2.
GPS 3	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11630.453 Este: 813775.247 Altura: 2978.548	El punto está ubicado 1394 m. del inicio de la vía y del Gps 1 en la esquina nor-oeste sobre un desnivel de tierra 2.2 metros sobre la vía, el punto está sobre un mojón de hormigón marcado como Ups 3

Figura 18. Descripción gráfica de GPS y coordenadas

Fuente: Levantamiento topográfico

Elaborado por: Alex Alarcón - Roberto Montaluís

b.- Monografía de puntos Referencia.

Las Coordenadas de los puntos de referencia y auxiliares están en el sistema UTM WGS-84, ZONA 17, colocados con estación total en lugares de fácil acceso y estratégicos tanto para el levantamiento topográfico como para el replanteo, ubicados en la comunidad San Pablito de Agualongo, los mismos que se describen a continuación.

Sistemas de coordenadas Datum WGS-84 Zona 17 Norte / puntos de referencia		
Aux. 1	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11079.14 Este: 812982.51 Altura: 2999.09	El punto está ubicado en la cuneta a lado izquierdo del ingreso principal de la comunidad denominado como Aux1
Aux. 2	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11042.76 Este: 813037.88 Altura: 2989.38	El punto está ubicado en la cuneta a lado derecho del ingreso principal de la comunidad denominado como Aux2
Aux. 6	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 10901.53 Este: 813307.92 Altura: 2986.61	El punto está ubicado en la losa de la casa de 2 pisos de hormigón armado, el punto se encuentra materializado en un clavo en la esquina de la losa.

Figura 19. Descripción de puntos de referencias, inicio del proyecto.

Fuente: Levantamiento topográfico

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Sistemas de coordenadas Datum WGS-84 Zona 17 Norte / puntos de referencia		
Aux. 8	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11014.88 Este: 813460.92 Altura: 2978.22	El punto está ubicado en la losa de la casa de 1 pisos de hormigón armado, el punto se encuentra materializado en un clavo en la esquina de la losa.
Aux. 10	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11070.55 Este: 813497.60 Altura: 2973.63	El punto está ubicado en la patio frontal de la casa "Papelería", el punto se encuentra materializado en un clavo en la esquina del patio.
Aux.16	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11326.823 Este: 814014.33 Altura: 2921.45	El punto está ubicado en la losa de la boletería del estadio, el punto se encuentra emplazado en un clavo
Aux. 15	Coordenadas	Ubicación
	Norte: 11262.73 Este: 813934.06 Altura: 2934.31	El punto está ubicado en la piscina de agua de riego en la esquina nor-oriental, el punto se encuentra emplazado sobre una estaca de madera

Figura 20. Descripción de puntos de referencias, en el trazado del proyecto.

Fuente: Levantamiento topográfico

Elaborado: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

5.4 Trazado y diseño vial.

El diseño y trazado vial se considera como una parte importante dentro del proyecto, es necesario que todos los elementos geométricos que corresponde a la vía provean funcionalidad comodidad y sobre todo brinde seguridad tanto a transeúntes como vehículos.

Para la determinación de los elementos geométricos un factor determinante es la velocidad de diseño y esta depende principalmente de la topografía del terreno, tipo de carretera y volumen de tránsito, todos estos elementos se verificaron a través de las normas del Manual de diseño geométrico de carreteras MOP 2003 y procesados a través del programa CIVIL 3D 2016.

5.4.1 Localización del eje horizontal.

En el alineamiento horizontal se consideró la vía existente para aprovechar la consolidación de los taludes y mesa de la vía, como las sugerencias de la comunidad referente a las afectaciones de los terrenos y de las viviendas. Para el trazo del eje se procedió con líneas tangenciales paralelas al borde de la vía, en las curvas horizontales y verticales se optimizó los radios de giros y pendientes.

5.4.2 Velocidad de diseño.

Esta velocidad de diseño es la máxima donde los vehículos circulan con la seguridad sobre la vía en condiciones de tránsito y atmosféricas sean favorables, con esta se calculan los elementos geométricos horizontal y vertical de la vía. Esta velocidad está en función a la clasificación del tipo de vía, volúmenes de tránsito TPDA, topografía, condiciones físicas y uso de la tierra.

(Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003, pág. 26)

La velocidad de diseño para la vía se adoptó de la siguiente tabla que son recomendados para la utilización en el diseño de carreteras del país.

Tabla 46. Velocidades de diseño recomendadas para carreteras.

Categoría de la vía	TPDA esperado	Velocidades de diseño [Km/h]													
		Básica				Permisible en tramos difíciles									
		Relieve llano				Relieve ondulado				Relieve montañoso					
Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada 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		Utilizada 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		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad					
Recom		Absol		Recom		Absol		Recom		Absol		Recom		Absol	
R-I o R-II (Tipo)	> 8.000	120	110	100	95	110	90	95	85	90	80	90	80		
I	Todos	3.000 - 8.000	110	100	100	90	100	80	90	80	80	60	80	60	
II	Todos	1.000 - 3.000	100	90	90	85	90	80	85	80	70	50	70	50	
III	Todos	300 - 1.000	90	80	85	80	80	60	80	60	60	40	60	40	
IV	TIPO	100 - 300	80	60	80	60	60	35	60	35	50	25	50	25	
	6.6E.6 y 7														
V	4 y 4E	< 100	60	50	60	50	50	35	50	35	40	25	40	25	

Notas:

- *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.
- *La categoría IV incluye además los caminos vecinales tipo 5, 5E 6 y 7 contenidos en el manual de caminos vecinales "Berger-Protectiva" 1984 y categoría V son los caminos vecinales 4 y 4E.
- *En zonas con perfiles de meteorización profundo (estribaciones) requerirán de un diseño especial considerando los aspectos geológicos.
- *Para la categoría IV y V en caso de relieve escarpado se podrá reducir la Vd min a 20 Km/h.

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

Con lo cual tomando en cuenta las anteriores consideraciones se procedió a la obtención de la velocidad de diseño, se tomó el TPDA=636 vehículos para el año 2035 descrito anteriormente en la Pág. 70, el cual corresponde a una vía colectora clase III con relieve montañoso, donde se tiene Vd.=60 km/h como recomendada y Vd.=40 km/h como absoluta, la vía se diseñó con el promedio Vd.=50 km/h.

5.4.3 Velocidad de Circulación.

Para la obtención de la velocidad de circulación se debe tener en consideración que esta va ser la velocidad real con la que va el vehículo a lo largo de la vías, se la consigue con la distancia recorrida sobre el tiempo de circulación. (NOVALEp. 30) MOP.

La AASTHO recomienda calcular como un porcentaje de la velocidad de diseño bajo el siguiente criterio:

$$V_c = 0,8.V_d + 6.5 \quad \text{TPDA} < 1000 \quad \text{Volumen de trafico vehicular.}$$

$$V_c = 1,32.V_d 0.89 \quad 1000 < \text{TPDA} < 3000 \quad \text{Volumen de mediano trafico.}$$

Dónde:

V_c = velocidad de circulación (Km/Hora.)

V_D = velocidad de diseño (Km/Hora)

El MOP recomienda a través de la Normas de diseño geométrico de carreteras en la pág. 32, los diferentes valores para la velocidad de circulación, bajo este criterio, como se puede ver en el cuadro.

Tabla 47. Velocidad de circulación.

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

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

Para el proyecto la velocidad de diseño determinada $V_D = 50\text{km/h}$, calculando con la ecuación de volumen de tráfico bajo $\text{TPDA} = 632 < 1000$, obtenemos que la velocidad de circulación:

$$V_c = 46.50 \text{ Km/h} \quad \text{para (TPDA} < 1000)$$

5.4.4 Diseño horizontal.

5.4.4.1 Curvas circulares.

“Son arcos de círculos que se emplean para la unión de las tangentes consecutivas, que estas a su vez forman la proyección horizontal las cuales pueden ser simples o compuestas” (Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003, pág. 36).

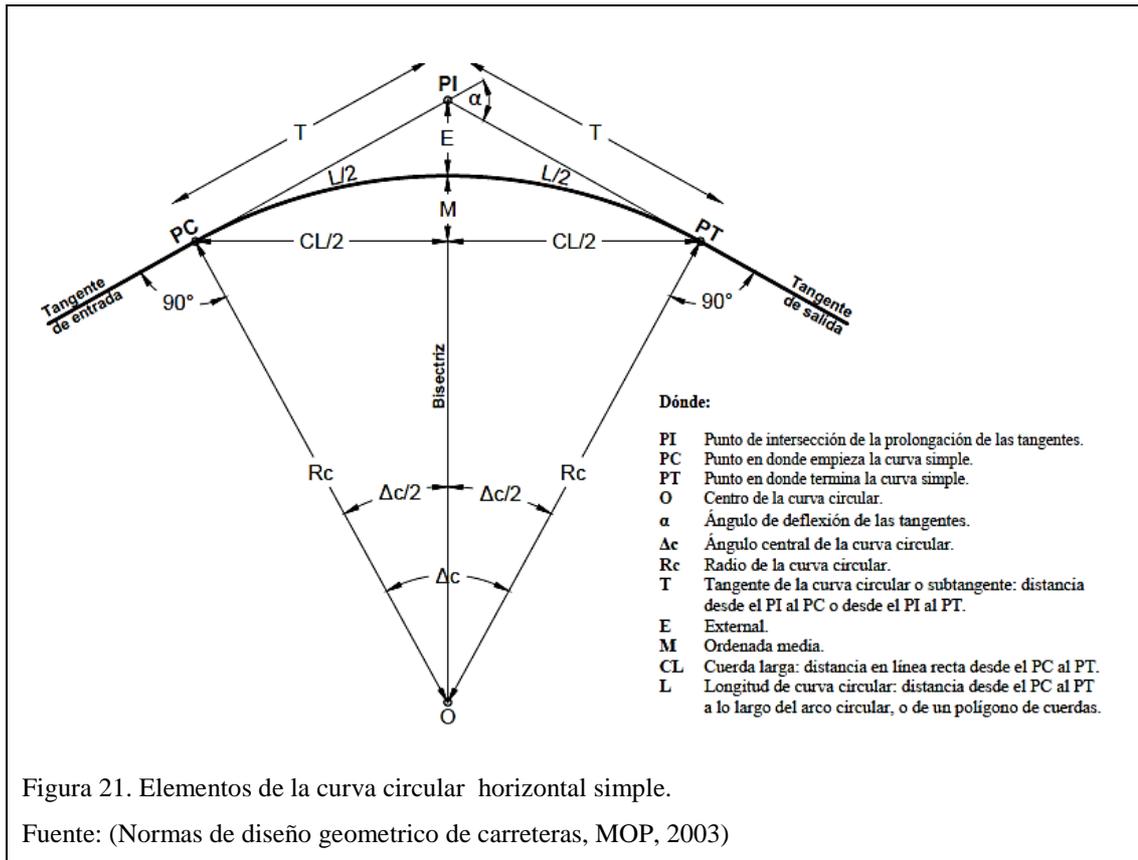


Figura 21. Elementos de la curva circular horizontal simple.

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

5.4.4.2 Radios Mínimos de curvatura.

Los radios mínimos son valores límites que se obtienen en base al peralte máximo y a la velocidad de diseño que tenga cada uno de los tramos de la vía calculada por la siguiente fórmula.

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

R = Radio mínimo de la curvatura en m.

Vd = Velocidad del proyecto en km/h.

e = Peralte de la curva en m/m

f = Coeficiente de fricción transversal de acuerdo a la ecuación

El coeficiente de fricción lateral (f) depende de factores como la velocidad del vehículo, superficie de la calzada, condiciones de neumáticos, etc. El (f) fue adoptado para el proyecto es el recomendado por el AASHTO.

$$f = 0.19 - 0.000626 * Vd$$

Se recomienda para vías de dos carriles un peralte máximo del 10% para carreteras y caminos con capas de rodadura asfáltica, de concreto o empedrada para velocidades de diseño mayores a 50 Km/h; y del 8% para caminos con capa granular de rodadura y velocidades hasta 50Km/h (Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003, pág. 56)

Para el proyecto se utilizó **e= 0.1** y calculando con la formula recomendado por el AASHTO se obtuvo **f= 0.159**.

Tabla 48. Radios mínimos de curvatura.

Velocidad km/h (kph)	Peralte Máximo (e)	F Máximo	Total e+f	Radio mínimo calculado (m)	Radio mínimo redondeado (m)
40	0.1	0.165	0.26	47.55	50
50	0.1	0.159	0.26	76.09	80
60	0.1	0.152	0.25	112.29	115
70	0.1	0.146	0.25	156.73	160
80	0.1	0.140	0.24	210.04	210
90	0.1	0.134	0.23	272.96	275
100	0.1	0.127	0.23	346.26	350
110	0.1	0.121	0.22	430.84	435
120	0.1	0.115	0.21	527.67	530

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

Por lo tanto en el proyecto de la vía se calculó un radio de giro mínimo $R= 80m$; este radio de giro fue aplicado desde el ingreso a la comunidad Absc. 0+000 hasta la entrada al estadio Absc. 1+310. Desde esta abscisa el radio de giro se optó $R=15m$ de acuerdo a la Norma de diseño geométrico de carreteras Mop-2003 que señala utilizar este valor de radio para vías urbanas y aprovechar su infraestructura existente.

5.4.4.3 Transición del peralte.

“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” (Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003, pág. 60).

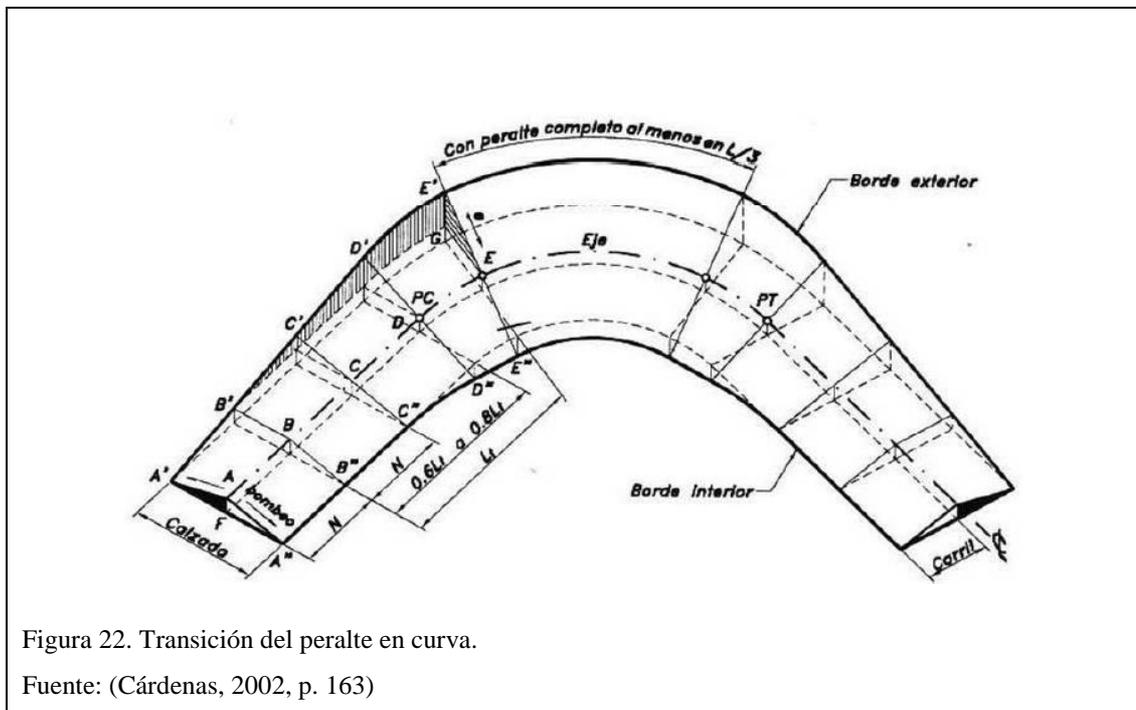


Figura 22. Transición del peralte en curva.

Fuente: (Cárdenas, 2002, p. 163)

Cuando se tiene curvas circulares (con tramos sin espirales), se acostumbra realizar una parte de la transición en la recta y la otra parte sobre la curva. La transición del peralte puede introducirse dentro de la curva hasta un 50%, siempre y cuando sea la tercera parte central de la longitud de la curva (L_c) quede con el peralte completo. El PC y el PT deben tener entre el 60% y el 80% (Se recomienda el promedio 70% del peralte total).

La transición del peralte se encuentra en función de la gradiente de borde (i), datos que se encuentra en función de la velocidad de diseño y se observa en el siguiente cuadro.

Tabla 49. Datos de la gradiente longitudinal (i).

V_D [Km/h]	Valor de (i) [%]	Máxima pendiente equivalente
20	0.800	1:125
25	0.775	1:129
30	0.750	1:133
35	0.725	1:138
40	0.700	1:143
50	0.650	1:154
60	0.600	1:167
70	0.550	1:182
80	0.500	1:200
90	0.470	1:213
100	0.430	1:233
110	0.400	1:250
120	0.370	1:270

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

Para lo cual se procedió con el cálculo tanto de la longitud de transición como la longitud de aplanamiento con las siguientes formulas:

Longitud de transición

$$L_t = \frac{b \times e}{2 \times i}$$

Longitud de aplanamiento

$$N = \frac{b \times P}{2 \times i}$$

Dónde:

L_t: Longitud de transición (m).

N: Longitud de aplanamiento (m).

e: Peralte necesario de la curva circular (%).

i: Gradiente de borde (%).

b: Ancho de calzada (m)

P: Pendiente transversal de la calzada (%)

Tabla 50. Cálculo de las longitudes de transición y aplanamiento.

Longitud de transición (Lt)			
b (m)	e (en %)	i (en %)	Lt (m)
6.7	10	0.65	51.54

 ≈ 50.00

Longitud de aplanamiento (N)			
b (m)	P (en %)	i (en %)	N (m)
6.7	2	0.65	10.31

 ≈ 10.00

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

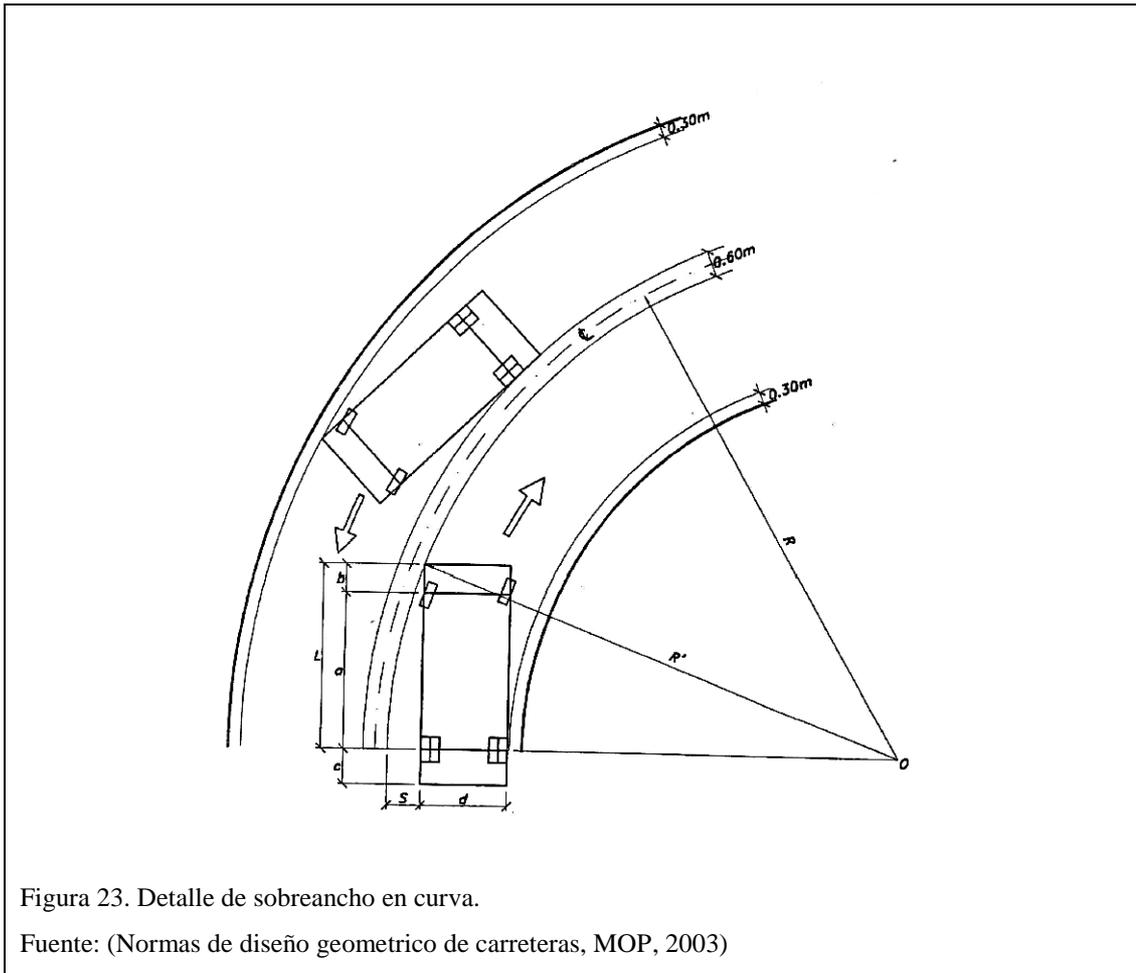
5.4.4.4 Sobreechanco en las curvas.

Cuando un vehículo circula por una curva, sus ruedas traseras no siguen la misma trayectoria de las delanteras, para evitar las colisiones se debe dar a la curva un sobreechanco cuyo fin principal es contrarrestar la posición esviada del vehículo respecto al eje del carril y contrarrestar la tendencia de los conductores a cortar la vía.

El peligro va incrementar con la velocidad, pero esta va a disminuir cuando los radios de curvatura sean mayores.

Para determinar la magnitud del sobreechanco se elige el vehículo característico que circula de la ruta.

En la siguiente figura se observa el esquema de los vehículos dentro de la curva con un radio R al centro de la vía.



Para el cálculo del sobreelevación de un carril en las curvas se determinó con las siguientes fórmulas:

- Barnett consideró un término de seguridad en la cual intervino la velocidad de diseño con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{0.105 \times V_D}{\sqrt{R}}$$

Dónde:

V_D: Velocidad de diseño [Km/h].

R: Radio de la curva [m].

S: Sobreelevación [m].

Para diferentes números de carriles y con la influencia de la velocidad de diseño.

$$S = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V_D}{10 \sqrt{R}}$$

Dónde:

S: Sobreebancho [m].

n: Número de carriles de la calzada.

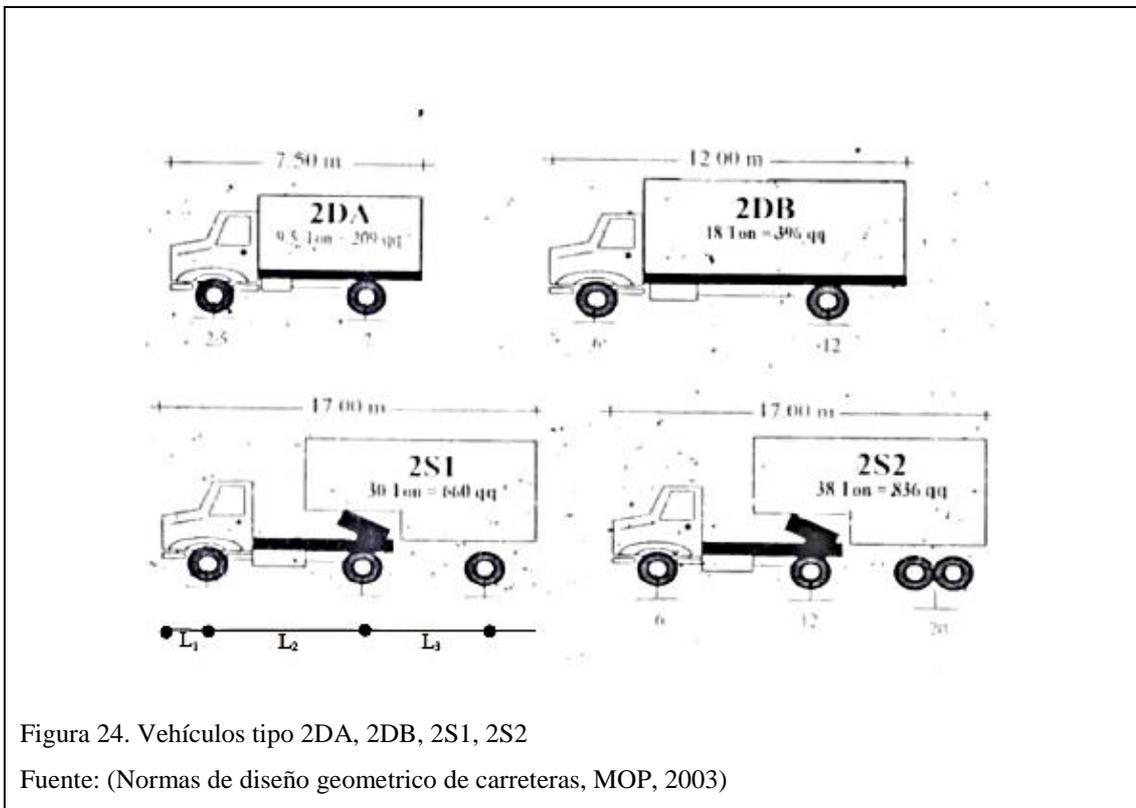
R: Radio de la curva circular [m].

L: Longitud entre la parte frontal y el eje posterior del vehículo de diseño [m].

V_D: Velocidad de diseño [Km/h].

Sobreebancho para tractocamiones de 2 ejes y semirremolque de 1 eje.

$$S = 2 \left[R - \sqrt{R^2 - (L_2^2 + L_3^2)} \right] + \left[\sqrt{R^2 + L_1(L_1 + 2L_2)} - R \right] + \frac{V_D}{10 \sqrt{R}}$$



Las fórmulas descritas anteriormente se aplican para calzadas con un ancho de carril de 3.35 m, para calzadas de diferentes anchos se deberá efectuar correcciones aplicando la siguiente fórmula:

$$Sa = 2 \times 3.35 + S - Ac$$

Dónde:

Sa: Sobreancho para una calzada diferente a 6.7 m de ancho.

S: Sobreancho obtenido por las formulas antes descritas.

Ac: Ancho de la calzada.

Para la determinación del sobreancho se procedió con el tipo del vehículo V2DB nombrado de acuerdo a la clasificación vehicular según normas de diseño geométrico de carreteras, MOP 2003, y a la clasificación vehicular (pág. 53) siendo este tipo de vehículo el de mayor longitud que se presentará en la vía.

Tabla 51. Vehículos tipo V2DB.

Cuadro demostrativo de tipo de vehículos motorizadas, remolques y semiremolque						
Tipo	Distribución máxima de carga	Descripción	Peso Max. Permitido (Ton)	Longitudes máx. Permitidas		
				LARGO	ANCHO	ALTO
V2DB			18	12.20	2.60	4.1

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

5.4.4.4.1 Valores de diseño del sobreancho.

“Por razones de costo se establece el valor mínimo de diseño del sobreancho igual a 30 cm para velocidades de hasta 50 Km/h y de 40 cm para velocidades mayores” (Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP, 2003).

5.4.4.2 Transición del sobrancho.

Con el fin de disponer de un alineamiento continuo en los borde de la calzada, el sobrancho debe desarrollarse gradualmente a la entrada y a la salida de las curvas.

En el caso de curvas circulares simples, por razones de apariencia, el sobrancho debe desarrollarse linealmente a lo largo del lado interno de la calzada en la misma longitud L_t utilizada para la transición del peraltado. Así por ejemplo, si la transición al PC y PT es del 70%, en la siguiente figura, se aprecia la aparición del sobrancho S , de tal forma que el sobrancho S_p en cualquier punto P , situado a una distancia L_p desde el inicio es: (Ing. Balbi)

$$S_p = \left(\frac{L_p}{L_t} \right) \times S$$

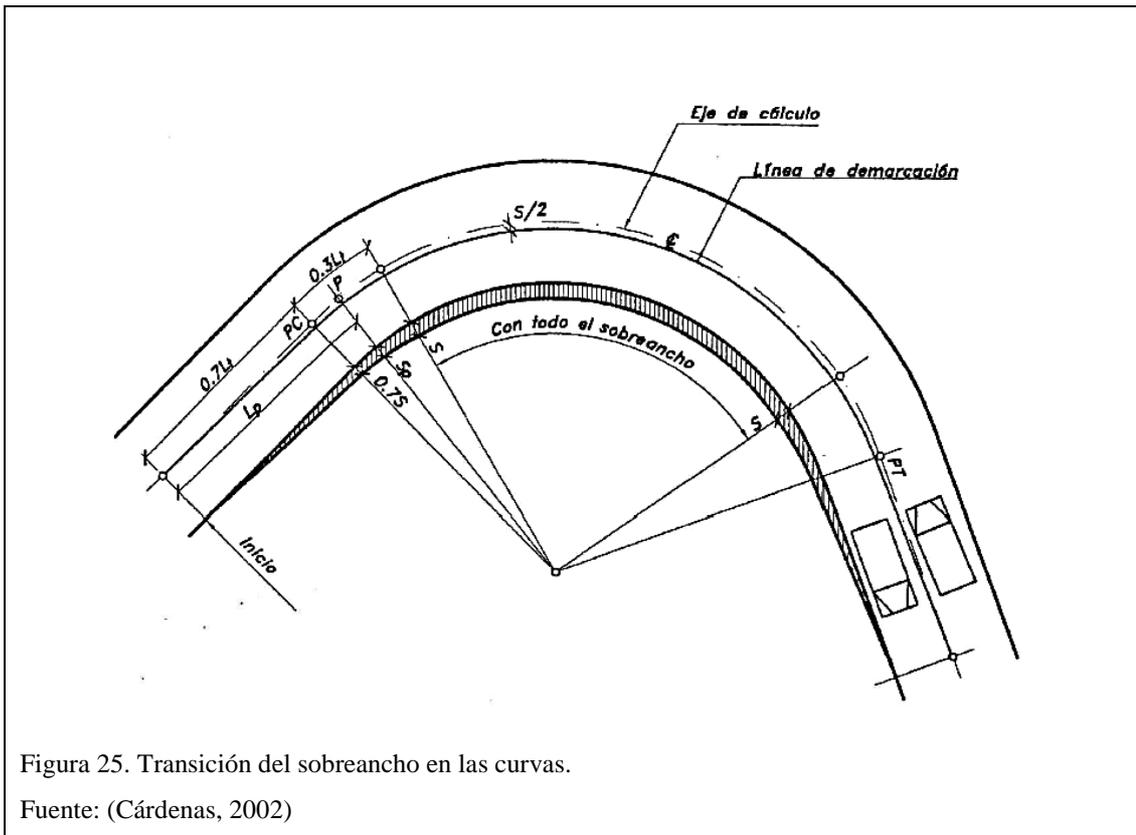


Figura 25. Transición del sobrancho en las curvas.

Fuente: (Cárdenas, 2002)

A continuación se presenta los resultados de cálculos de los diferentes elementos de las curvas horizontales desarrolladas en el proyecto.

Tabla 52. Elementos de las curvas horizontales del proyecto.

No.	Longitud de Curva (L)	Radio de giro (R)	Cuerda larga (CL)	Tangente	Abs.PC	Abs.PI	Abs.PT	PC		PI		PT		Centro de Curva (CC)		Centro Radio de giro	
PI 1	50.025m	80.000m	49.214m	25.861m	0+042.46m	0+068.32m	0+092.49m	812974.7938m	11033.6185m	812988.7982m	11055.3590m	813012.8786m	11064.7883m	812991.3798m	11052.2047m	813042.0480m	10990.2957m
PI 2	112.661m	80.000m	103.580m	67.950m	0+125.92m	0+193.87m	0+238.58m	813044.0093m	11076.9782m	813107.2817m	11101.7541m	813141.9695m	11043.3246m	813099.1711m	11078.1454m	813073.1787m	11002.4856m
PI 3	9.719m	100.000m	9.715m	4.863m	0+305.83m	0+310.69m	0+315.54m	813176.2965m	10985.5028m	813178.7791m	10981.3210m	813181.6558m	10977.3999m	813178.8777m	10981.3862m	813262.2851m	11036.5515m
PI 4	138.071m	80.000m	121.562m	93.480m	0+359.34m	0+452.82m	0+497.42m	813207.5646m	10942.0837m	813262.8597m	10866.7113m	813328.7856m	10932.9858m	813266.0807m	10909.6293m	813272.0681m	10989.4050m
PI 5	26.218m	80.000m	26.101m	13.228m	0+514.87m	0+528.10m	0+541.09m	813341.0968m	10945.3621m	813350.4254m	10954.7401m	813362.2763m	10960.6161m	813351.0602m	10953.8587m	813397.8143m	10888.9429m
PI 6	27.517m	80.000m	27.381m	13.896m	0+604.27m	0+618.17m	0+631.79m	813418.8830m	10988.6836m	813431.3324m	10994.8564m	813440.9710m	11004.8659m	813430.6245m	10995.8227m	813383.3450m	11060.3568m
PI 7	45.495m	80.000m	44.884m	23.381m	0+809.64m	0+833.02m	0+855.13m	813564.3322m	11132.9735m	813580.5500m	11149.8152m	813603.2850m	11155.2727m	813582.2127m	11146.9108m	813621.9582m	11077.4825m
PI 8	37.979m	100.000m	37.752m	19.221m	0+911.57m	0+930.79m	0+949.55m	813658.1655m	11168.4465m	813676.8559m	11172.9331m	813692.5511m	11184.0290m	813676.1003m	11174.6004m	813634.8240m	11265.6843m
PI 9	67.612m	80.000m	65.618m	35.973m	1+008.48m	1+044.45m	1+076.09m	813740.6702m	11218.0473m	813770.0442m	11238.8135m	813805.0720m	11230.6206m	813771.5227m	11231.2407m	813786.8519m	11152.7230m
PI 10	82.673m	80.000m	79.043m	45.455m	1+106.62m	1+152.07m	1+189.29m	813834.7948m	11223.6685m	813879.0556m	11213.3159m	813910.6058m	11246.0387m	813875.6560m	11224.8368m	813853.0149m	11301.5660m
PI 11	31.327m	200.000m	31.295m	15.695m	1+234.20m	1+249.89m	1+265.52m	813941.7751m	11278.3664m	813952.6692m	11289.6653m	813965.1925m	11299.1266m	813953.0771m	11289.2052m	814085.7524m	11139.5480m
PI 12	22.048m	15.000m	20.116m	13.558m	1+302.34m	1+315.90m	1+324.39m	813994.5688m	11321.3200m	814005.3865m	11329.4927m	814014.6074m	11319.5533m	814004.9281m	11324.2937m	814003.6108m	11309.3516m
PI 13	23.979m	15.000m	21.506m	15.423m	1+385.97m	1+401.40m	1+409.95m	814056.4914m	11274.4058m	814066.9805m	11263.0994m	814077.9912m	11273.8985m	814067.1342m	11269.6117m	814067.4880m	11284.6075m
PI 14	14.545m	25.000m	14.341m	7.485m	1+487.59m	1+495.08m	1+502.14m	814133.4225m	11328.2647m	814138.7663m	11333.5059m	814140.3506m	11340.8213m	814137.8063m	11334.0356m	814115.9171m	11346.1130m
PI 15	29.588m	30.000m	28.404m	16.123m	1+533.97m	1+550.09m	1+563.56m	814147.0877m	11371.9287m	814150.5005m	11387.6863m	814139.2421m	11399.2273m	814146.6003m	11386.5654m	814117.7675m	11378.2788m
PI 16	25.195m	15.000m	22.336m	16.729m	1+781.75m	1+798.48m	1+806.95m	813986.8791m	11555.4161m	813975.1977m	11567.3908m	813964.5630m	11554.4776m	813975.5115m	11559.9286m	813976.1418m	11544.9418m
PI 17	25.431m	15.000m	22.493m	16.996m	1+838.33m	1+855.33m	1+863.76m	813944.6127m	11530.2529m	813933.8079m	11517.1330m	813922.1328m	11529.4849m	813933.5460m	11524.7974m	813933.0339m	11539.7886m
PI 18	26.832m	15.000m	23.395m	18.687m	1+871.86m	1+890.55m	1+898.69m	813916.5680m	11535.3723m	813903.7317m	11548.9528m	813893.2492m	11533.4828m	813904.4555m	11540.0195m	813905.6670m	11525.0685m
PI 19	27.649m	15.000m	23.898m	19.766m	1+898.77m	1+918.53m	1+926.42m	813893.2084m	11533.4225m	813882.1208m	11517.0594m	813869.3451m	11532.1415m	813881.5947m	11526.8583m	813880.7906m	11541.8368m
PI 20	28.113m	200.000m	28.090m	14.080m	1+979.39m	1+993.47m	2+007.50m	813835.1067m	11572.5607m	813826.0063m	11583.3040m	813815.4905m	11592.6664m	813825.6520m	11582.9584m	813682.4991m	11443.2900m

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Tabla 53. Cuadro de peraltes, sobreeanchos, longitudes de aplanamiento y transición desarrollados en el proyecto.

N°	Radio giro (m)	Velocidad de diseño km/h	L1 m	L2 m	L3 m	Sobreeancho (S) m	PERALTE (%)	Longitud de transición (Lt)	Longitud de aplanamiento (N)
PI 1	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 2	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 3	100	50	1.25	6.15	0	0.96	10	50	10
PI 4	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 5	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 6	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 7	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 8	100	50	1.25	6.15	0	0.96	10	50	10
PI 9	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 10	80	50	1.25	6.15	0	1.14	10	50	10
PI 11	200	50	1.25	6.15	0	0.59	10	50	10
PI 12	15	50	1.25	6.15	0	4.48	10	50	10
PI 13	15	50	1.25	6.15	0	4.48	10	50	10
PI 14	25	50	1.25	6.15	0	2.87	10	50	10
PI 15	30	50	1.25	6.15	0	2.47	10	50	10
PI 16	15	50	1.25	6.15	0	4.48	10	50	10
PI 17	15	50	1.25	6.15	0	4.48	10	50	10
PI 18	15	50	1.25	6.15	0	4.48	10	50	10
PI 19	15	50	1.25	6.15	0	4.48	10	50	10
PI 20	200	50	1.25	6.15	0	0.59	10	50	10

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

5.4.5 Diseño vertical.

El diseño vertical es un complemento del diseño horizontal por tanto tiene que reflejar todas las especificaciones geométricas y como principal directriz tiene la velocidad de diseño, lo que significa que los parámetros de diseño vertical dependen de ésta. El proyecto vertical define el nivel de la subrasante que es el suelo de fundación listo para recibir la estructura de la vía, esta define el nivel hasta el cual se hace la terracería (movimiento de tierras).

El proyecto vertical está formado por la sucesión de líneas de gradiente unidas por curvas verticales que pueden ser cóncavas o convexas.

5.4.5.1 Gradiente máxima.

“En general, las gradientes a adoptarse dependen directamente de la topografía del terreno y deben tener valores bajos, en lo posible, a fin de permitir razonables velocidades de circulación y facilitar la operación de los vehículos” (MOP, 2003, pág. 204).

En el cuadro se da a conocer los valores de las gradientes recomendadas según normas de diseño geométrico de carreteras, MOP 2003, que pueden adoptarse.

Tabla 54. Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas.

Clase de carretera	Valor recomendable			Valor absoluto		
	L	O	M	L	O	M
R-I o R-II > 8.000 TPDA	2	3	4	3	4	6
I 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

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

La Gradiente y Longitud máximas, pueden adaptarse a los siguientes valores:

Para gradientes del:

- 8-10%, La longitud máxima será de: 1.000 m.
- 10-12%, La longitud máxima será de: 500 m.
- 12-14%, La longitud máxima será de: 250 m.

“En longitudes cortas se puede aumentar la gradiente en 1 por ciento, en terrenos ondulados y montañosos, a fin de reducir los costos de construcción (Para las vías de 1º, 2º y 3º clase)” (MOP M. d., 2003, pág. 205).

5.4.5.2 Gradiente mínima.

La gradiente longitudinal mínima en ningún caso debe ser menor al 0.5%, si se adoptara valores de gradiente de cero por ciento, la gradiente transversal del pavimento tiene que ser adecuada para drenar lateralmente las aguas lluvias.

5.4.5.3 Longitud crítica de gradiente para el diseño.

La longitud crítica se usa para indicar la longitud máxima de gradiente cuesta arriba, sobre la cual puede operar un camión cargado, sin mayor reducción de su velocidad y consecuentemente, sin producir interferencias mayores en el flujo de tráfico.

Se puede establecer que para longitudes menores que la crítica, con volúmenes de tráfico considerables, favorecen a una operación aceptable, y viceversa. (Cedeño)

En carreteras con gradientes que tienen longitudes mayores que la crítica, y con bastante tráfico, se realizara correcciones en el diseño, como el cambio de localización para reducir las gradientes o añadir un carril de ascenso adicional para camiones y vehículos pesados.

Los datos de longitud crítica de gradiente se usan en conjunto con otras consideraciones, tales como el volumen de tráfico en relación con la capacidad de la carretera, con el objeto de determinar sitios donde se necesitan carriles adicionales. (Cedeño)

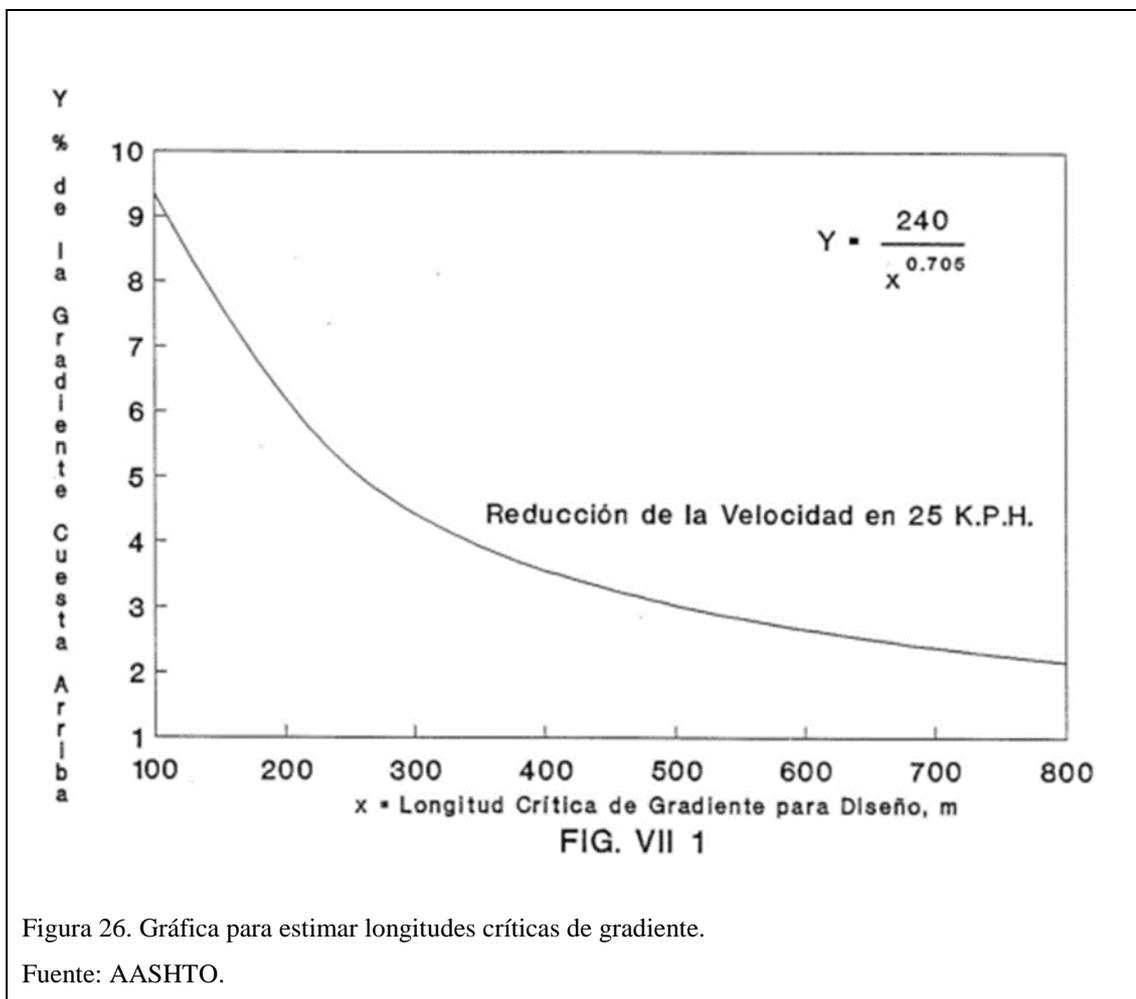
Para carreteras de dos carriles, como guía general, debe considerarse una vía auxiliar de ascenso cuando el volumen de tránsito horario empleado en el diseño exceda en un 20% la capacidad proyectada para la gradiente que se estudia.

Para los valores de las longitudes de gradiente criticas de diseño, se opta por lo siguiente:

1. Un camión cargado tal que la relación de su peso-potencia (Libras por cada H.P.) sea aproximadamente igual a 400 (Cedeño).

2. La longitud crítica de gradiente es variable de acuerdo con la disminución de la velocidad del vehículo que circula cuesta arriba; esto es, a menor reducción de la velocidad se tiene una mayor longitud crítica de gradiente. (Cedeño)
3. Se establece una base común en la reducción de la velocidad, fijándola en 25 kph para efectos de la determinación de la longitud de la gradiente crítica promedio. (Cedeño)

En el gráfico de la Figura VII-1 se pueden estimar longitudes críticas de gradiente calculadas en base a pruebas y experimentos realizados por la AASHTO para una reducción de velocidad de 25 kilómetros por hora.



Las longitudes críticas de gradiente de diseño se encuentran descritas en la tabla de datos de las curvas verticales desarrolladas en el proyecto vertical. (Tabla 57)

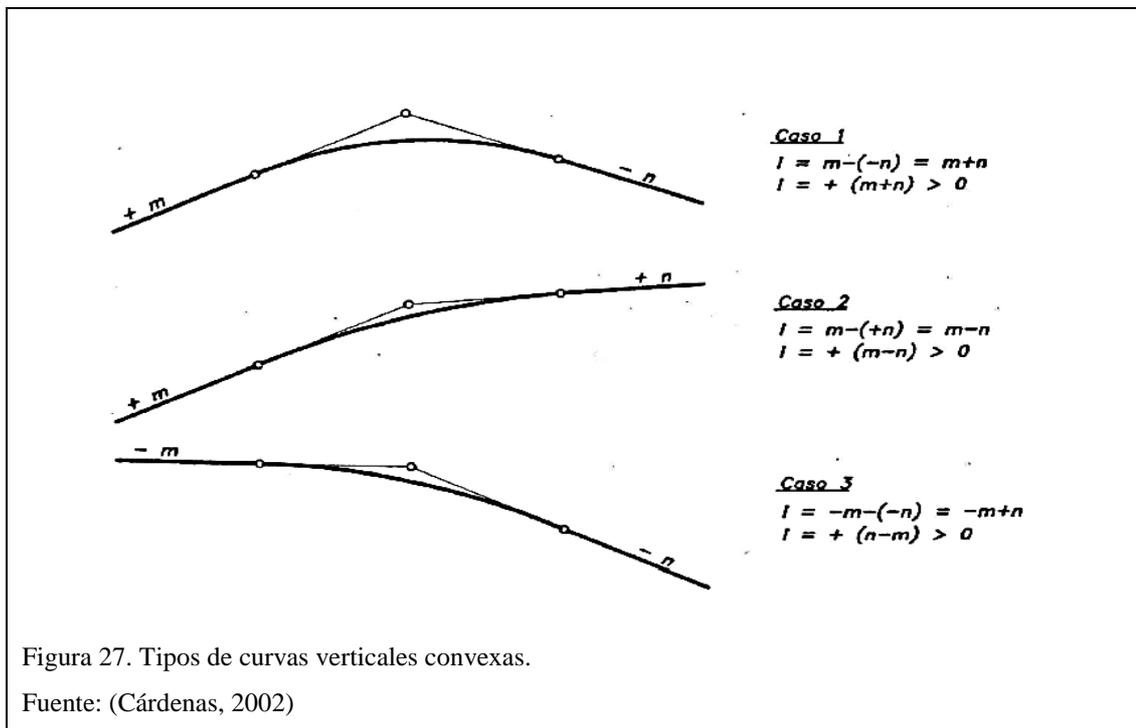
5.4.5.4 Curvas verticales.

Entre dos gradientes rectilíneas diferentes contiguas se necesita introducir una curva vertical para de esta forma tener un cambio gradual y permitir que se cumpla condiciones como: seguridad para el tránsito vehicular como peatonal, comodidad para los ocupantes de los vehículos, apariencia estética de la rasante y un drenaje superficial adecuado.

De acuerdo a la inclinación y signo de las pendientes tenemos dos clases de curvas: cóncavas y convexas.

5.4.5.5 Curvas verticales convexas.

La longitud mínima de las curvas verticales se determina en base a los requerimientos de la distancia de visibilidad para la 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 (Cedeño) (MOP M. d., 2003)



Para el cálculo de la longitud de la curva vertical convexa se determinó mediante la siguiente expresión:

$$L = K \times A$$

Dónde:

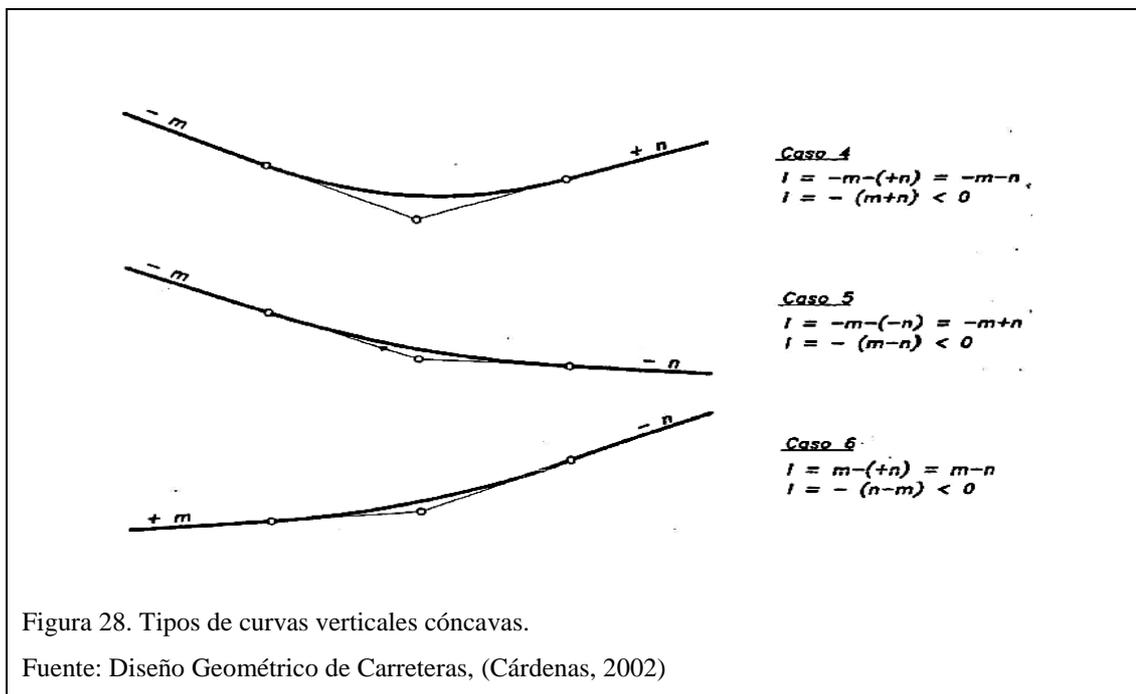
L: Longitud de curva vertical convexa [m].

K: Factor tomado en función de la velocidad de diseño.

A: Diferencia algébrica de las gradientes [%].

5.4.5.6 Curvas verticales cóncavas.

Por motivos de seguridad, es necesario que las curvas verticales 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 M. d., 2003, pág. 211). (Cedeño)



Para el cálculo de la longitud de la curva vertical cóncava se determinó mediante la siguiente expresión:

$$L = K \times A$$

Dónde:

L: Longitud de curva vertical cóncava [m].

K: Factor tomado en función de la velocidad de diseño.

A: Diferencia algébrica de las gradientes [%].

En la tabla siguiente se indican los valores de K para las diferentes velocidades de diseño para el cálculo de la longitud de la curva vertical.

Tabla 55. Valores mínimos de diseño del coeficiente (K).

Velocidad de diseño kph	Distancia de visibilidad para parada "S" [m]	Curvas verticales convexas		Curvas verticales cóncavas	
		Coeficiente $K=S^2/426$		Coeficiente $K=S^2/122+3.5$ S	
		Calculado	Recomendado	Calculado	Recomendado
20	20	0.94	1	2.08	2
25	25	1.47	2	2.98	3
30	30	2.11	2	3.96	4
35	35	2.88	3	5.01	5
40	40	3.76	4	6.11	6
45	50	5.87	6	8.42	8
50	55	7.10	7	9.62	10
60	70	11.50	12	13.35	13
70	90	19.01	19	18.54	19
80	110	28.40	28	23.87	24
90	135	42.78	43	30.66	31
100	160	60.09	60	37.54	38
110	180	76.06	80	43.09	43
120	220	113.62	115	54.26	54

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

Para el cálculo de las longitudes mínimas de curvas verticales, se determinó mediante la siguiente fórmula:

$$L = 0.60 \times V_D$$

Dónde:

V_D: Velocidad de diseño (Km/h)

L: longitud mínima absoluta de la curva vertical (m)

En la tabla siguiente se indican los valores de la longitud mínima para curvas verticales.

Tabla 56. Longitudes mínimas para curvas verticales.

Velocidad de diseño kph	Longitud mínima de curvas verticales [m]
20	20*
25	20*
30	20*
35	21
40	24
45	27
50	30
60	36
70	42
80	48
90	54
100	60
110	66
120	72

*La adopción de este valor tiene como finalidad garantizar una mínima condiciones de estética a las carreteras, y por consiguiente de comodidad para los usuarios.

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

En general, en el rediseño de la vía en el proyecto vertical, para una velocidad de diseño de 50 Km/h, los valores de las longitudes de curva vertical “CVL” y “K” cumplen con lo especificado en la norma.

Tabla 57. Datos de las curvas verticales desarrollados en el proyecto vertical.

No.	Abs. PVI	Elev.PVI	Gradientes		A	K	Long. de la curva vertical	Long. Crítica proyecto	Long. Mínima Crítica $(Y=240/x^{0.705})$	Tipo de curva
	0+002.54m	3000.605m		-6,50%						
PVI1	0+158.90m	2990.442m	-6,50%	-3,00%	3,50%	37,90	132.653m	90,03	167,15	Concava
PVI2	0+705.86m	2974.033m	-3,00%	-10,05%	7,05%	28,38	200.000m	380,63	500,52	Convexa
PVI3	0+940.42m	2950.464m	-10,05%	-6,78%	3,27%	30,58	100.000m	84,56	90,09	Concava
PVI4	1+134.26m	2937.324m	-6,78%	-9,72%	2,94%	31,98	94.149m	96,77	157,45	Convexa
PVI5	1+310.96m	2920.145m	-9,72%	-1,17%	8,55%	12,28	105.000m	77,12	94,46	Convexa
PVI6	1+569.00m	2917.129m	-1,17%	12,10%	13,27%	10,00	132.691m	139,19	1903,13	Concava
PVI7	1+802.77m	2945.415m	12,10%	10,00%	2,10%	47,46	99.672m	117,59	69,23	Convexa
PVI8	1+945.06m	2959.644m	10,00%	15,80%	5,80%	11,60	67.289m	58,81	90,73	Concava
	2+050.53m	2976.307m	15,80%					71,83	47,42	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

5.4.5.7 Sección transversal.

La sección transversal para una carretera depende del volumen de tráfico, del terreno y por consiguiente de la velocidad de diseño más apropiada para dicha carretera. (Cedeño)

La posición de los diferentes elementos de la plataforma definen la sección transversal, con lo cual se define el trazado, la sección transversal para el proyecto estará formada por una calzada, espaldones, vereda lateral para peatones, cunetas, taludes laterales y terraplenes.

En la selección de las secciones transversales deben tomarse en cuenta los beneficios a los usuarios, así como los costos de mantenimiento. Al determinar los varios elementos de la sección transversal, es imperativo el aspecto de seguridad para los usuarios de la carretera que se diseña (MOP, 2003, pág. 226). (Cedeño)

En la siguiente tabla se indican los valores de diseño para el ancho de la calzada en función de los volúmenes de tráfico, para el Ecuador.

Tabla 58. Anchos de calzada según los volúmenes de tráfico.

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

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

Para el proyecto, se determinó un ancho de calzada de 6.90m, según la Norma de diseño geométrico de carreteras MOP - 2003 y esta a su vez concuerda con la sección de anchos de accesos principal a comunidades establecidas por la ordenanza municipal del G.A.D. de Pedro Moncayo.

5.4.5.7.1 Espaldones.

Los espaldones adoptados para el presente proyecto se los realizaron en base a sus principales funciones que aportan a la vía, determinando su implementación necesaria. La existencia de espaldones en sí no se justifica económicamente para carreteras de bajo volumen de tráfico, para los cuales en la mayoría de casos se especifican superficies de rodadura de grava.

a) Las funciones de los espaldones son:

1. Espacio temporal de estacionamiento para los vehículos salgan fuera de la superficie de rodadura fija, esto sirve para prevenir accidentes.
2. Facilidad de operación al conductor al tener la sensación de amplitud
3. Ayuda con la distancia de visibilidad en curvas horizontales.
4. Confinamiento lateral de la capa de rodadura .
5. Espacio para señales de tráfico y guardacaminos.

b) funciones adicionales de los espaldones señalan lo siguiente:

1. Escurrimiento del agua hacia las cunetas alejando del borde de la vía reduciendo la infiltración y evitando la rotura y erosión del mismo
2. Mayor apariencia en la carretera.
3. Espacio para mantenimiento vial.

En base a las consideraciones anteriores, el ancho de espaldones, en relación con el tipo de carretera para el presente proyecto, recomendado para el Ecuador, se indica en el Cuadro VIII-2, de donde se tomó la dimensión de 0.50m para terreno montañoso, permitiéndonos tener una sección de calzada adecuado para la vía.

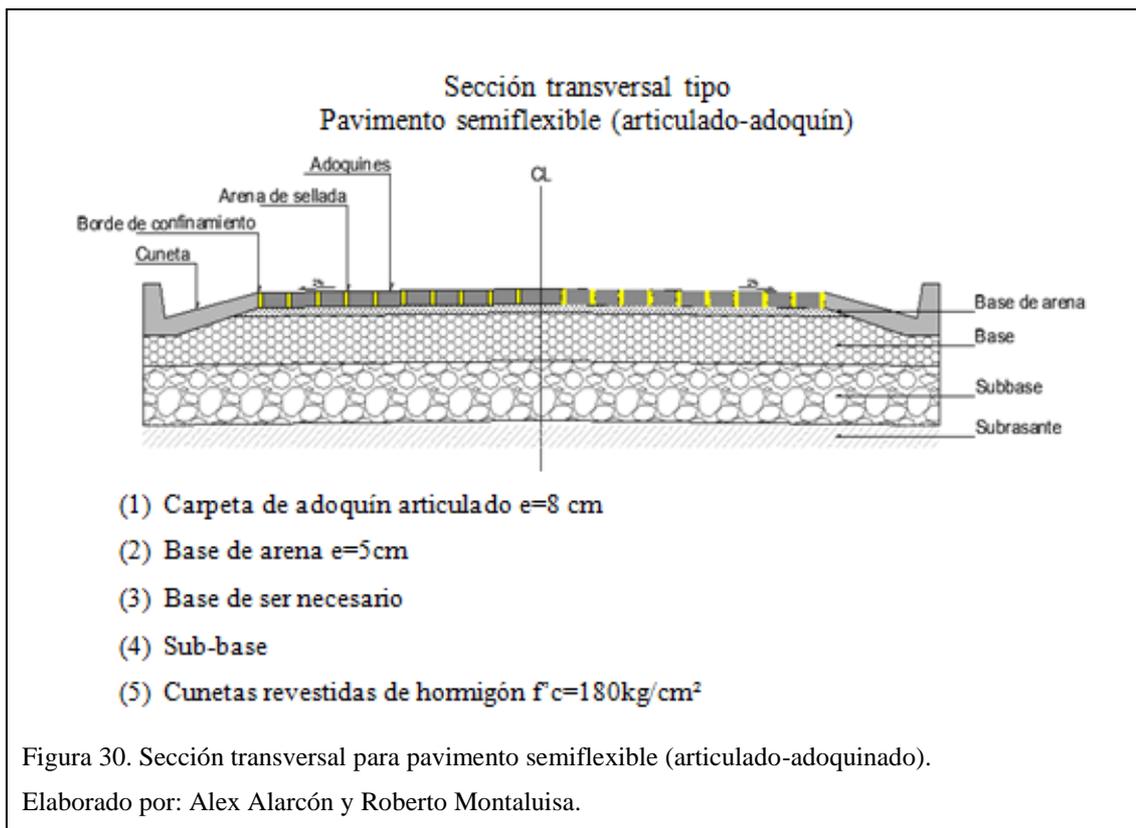
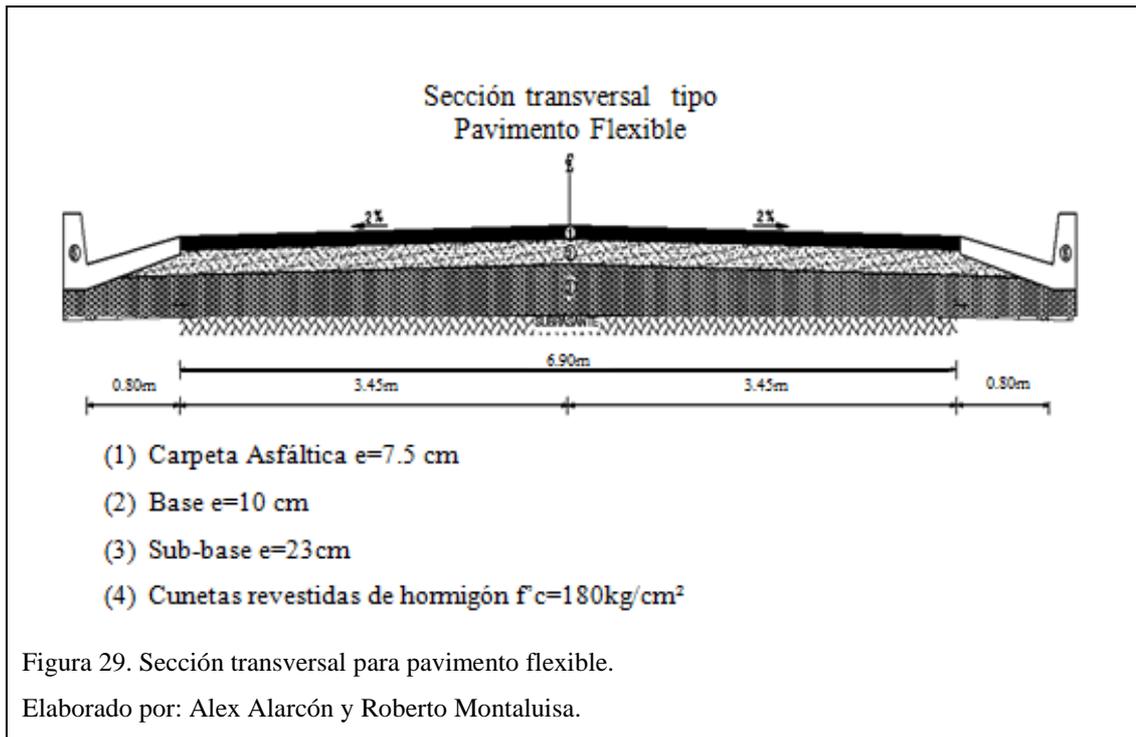
Tabla 59. Valores de diseño para el ancho de espaldones.

CUADRO VIII-2

VALORES DE DISEÑO PARA EL ANCHO DE ESPALDONES (Metros)						
Clase de Carretera	Ancho de Espaldones (m)					
	Recomendable			Absoluto		
	L	O	M	L	O	M
	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)
R-I o R-II > 8000 TPDA	3,0 *	3,0 *	2,5 *	3	3,0 *	2,0 *
I 3000 a 8000 TPDA	2,5 *	2,5 *	2,0 *	2,5 **	2,0 **	1,5 **
II 1000 a 3000 TPDA	2,5 *	2,5 *	1,5 *	2,5	2,0	1,5
III 300 a 1000 TPDA	2,0 **	1,5 **	1,0 *	1,5	1,0	0,5
IV 100 a 300 TPDA	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
V Menos de 100 TPDA	Una parte del soporte lateral está incorporado en el ancho de la superficie de rodadura (no se considera el espaldón como tal)					
L = Terreno Llano O = Terreno Ondulado M = Terreno Montañoso						
* La cifra en paréntesis es la medida del espaldón interior de cada calzada y la otra es para el espaldón exterior. Los dos espaldones deben pavimentarse con concreto asfáltico						
** Se recomienda que el espaldón debe pavimentarse con el mismo material de la capa de rodadura del camino correspondiente. (ver nota 5/ del cuadro general de calificación)						

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

A continuación se indica las secciones típicas de la vía, del pavimento flexible y pavimento semiflexible (adoquinado).



5.4.5.7.2 Taludes.

En él se definen geoméricamente los diferentes elementos que conforman la sección transversal de la vía utilizando el programa civil 3D como son: los cortes, rellenos, cunetas y pendientes.

Debido a las buena calidad del suelo que tiene el proyecto y tomando como referencia a los taludes que existen actualmente en algunos lugares de la vía se ha podido apreciar que a pesar de haber transcurrido algún tiempo estos taludes se han mantenido sin haber producido ningún tipo de derrumbe considerable, se adoptará las siguientes relaciones de taludes para corte y relleno como se indica a continuación en los cálculos realizados para el talud critico representativo de 5m mismo que contiene dos estratos de suelo a diferentes alturas, mediante el método de Felenius también llamado de Dovelas.

$$\text{Para el Triaxial N° 1 tenemos: } \theta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\theta = 45 + \frac{39,43}{2}$$

$$\theta = 64,72^\circ \text{ (Angulo de reposo critico)}$$

$$\tan 64,72 = \frac{y}{x}$$

$$Y = x * \tan 64,72 = 1 * \tan 64,72 = 2,12 = 2,00$$

Inclinación del talud: 1 Horizontal y 2.00 Vertical.

$$\text{Para el Triaxial N° 2 tenemos: } \theta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

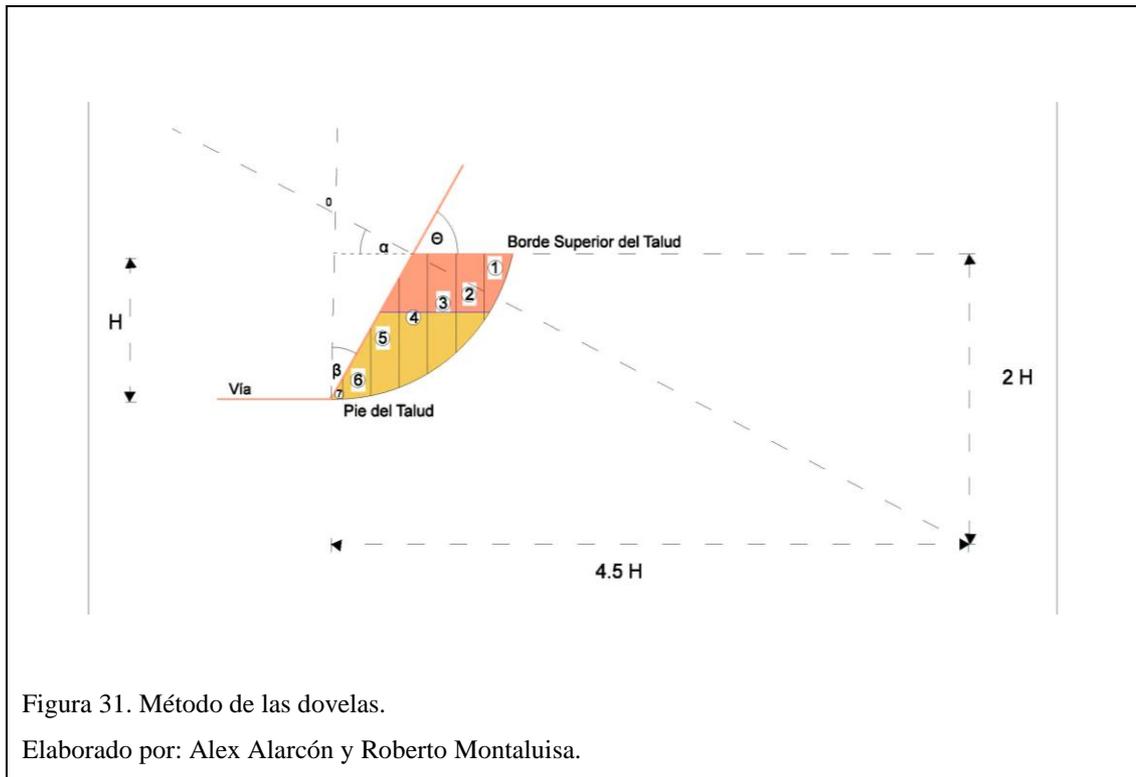
$$\theta = 45 + \frac{29,31}{2}$$

$$\theta = 59,66^\circ \text{ (Angulo de reposo)}$$

$$\tan 59,66 = \frac{y}{x}$$

$$Y = x * \tan 59,66 = 1,71 = 1,70$$

Inclinación del talud: 1 Horizontal y 1,70 Vertical.



Fórmulas de Cálculo:

$$P = \gamma * \text{Volumen}$$

Σ fuerzas de Volcamiento

$$\Sigma P * \text{sen } \theta$$

Σ fuerzas Estabilizadoras

$$\Sigma (C * 1 + P * \text{cos } \theta * \text{Tan } \Phi)$$

Factor de seguridad

$$F_s = \frac{\Sigma (C * 1 + P * \text{cos } \theta * \text{Tan } \Phi)}{\Sigma P * \text{sen } \theta} > 1.50; \text{ Talud estable.}$$

Tabla 60. Cálculo de las fuerzas de volcamiento.

Sección	Area (m2)	Espesor (l) m	Volumen m3	Densidad natural (γ) Kg/m3	Carga (P) Kg	Θ Grados	Sen Θ	Fuerza de volcamiento (P*sen Θ) Kg
1-1.	1,311	1,00	1,311	1770,64	2321,66	60	0,87	2010,56
1-2.	0,024	1,00	0,024	1863,40	44,72	60	0,87	38,73
2-1.	2,000	1,00	2,000	1770,64	3541,28	60	0,87	3066,75
2-2.	0,875	1,00	0,875	1863,40	1630,48	60	0,87	1411,99
3-1.	2,000	1,00	2,000	1770,64	3541,28	60	0,87	3066,75
3-2.	1,774	1,00	1,774	1863,40	3305,11	60	0,87	2862,23
4-1.	1,798	1,00	1,798	1770,64	3184,14	60	0,87	2757,47
4-2.	2,370	1,00	2,370	1863,40	4417,00	60	0,87	3825,12
5-1.	0,392	1,00	0,392	1770,64	693,91	60	0,87	600,93
5-2.	2,656	1,00	2,656	1863,40	4949,75	60	0,87	4286,48
6-2.	1,518	1,00	1,518	1863,40	2828,64	60	0,87	2449,60
7-2.	0,144	1,00	0,144	1863,40	267,40	60	0,87	231,57
Σ FUERZAS DE VOLCAMIENTO=								26608,18

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 61. Cálculo de las fuerzas de estabilizadoras.

SECCION	COHESION (C) Kg/cm2	ESPEJOR (l) m	CARGA (P) Kg	Θ Grados	Cos Θ	Φ Grados	Tan Φ	FUERZA ESTABILIZADORAS (C*l + P*cos Θ * Tan Φ) Kg
1-1.	0,443	1,00	2321,66	60	0,50	29,31	0,561	5081,23
1-2.	1,063	1,00	44,72	60	0,50	39,43	0,822	10648,38
2-1.	0,443	1,00	3541,28	60	0,50	29,31	0,561	5423,33
2-2.	1,063	1,00	1630,48	60	0,50	39,43	0,822	11300,13
3-1.	0,443	1,00	3541,28	60	0,50	29,31	0,561	5423,33
3-2.	1,063	1,00	3305,11	60	0,50	39,43	0,822	11988,40
4-1.	0,443	1,00	3184,14	60	0,50	29,31	0,561	5323,15
4-2.	1,063	1,00	4417,00	60	0,50	39,43	0,822	12445,39
5-1.	0,443	1,00	693,91	60	0,50	29,31	0,561	4624,64
5-2.	1,063	1,00	4949,75	60	0,50	39,43	0,822	12664,35
6-2.	1,063	1,00	2828,64	60	0,50	39,43	0,822	11792,57
7-2.	1,063	1,00	267,40	60	0,50	39,43	0,822	10739,90
Σ FUERZAS ESTABILIZADORAS=								107454,79

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Σ fuerzas de Volcamiento = 26608.18 kg.

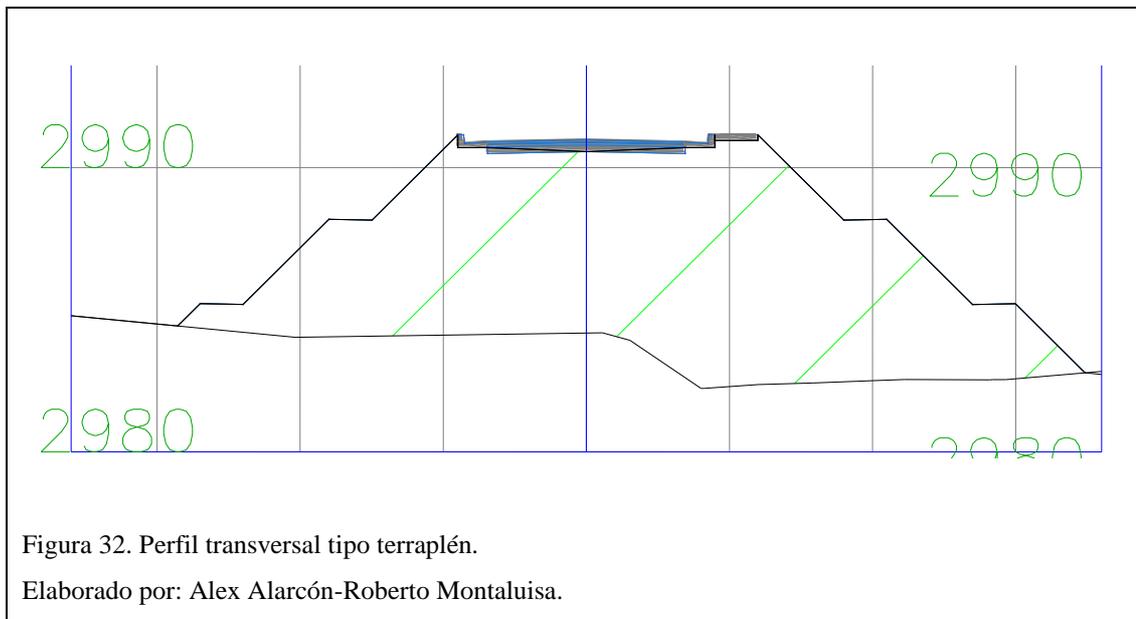
Σ fuerzas Estabilizadoras = 107454.79 kg.

$$FS = \frac{\Sigma(C * l + P * \cos \Theta * \tan \Phi)}{\Sigma P * \sin \theta}$$

FS= Factor de Seguridad = 107454,79/26608,18

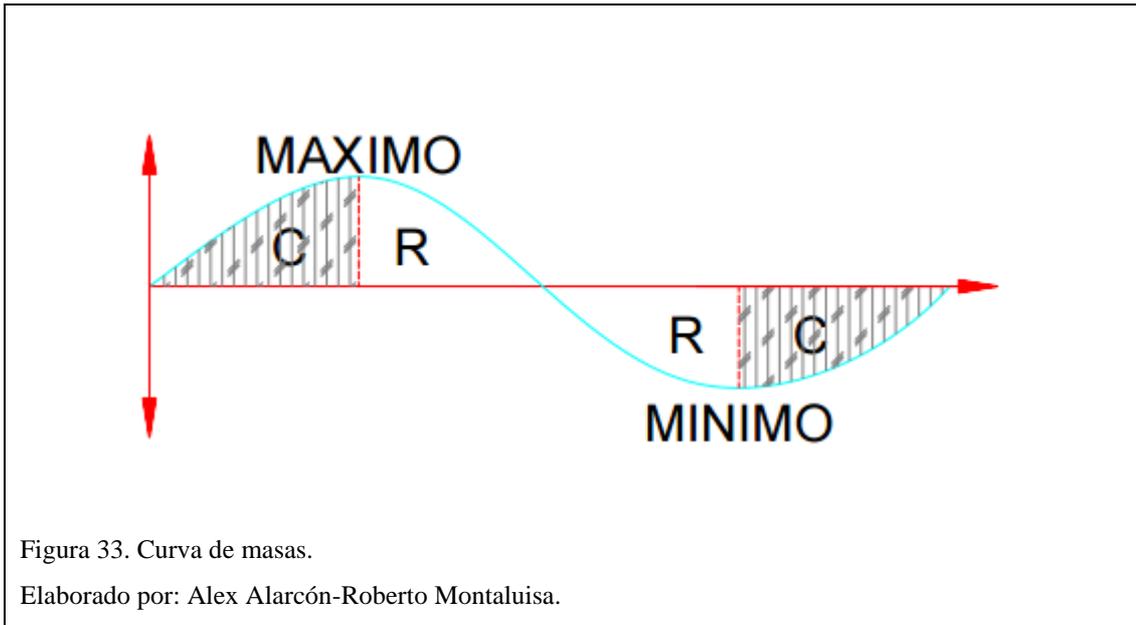
FS= 4,04 > 1.50; Talud estable

Una vez analizado el factor de seguridad en el talud crítico representativo, se determinó una relación de talud de 2:1 en secciones de tramos de vía con menor altura, y para sectores localizados como la alcantarilla de la Absc. 0+160 km y la Absc. 1+600 km se realizó terracerías de sección $H=3m$, $b=1.5m$ y con una relación 1:1 permitiendo dar más estabilidad al talud y brindando seguridad a la estructura de la vía.



5.4.6 Diagrama de masas.

Al diseñar una vía un elemento importante es el diagrama de curva de masas, con este diagrama se puede conseguir la mayor economía posible en el movimiento de tierras, esta economía se puede obtener por medio de la acumulación indispensable del volumen del relleno como el de excavación y el acarreo del material a la menor distancia. Otra parte importante que indica el diagrama es el traslado de los volúmenes de excavación y donde se ubican estos volúmenes, como se describe a detalle dichos volúmenes en el anexo 10.



Para determinar en la curva de masas los volúmenes acumulados se considera lo siguiente:

En el corte.- Cuando la curva asciende positivamente, la inclinación que tenga, esta determinara la rapidez del corte máximo o mínimo.

En el relleno.- Cuando la curva descendente negativa y la inclinación que tenga, determinara la rapidez del relleno máximo o mínimo.

Como se observa en la figura 34 de la curva de masas del proyecto, los puntos mínimos y máximos nos indicaran los cambios tanto de relleno a corte como viceversa, la línea de compensación que da acarreo mínimos va hacer aquella que corte el mayor número de veces la curva de masas.

De donde se tiene el siguiente volumen de excedentes mismos que serán desalojados del proyecto hacia el botadero autorizado por la Municipalidad del cantón Pedro Moncayo.

Tabla 62. Análisis de material a desalojar.

Análisis de Material a desalojar		
Volumen neto (m3)	Capacidad de carga Volqueta (m3)	Total Volquetas
3716,37	12	310

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Los objetivos principales de la curva de masas son:

- Compensación de los volúmenes
- Determinación de los movimientos del material
- Medir transporte
- Determinar la distancia de acarreo libre
- Determinar la distancia de sobreacarreo
- Establecer la disposición de la maquinaria
- Controlar préstamos y desperdicios

5.4.6.1 Distancia de acarreo libre.

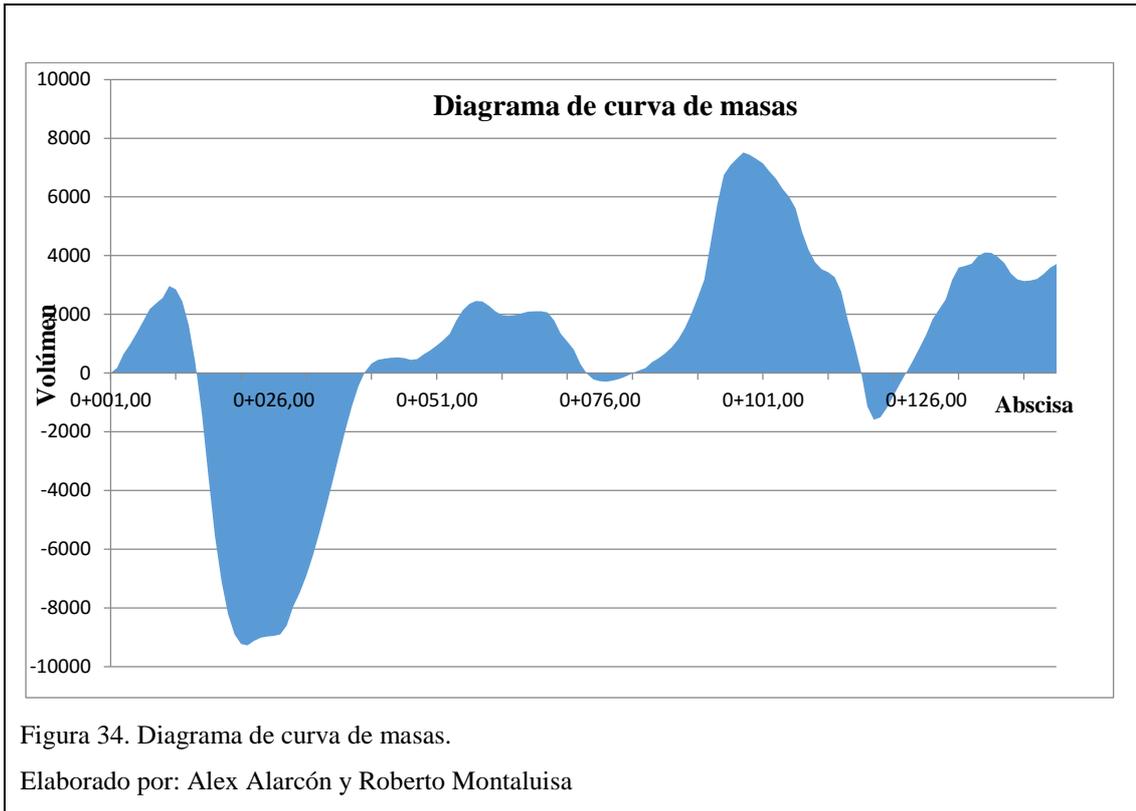
Para la colocación del material de excavación en los rellenos correspondientes dentro de la vía tiene un influencia considerable en el costo de operaciones, debido que en la construcción existen diferencias en la longitud del material de excavación, pero se consideró dentro del presupuesto del proyecto una distancia se acarreo libre.

La distancia de acarreo libre es cuando el material de excavación es movido libremente sin tener un pago adicional por hacerlo.

5.4.6.2 Distancia de sobreacarreo.

Es el transporte del material tanto de corte como de préstamos a una mayor distancia que la del acarreo libre.

La distancia de sobre acarreo no es más que la diferencia de distancia entre centro de la vía que se forma en obra con la distancia de acarreo libre.



CAPITULO 6

ESTUDIO GEOTÉCNICO VIAL

6.1 Alcance de los estudios.

Para el presente proyecto, se realiza la investigación geológica y geotécnica del subsuelo de la zona, donde se proyecta la construcción del “mejoramiento geométrico y estructural de la vía principal a la comunidad “San Pablito de Agualongo” de la parroquia Tupigachi del cantón Pedro Moncayo de la provincia Pichincha.

En este estudio se ha utilizado registros provenientes de las siguientes fuentes:

Información expuesta en la hoja número 83 (Otavalo) del Mapa Geológico del Ecuador a escala 1:100 000, editada por el Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), y del estudio geotécnico-vial de ingeniería realizado en los laboratorios de la Universidad Politécnica Salesiana con muestras obtenidas a lo largo del trazado del proyecto en la comunidad de San Pablito de Agualongo, a través de las cuales será posible evaluar las características geomorfológicas y calidad del suelo de la subrasante, para proceder a su análisis e identificación.

6.2 Localización del proyecto.

La vía principal a la comunidad de San Pablito de Agualongo, tiene la siguiente ubicación:

País: Ecuador

Provincia: Pichincha

Cantón: Pedro Moncayo

Parroquia: Tupigachi

Comunidad: San Pablito de Agualongo

Superficie: 41,74 km² (Parroquia de Tupigachi).

El proyecto se encuentra localizado en las siguientes coordenadas UTM WGS-84. El sitio exacto donde se ejecutará el proyecto se encuentra al Nor-Oriente de la Provincia Pichincha, en el cantón Pedro Moncayo. Inicia en el kilómetro 7.00 de la vía Tabacundo - Cajas hasta llegar a la línea del tren que atraviesa la Comunidad de San Pablito de Agualongo.

Punto de partida ubicado en el kilómetro 7.00 de la vía Tabacundo-Cajas al margen izquierdo, cuyas coordenadas son:

812964.196 Norte	11032.761 Este	3007 m.s.n.m Cota
------------------	----------------	-------------------

Punto de llegada ubicado en el kilómetro 2+150 de la vía en mención, cuyas coordenadas son:

813785.17 Norte	11617.927 Este	2979 m.s.n.m Cota
-----------------	----------------	-------------------

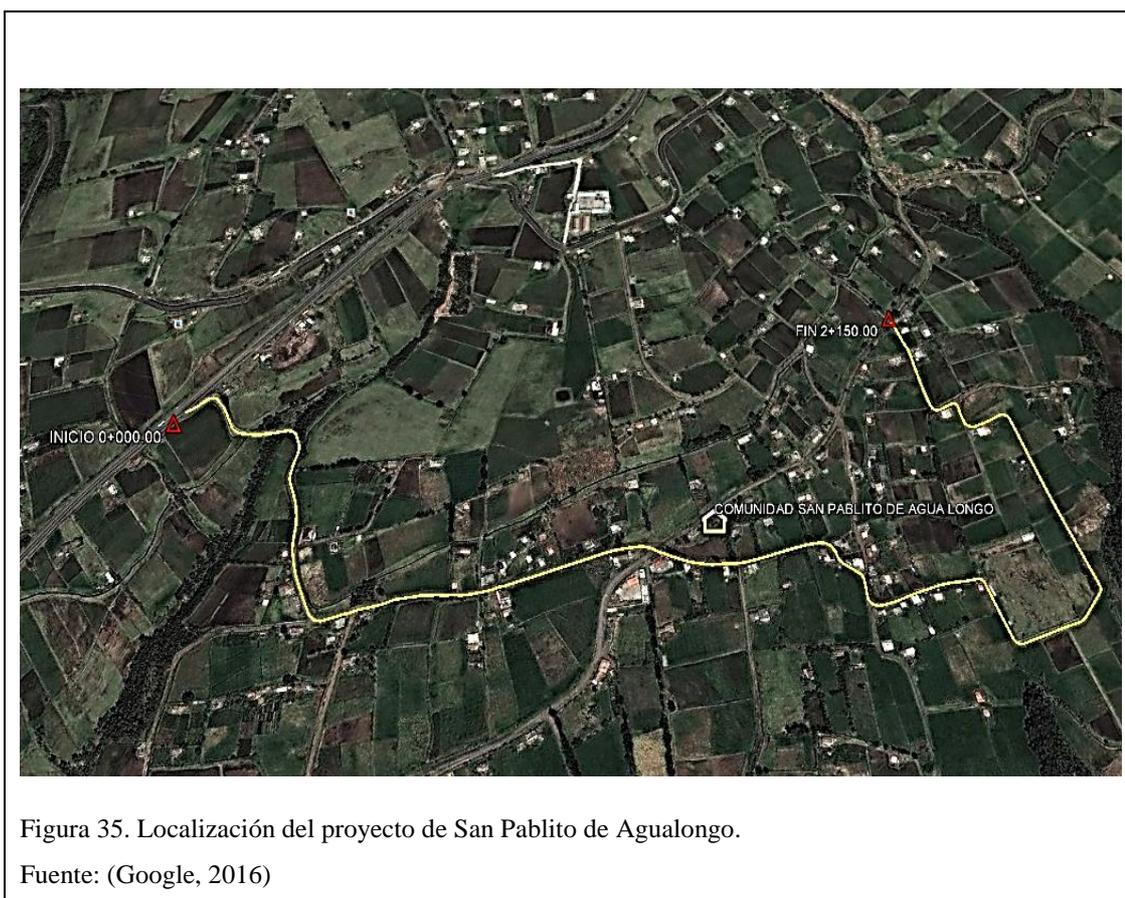


Figura 35. Localización del proyecto de San Pablito de Agualongo.

Fuente: (Google, 2016)

6.3 Condiciones climáticas.

El clima del cantón Pedro Moncayo donde se encuentra el sector del proyecto corresponde a un clima frío húmedo, con una temperatura media de 13°C.

El sector carece de estaciones meteorológicas, la más cercana se encuentra en el sector de Tomalón parroquia la Esperanza, ubicada a una elevación de 2790 msnm con coordenadas: Latitud 000200N y longitud 781400W, instalada el 16 de febrero de 1990. La cual es la más útil para el presente proyecto por lo tanto se realizó un análisis correspondiente a 12 años, desde el año 2000 hasta el 2012.

Tabla 63. Ubicación de la estación Tomalón-Tabacundo.

Código	Nombre de la estación	Latitud			Longitud			Altitud (m)
		GG	MM	SS	GG	MM	SS	
MA2T	TOMALON-TABACUNDO	0°	2'	0" N	78°	14'	0" W	2790

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa.

6.3.1 Características climatológicas.

6.3.1.1 Precipitación.

Para la obtención de los parámetros hidrológicos hidráulicos se obtuvo toda la información de la estación meteorológica del INAMHI Tomalón-Tabacundo (MA2T), la cual es la más cercana al sitio del proyecto.

Cabe señalar que la precipitación es el agua de procedencia atmosférica que cae sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida o en forma sólida. La precipitación se mide por la altura en mm que alcanzaría su equivalente en agua en una superficie plana y horizontal donde no existan pérdidas ni por evaporación ni por infiltración (Gutierrez Caiza, 2014, pág. 129).

Tabla 64. Precipitaciones de la estación Tomalón-Tabacundo.

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Suma	Max 24 horas.
2000	78,5	99	72	93,7	167,1	61,5	6,2	4,2	99,4	35,5	32,4	34,8	784,3	34
2001	50,1	37,8	59	43,4	33,6	13	25,1	0	36	28,8	45,3	37,4	409,5	28,7
2002	23,9	33,1	26,7	109,2	32,9	41,3	1,4	6,3	9,9	114	80,7	98,4	578,1	34,2
2003	38,8	54,3	32,5	75,7	14,4	35,3	24,6	0	20,5	83,7	63,4	38,7	481,9	19,9
2004	38,6	20,5	16,3	84,3	63,6	1,5	4,5	0,6	50,3	48	54,4	106,5	489,1	27,3
2005	38,3	63,2	68,2	54,8	30,2	21,8	7,6	6,6	40,3	45,1	33,6	169,1	578,8	60,6
2006	41,2	83,4	108,6	88,2	38,5	62,3	3,5	4,9	4,6	72,7	134,2	101,5	743,6	29,2
2007	18,8	18,5	84,8	140,1	41,6	31,8	5	12,3	8,6	103	81,5	72	617,7	27,8
2008	42,4	82	145,9	108,4	91,7	37,8	9,5	22,8	8,4	123	56,8	53,9	782,6	26,6
2009	75,2	43,5	105	37,7	26,5	48,5	1,7	1,3	14,6	42,6	31,4	67,4	495,4	26,4
2010	22,6	39,1	23,3	108,5	60,2	48,6	63,1	10,2	47,6	57,7	115,5	105,1	701,5	22,3
2011	56	109	88,4	170,8	39,7	26,2	58,8	31,4	14,9	77,1	59	86	817,3	25,4
2012	86	69,3	52,7	112,7	6,7	7,7	3,2	5,6	9,5	59,8	113,9	19,4	546,5	38,1
Prep. min	18,8	18,5	16,3	37,7	6,7	1,5	1,4	0	4,6	28,8	31,4	19,4	409,5	
Prep. máx.	86	109	145,9	170,8	167,1	62,3	63,1	31,4	99,4	123	134,2	169,1	817,3	
Prep. media	46,95	57,9	67,95	94,42	49,75	33,64	16,5	8,17	28,1	68,5	69,39	76,17	617,4	

Fuente: INAHMI. Estación Tomalón-Tabacundo

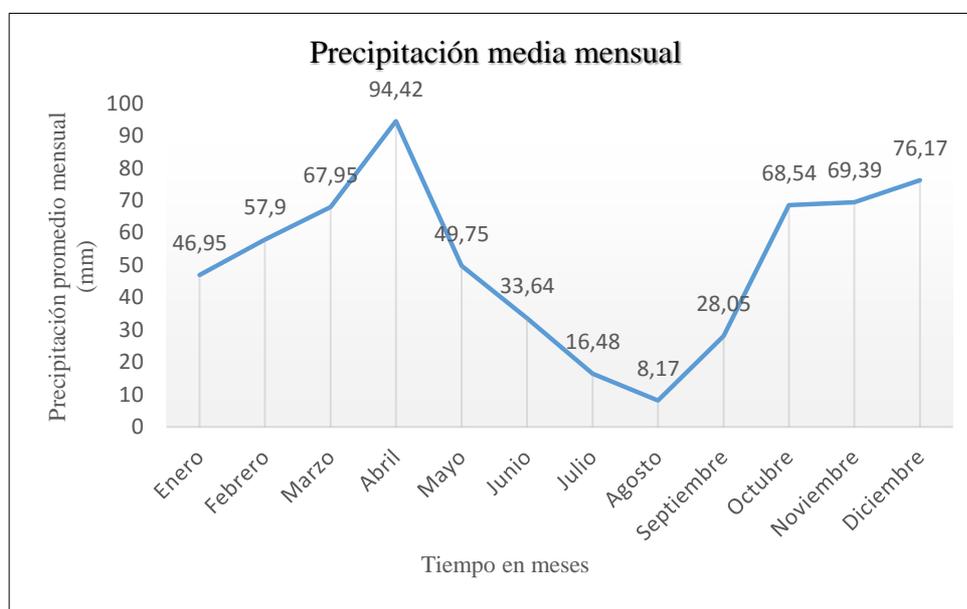


Figura 36. Precipitación media mensual de la estación Tomalón-Tabacundo.

Elaborador por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

Con ayuda de la distribución media mensual de precipitación, nos podemos dar cuenta que el mes que presenta mayor presencia de lluvia es el mes de abril en tanto que el mes con menos presencia de lluvia es el mes de agosto, y así para todos los meses del año.

6.3.1.2 Temperatura.

La temperatura en San Pablito de Agualongo varía de manera moderada que va desde 14.77°C a 20°C, la temperatura más alta registrada en el año 2009 fue de 16.2°C en el mes de septiembre, por otra parte la más baja fue registrada en el mes de enero con 13.6°C.

Tabla 65. Cuadro de Temperatura máxima, mínima y media.

Temperatura			
Años	máxima	mínima	media
2000	20,6	8,7	14,2
2001	21,8	9,1	15,00
2002	21,6	9,6	15,2
2003	21,9	8,8	14,9
2004	22,1	8,8	15
2005	22,1	9,1	15
2006	21,8	9,1	14,8
2007	21,9	8,9	14,7
2008	22,1	9	14,3
2009	22,3	8,80	14,9
2010	22,2	9,1	14,9
2011	21,7	8,4	14,4
2012	22,1	9,2	15

Fuente: (Anuarios meteorológicos, Estación Tomalón-Tabacundo, 2010)

Tabla 66. Cuadro de Temperatura máxima, mínima y media.

Estación	Temperatura (°C)		
	Máxima	Mínima	Media
Tomalón-Tabacundo	22	8	15

Fuente: (Anuarios meteorológicos, Estación Tomalón-Tabacundo, 2010)

6.4 Características geomorfológicas.

Los paisajes predominantes a las cercanías al proyecto, corresponden a una gran extensión de campos agrícolas que se ubican alrededor del área en estudio. En la ubicación del proyecto la geomorfología se armoniza con las áreas de formaciones geológicas.

El relieve está marcado por una pendiente del 20% que se origina en el páramo hasta llegar a la carretera panamericana de Tabacundo Cajas, desde este sitio la topografía depende del trazado del proyecto, de donde se describe pendientes suaves a lo largo de su trazado junto con taludes de poca altura y terraplenes de menor grado.

De acuerdo al mapa geológico del Ecuador hoja 83 (Otavalo CT-ÑII-F), emitida por la Dirección General de Geología y Minas del Ministerio de Energía y Minas. Ver **(Anexo 11)**.

En la zona del proyecto se encuentran los depósitos volcánicos del Mojanda (lavas, aglomerados, brechas volcánicas y cangagua).

La vía del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo se halla enmarcada en una zona de topografía variada entre ondulada a montañosa, misma que fue tipificada según el relieve del terreno natural atravesado, en el proyecto se presenta pendientes transversales entre 7.18° a 14.04° y pendientes longitudinales que varían desde 4.08% en zonas relativamente onduladas hasta 18.18%, el proyecto presenta en la abscisa 0+00 km una altura aproximadamente de 3000.70 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m) siendo está el punto más alto y una altura de 2917.92 m.s.n.m. como punto más bajo dentro del trazado vial en la abscisa 1+550 km.

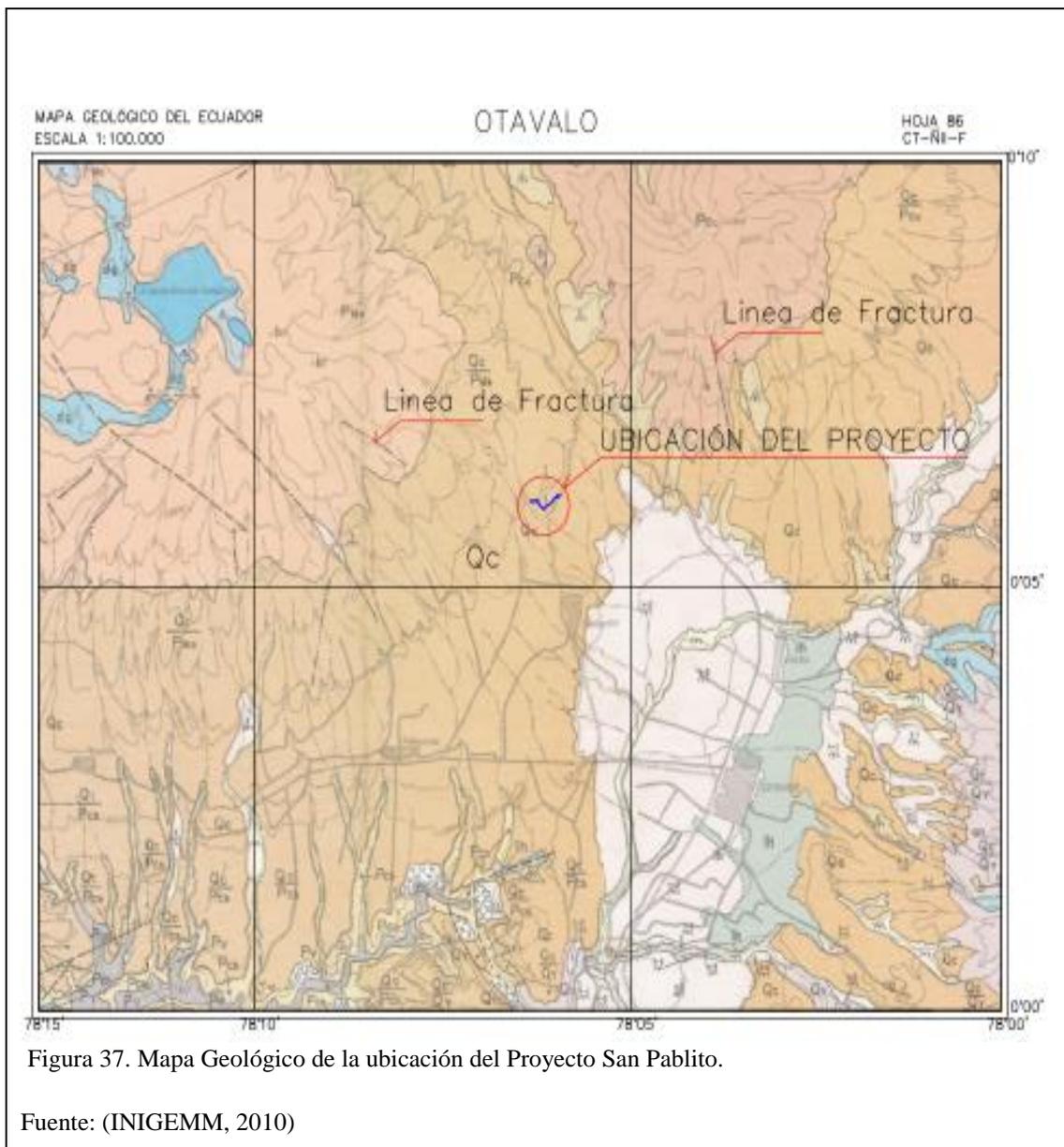
El proyecto se encuentra dentro del valle interandino, en la zona afloran rocas cretácicas volcanos-sedimentarias originadas de la formación Macuchi, depósitos sedimentarios con origen en las formaciones Silante y Yunguilla, las edades de estas formaciones varían del cretáceo superior al paleoceno. Recubriendo gran parte del área se encuentran depósitos volcánicos del primer periodo cuaternario (Pleistoceno).

6.5 Descripción Geológica del proyecto.

El suelo de San Pablito de Agualongo están conformados por algunas capas de rocas ígneas volcánicas como la cangagua (Qc) perteneciente al periodo cuaternario, la

cangagua es un depósito de toba volcánica y ceniza generalmente de un espesor uniforme. Está conformado por piroclastos de piedra pómez en capas de un espesor 2-4 m, en ciertos lugares el espesor puede llegar hasta cuatro tipos de terrazas, conformadas por depósitos laharíticos y cenizas.

En el mapa geológico del proyecto se ha emplazado su ubicación para tener una mejor referencia del sitio geológico y sus diferentes tipos de geología, mismo que nos servirá para determinar la tectónica cercana al proyecto y sus diferentes estratos de suelo en una forma general.



6.6 Formaciones Geológicas.

Volcánicos del Mojanda (PMo): Pertenecen al Pleistoceno, están constituidas por andesitas (n) y brechas (br) de origen volcánico. Las andesitas son de color gris oscura a negra de textura hipocrystalina con gran cantidad de fenocristales de plagioclasas y piroxenos; las brechas están constituidas en su mayor parte de andesitas, con matriz fina. El espesor de este complejo sobrepasa los 1200m.

Brechas volcánicas (br): Probablemente deban su origen a erupciones de los volcanes Cotacachi e Imbabura, acarreadas y depositadas posteriormente por los glaciares pleistocénicos en los cauces de los ríos y quebradas. El nivel inferior es una brecha volcánica, constituidas de clastos de andesitas de color gris al violáceo, con matriz arenosa. El nivel intermedio está constituido de tobas y arenas de color amarillento, el nivel superior es otra brecha volcánica. El espesor total aflorante de este material volcánico sobrepasa los 40m. Este tipo de rocas se encuentran al sur-oeste del proyecto.

Cangahua (Qc): Pertenece a un periodo cuaternario, es un depósito de toba volcánica y ceniza (ce) generalmente de un espesor uniforme. En la base de estos depósitos se encuentran piroclastos de piedra pómez (pr), en capas de 2-4m. de espesor. La toba es de un grano fino a medio, de color, cubriendo a estos depósitos se encuentra la ceniza de color variable de gris a amarillento, en ciertos lugares el color sobrepasa los 80m.

En el nor-este y sur-oeste del proyecto se encuentran depósitos de Cangahua (Qc) sobre una unidad inferida (Volcánicos del Mojanda).

Depósitos Glaciales (dg): Pertenece al período cuaternario, son depósitos acarreados por los Volcanes de Imbabura, Cotacachi, Cusin y Cayambe. Se encuentran al sur-este de la Laguna de Mojanda.

Depósito Lagunar: Pertenece al segundo periodo del cuaternario (holoceno), se originan con la actividad de los glaciares y están constituidos por limos y arenas con la presencia de ciertos cantos de roca volcánica.

Las lagunas de Mojanda y San Pablo se encuentran al nor-este y sur-este respectivamente del proyecto, en la ciudad de Otavalo, provincia de Imbabura.

6.6.1 Tectónica.

La tectónica y estructura geológica tienen gran importancia en la morfología del proyecto, en el análisis y observación de los documentos cartográficos y mapa geológico de la zona de Otavalo a escala 1:100.000 se ha podido identificar que al nor-oeste existe una fractura, aproximadamente a 3.291 kilómetros, misma que se encuentra cubierta por depósitos de andesita y brecha, siendo estos depósitos volcánicos del Mojanda, de igual manera al nor-este se identifica otra fractura a 4.458 kilómetros del proyecto, cuyas características se identifican como andesita y aglomerados volcánicos del Cusin.

Todas estas deformaciones geológicas y depósitos superficiales, los podemos observar en el mapa geológico de Otavalo, (ver figura 37).

En la siguiente figura, se da a conocer el perfil geológico a lo largo de la línea A-B que atraviesa la zona del proyecto.

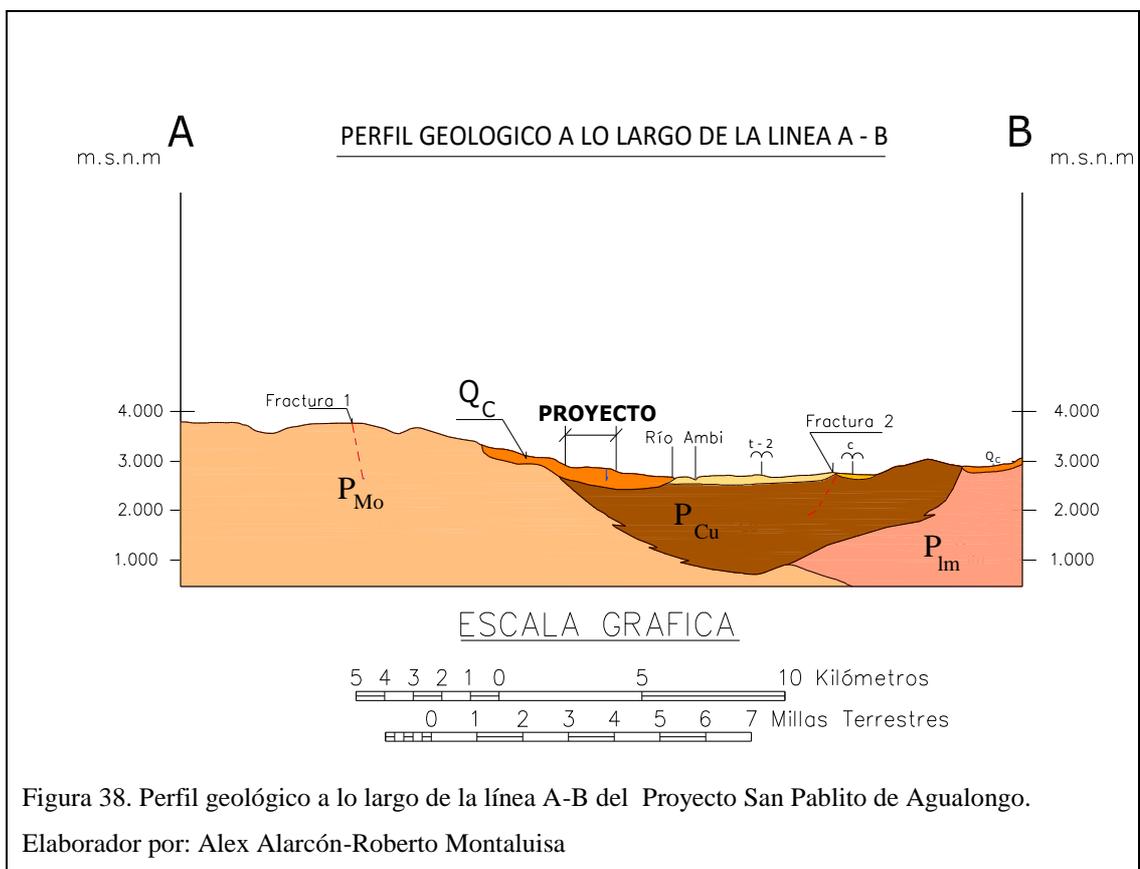


Figura 38. Perfil geológico a lo largo de la línea A-B del Proyecto San Pablito de Agualongo.

Elaborador por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

6.7 Riesgos naturales.

Con respecto a los riesgos naturales Pedro Moncayo acertado en la ubicación de sus centros urbanos, respecto a los riesgos de deslizamientos e inundaciones, ubicando sus asentamientos en zonas altas de mesetas o entre quebradas y ríos que reducen los impactos por este tipo de peligros. Por otro lado los poblados rurales, se encuentran en su mayoría en zonas con susceptibilidad a deslizamientos en forma moderada, producto de la combinación de sismos más presencia de niveles freáticos considerables ocasionan un desequilibrio en la estructura de laderas y taludes cercanos a sectores vulnerables de estos poblados, Los sismos pueden producir, además de movimiento vibratorio una serie de efectos inducidos que dan lugar a grandes deformaciones y roturas en el terreno, entre estos encontramos los deslizamientos, y desprendimientos de rocas. Éstos se relacionan con el comportamiento geológico y geotécnico del sector.

Los deslizamientos de laderas no sólo depende del sismo sino de otros factores como son: La intensidad sísmica, capacidad de resistencia al corte en el suelo, carga por unidad de área y lo más importante la saturación de agua, que en los suelos de laderas produce una sismicidad capaz de arrastrar toneladas de lodo y rocas desde los puntos más altos de la tierra, lo cual, asociado a las inundaciones producidas por los ríos, constituyen una amenaza mortal para cualquier población.

6.7.1 Susceptibilidad sísmica.

Para la ejecución del proyecto se debe tomar en cuenta la sismicidad de la zona, por lo que sismos ocurridos próximos a la ubicación del proyecto se registran a continuación:

31 de Agosto de 1587: Epicentro en el sector de San Antonio de Pichincha provocando daños en los sectores de Guayllabamba y Cayambe causando alrededor de 160 muertos.

20 de Enero de 1834: Sismo con una duración aproximada de dos minutos según la escala de Richter ocurrido en la frontera Ecuador- Colombia, causando fuertes daños en las ciudades de Tulcán e Ibarra; con una magnitud que provoco daños en las provincias de Cotopaxi, Imbabura y Pichincha.

31 de Mayo de 1914: Violento sismo en la provincia de Pichincha, causando grietas, deslizamientos y se registraron replicas hasta el mes de Junio de ese mismo año.

20 de Julio 1955: Terremoto en la provincia de Imbabura, norte de Pichincha, causando 20 muertos y varios heridos; las viviendas en las zonas rural colapsaron en su mayoría las demás registraron serios cuarteamientos; deslizamientos que provocaron daños en vías; se registraron replicas hasta una semana después.

06 de Marzo de 1987: Terremoto en la provincial de Napo siendo la más afectada, al igual se registraron daños fuertes en la provincias de Pichincha, Imbabura, Sucumbíos y al este de Carchi; ocasionando pérdidas de viviendas, destrucción de carreteras, puentes, daños a templos coloniales en Quito e Imbabura.

12 de Agosto del 2014: Fue el último sismo registrado en el Ecuador de 5.1 grados en la escala de Richter ocurrido en Quito, el sismo afecto áreas aledañas al proyecto en lo económico, por deslizamientos que cerraron la vía de acceso principal, en la actualidad la panamericana Tabacundo-Cajas-Otavalo se encuentra habitada.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) hay zonas de mayor riesgo sísmico las cuales son zonificadas en 6 zonas, caracterizadas por el valor del factor Z (aceleración máxima en rocas), en función de la gravedad (g).

La (Figura 38) muestra que la posibilidad de sismo más pronunciado está en la zona cercana a la cordillera. Este riesgo se disminuye relativamente mientras el territorio se aproxima al oeste. El área de estudio sobre la cual se implantará nuestra vía se encuentra en la zona 4 donde se ha registrado una sismicidad de alto riesgo, (ver Tabla 64), por tal motivo se debe considerar factores de seguridad para el diseño del proyecto.

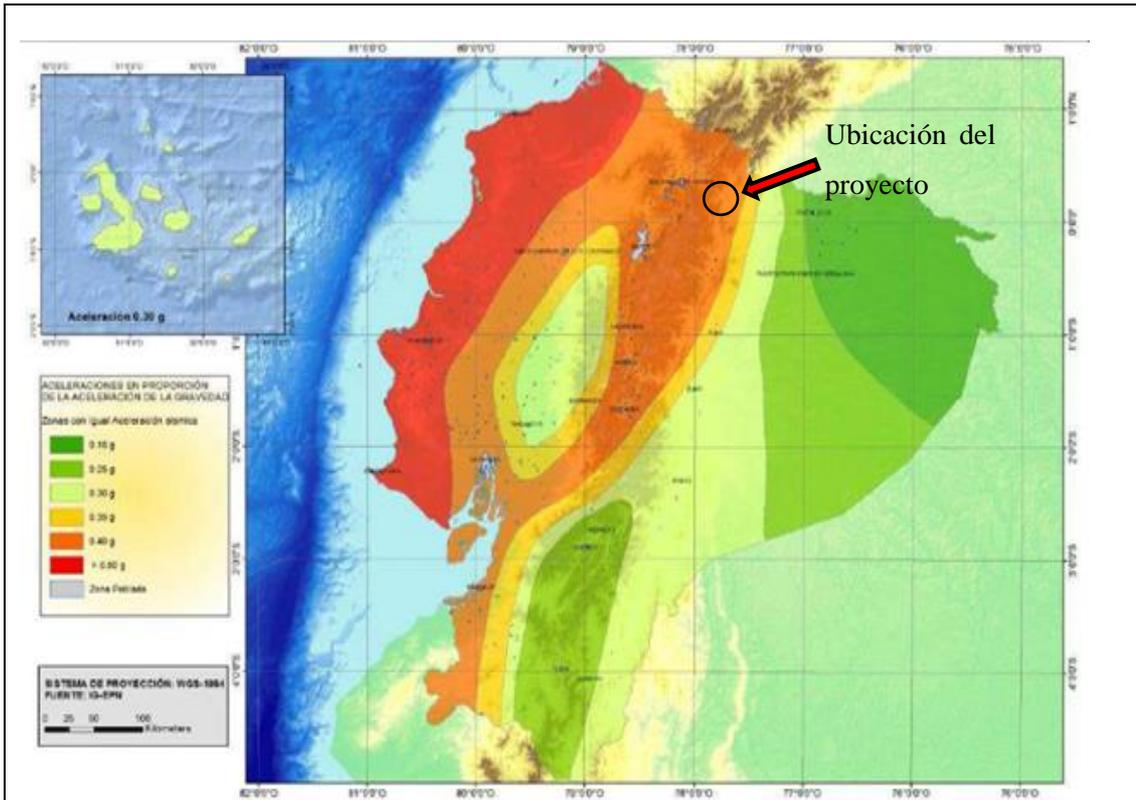


Figura 39. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
 Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, 2015)

Tabla 67. Valores del factor Z.

Valores del factor z en función de la zona sísmica						
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, 2015)

Para el diseño de obras de arte se debe tener en cuenta la zona sísmica, las características del suelo, importancia de la estructura, de donde se deberá realizar verificaciones mínimas de desempeño sísmico de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC) 2015.

6.7.2 Susceptibilidad a peligros volcánico.

Para la construcción del proyecto se debe considerar los volcanes más cercanos ya que presenta un riesgo en el proceso constructivo.

Volcán Mojanda: El proyecto se encuentra en las faldas de este volcán, que pertenece al periodo cuaternario predominan las andesitas de piroxenos y dacitas cuarcíferas. Se encuentra ubicado en el valle Interandino entre las provincias de Imbabura y Pichincha con una altura de 4290m. Debido a una serie de erupciones su cono se destruyó y se formó lo que en la actualidad se conoce como las Lagunas de Mojanda.

No se registran actividades recientes y no hay registros de su último periodo eruptivo, los peligros relacionados con este volcán serían principalmente lahares si la erupción procede de la laguna o si hay fuertes masas piroclásticas que actúen con esta. La masa de agua es bastante grande y podría causar graves estragos laderas abajo.

Otra posibilidad serían crecimiento y destrucción de domos que desencadenen derrumbamientos y flujos piroclásticos, así como caída de cenizas, no se descarta la posibilidad de flujos de lava. Sin embargo una erupción violenta como la que generó la caldera es poco probable representando un peligro medio al proyecto.

Volcán Imbabura: Se encuentra en la región Interandina en la provincia de Imbabura con una altura de 4610m. No se registra actividad volcánica, la última erupción fue hace 14.000 años, por la cercanía al proyecto en caso de reactivación se podría ver afectado por:

- Caída de ceniza.
- Deformaciones en el terreno.
- Movimientos sísmicos.

Volcán Cayambe: Se localiza en la Cordillera Real originada en la actividad hologénica con mayor presencia de rocas andesitas, en las provincias de Imbabura y Pichincha fue considerado como el marcador de la mitad del mundo. Según el

Instituto Geográfico Militar (IGM) tiene una altitud aproximadamente de 5790 m.s.n.m (metros sobre el nivel del mar).

Según Alexander Von Humboldt (Ascásubi, 1802), su último periodo eruptivo fue en los años 1785-1786, culminado con caída de ceniza, flujo de lava; la erupción fue considerada de pequeña a moderada. Si otro evento se volviera a repetir se viera afectado el proyecto con:

- Caída de ceniza.
- Deformaciones en el terreno.
- Movimientos sísmicos.

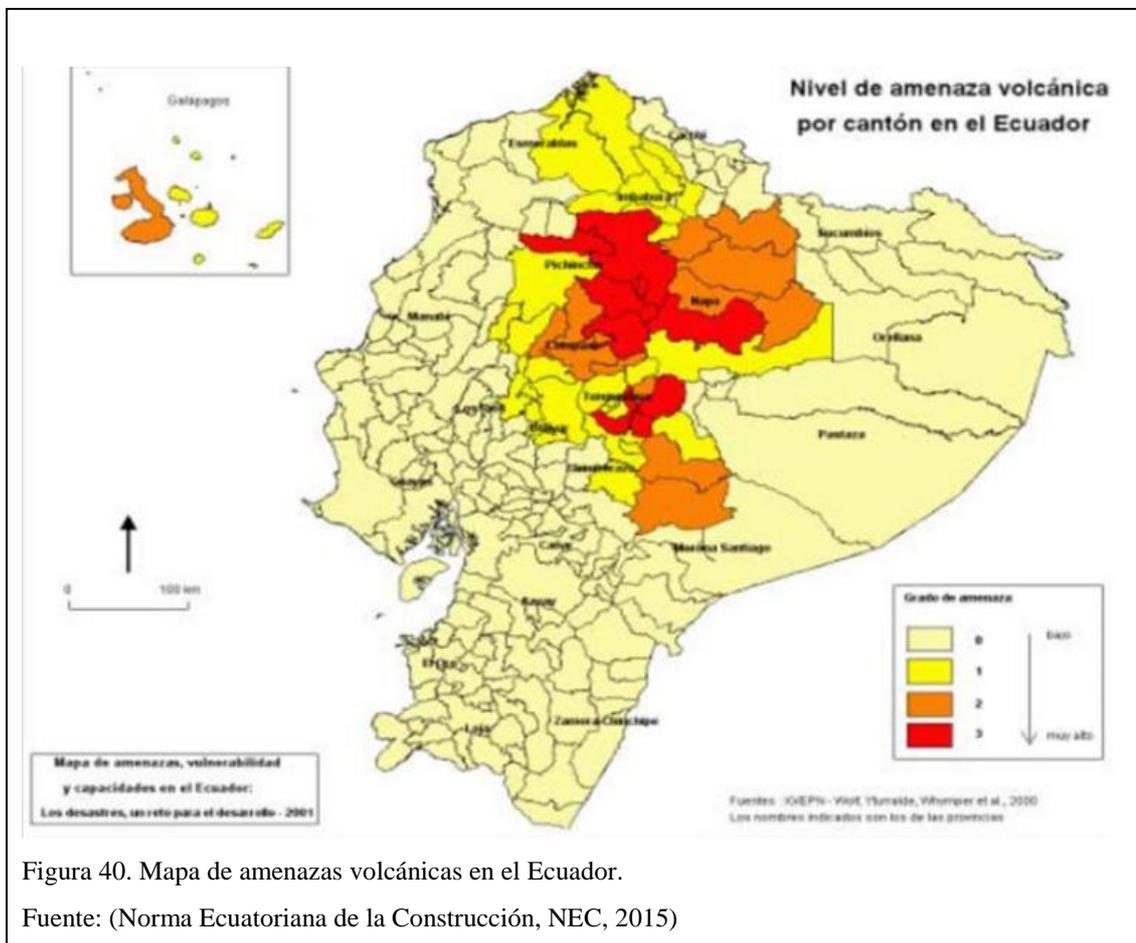


Figura 40. Mapa de amenazas volcánicas en el Ecuador.

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, 2015)

6.7.3 Susceptibilidad a inundaciones.

Por su configuración orográfica, Tupigachi es una zona de baja susceptibilidad a inundaciones. Sus pendientes, provocan escorrentía hacia los cauces de los ríos y quebradas y zonas planas como se puede observar en la Figura 23 de Amenazas para el Cantón Pedro Moncayo.

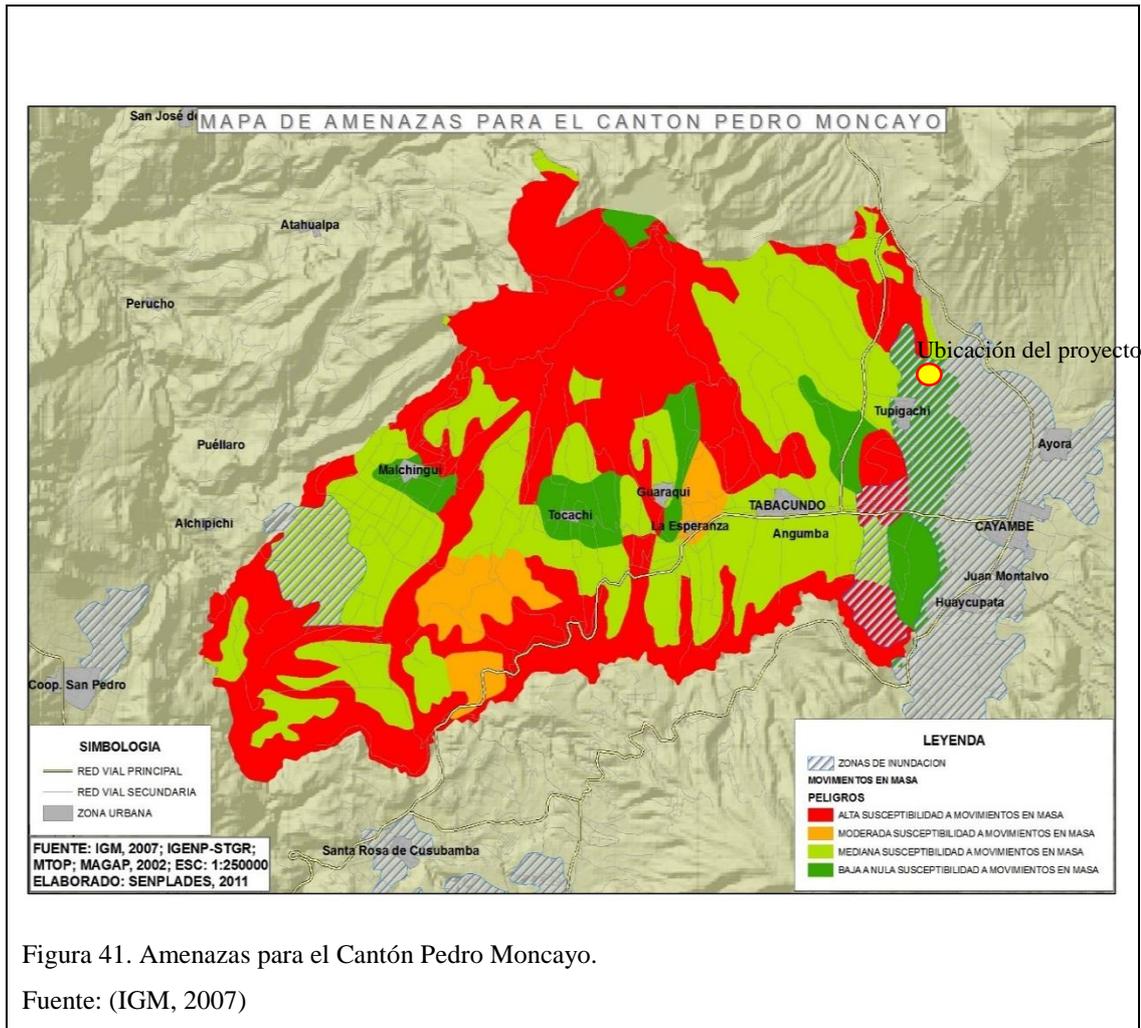


Figura 41. Amenazas para el Cantón Pedro Moncayo.

Fuente: (IGM, 2007)

6.8 Estudios geotécnicos de la subrasante.

Las solicitaciones a las que se encuentra sometida la cimentación de la estructura vial del proyecto son específicas y muy diferentes a las que tiene que soportar un suelo como cimientto de otra estructura cualquiera. Por tal razón se hace necesario la programación de una serie de estudios de campo y de laboratorio, inspecciones y recorridos a la zona del proyecto.

Los estudios de la subrasante permitirán evaluar y analizar dicha información con el fin de establecer una serie de normas de tipo geotécnico a las cuales se debe regir el proyecto y el procedimiento constructivo. El reconocimiento del terreno de fundación donde se implantara el proyecto, los diferentes tipos de materiales que se pueden utilizar para la construcción de las distintas capas de la estructura, los posibles métodos de mejoramiento o estabilización, el procedimiento constructivo más acorde con los recursos disponibles de la región permitirán identificar problemas relacionados con la naturaleza, las características físico-mecánicas de sus estratos, clasificación de suelos y la capacidad de soporte del mismo requeridas para el diseño y construcción del proyecto en mención.

6.8.1 Trabajos de campo.

6.8.1.1 Exploración y muestreo de suelos.

Los métodos de exploración y muestreo aplicados en el proyecto consistieron en planear, ejecutar y coleccionar muestras para su subsecuente observación y análisis de laboratorio, pudiéndose realizar a través de los siguientes procedimientos:

Para identificar de mejor manera las características y tipos de suelo se realizó el día 30 de enero del 2015 la inspección e identificación de los sitios donde se realizaron los respectivos muestreos.

El día 14 de enero mediante excavación manual según norma NTP 339.162 (ASTM D 420) para calicatas y trincheras, se realizó 5 excavaciones distribuidas en forma representativa a lo largo de la vía, ejecutando en ese momento, la recolección de muestras de suelo cada 0.50 metros de profundidad hasta el nivel -1.50 metros desde el nivel de la sub-rasante, con fines de realizar ensayos de clasificación AASHTO en laboratorio.

En cada una de las calicatas o trincheras se realizó el ensayo D.C.P. (Penetrómetro Dinámico de Cono) cada 500 metros según lo especificado en la tabla de SOWER Y SOWER-1970 citado en el libro de Braja M. Das, para obtener el CBR de campo de la subrasante.

Tabla 68. Espaciamiento aproximado de los sondeos.

Tipo de proyecto	Espaciamiento (m)
Edificio multipisos	10-30
Edificio industrial de una planta	20-60
Carreteras	250-500
Presas y diques	40-80

Fuente: (Principios de la ingeniería de cimentaciones (Braja M. Das), 2006)

Se colectaron 2 muestras representativas de la subrasante en cantidades suficientes para realizar ensayos C.B.R. en laboratorio.

Se tomaron 2 muestras inalteradas de la abscisa 0+100 km en el talud izquierdo, para ensayo Triaxial.

6.8.1.2 Perforación manual.

Las perforaciones manuales exploratorias a lo largo del proyecto vial de San Pablito de Agualongo se las realizo mediante el método del barril de barreno manual según norma ASTM D 4700 de donde también se lo puede realizar con posteadora en perforaciones de calicatas para extracción de muestras en cada nivel de estrato, el método del muestreo consistió en hacer girar la barrena para avanzar el cañón en el suelo, el operador puede tener que aplicar presión al momento de bajar para mantener el avance de la barrena, la unidad se retira de la cavidad del suelo y una muestra puede ser recogida desde el barril, con lo cual se logró determino los perfiles del suelo, es decir, las diferentes capas que lo constituyen el terreno de la subrasante a lo largo de la vía, de cuyo estudio y con análisis complementarios se determinó el valor de soporte del suelo (CBR) además de realizar otros ensayos de laboratorio. Cabe mencionar que las muestras obtenidas son perturbadas, por lo tanto, las muestras no son adecuadas para las pruebas que requieren muestras inalteradas.

Una adecuada exploración del suelo permite obtener el perfil longitudinal de la rasante y del terreno natural, la curva de masas, ubicar la profundidad de las perforaciones para llegar a la subrasante, en caso de cortes, o alturas del relleno que

soporta el terreno natural; estimar la calidad general de los suelos; localizar zonas de posibles fuentes de materiales pétreos y localizar zonas de carretera donde es necesario encontrar zonas de préstamos.

6.8.1.3 Calicatas.

Se realiza muestreo de suelos en “calicatas” excavadas según Norma NTP 339.162, ASTM D 420, cada 500 metros a lo largo del proyecto en estudio como se puede observar en la topografía descrita en la tabla 68.

De los estratos encontrados en cada una de las calicatas acorde a las recomendaciones de la norma, a 0,50, 1.50 y a 2.50 metros de profundidad, con fines de realizar ensayos de Clasificación AASHTO y SUCS.

Para todos los casos, se ha extraído muestras alteradas representativas, las que fueron descritas e identificadas mediante una tarjeta con la ubicación de la calicata (Abscisa en km. y cota en m.s.n.m.), numero de muestra, profundidad y posteriormente fueron colocadas en bolsas de polietileno para su traslado al laboratorio. De igual manera durante la ejecución del muestreo en campo se llevó un registro en el que se anotó el espesor de cada uno de los estratos del sub-suelo, sus características de gradación y el estado de compacidad de cada una de los materiales. (ver anexo 12)

Tabla 69. Cuadro de abscisas donde se realizaron los ensayos de campo.

Cuadro de abscisas de calicatas		
calicata n°	abscisa	situación
1	0+000	derecha
2	0+500	izquierda
3	1+000	derecha
4	1+500	centro
5	2+000	derecha

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

6.8.1.4 Toma de muestras en taludes (Norma NLT-203/ASTM 4220).

Previo a la toma de muestras en taludes se hace un reconocimiento de la zona, se indica la topografía predominante, se verifica la existencia o no de ríos, vertientes y quebradas.

Los taludes en cortes y rellenos son muy importantes en la seguridad y buena apariencia del proyecto vial, además influirán directamente en su costo de mantenimiento; sin embargo su diseño dependerá de las condiciones de los suelos y de las características geométricas de la vía, como regla general los taludes se diseñan con la menor pendiente permisible desde el punto de vista económico. (Cabrera)

En los sitios más críticos, si es necesario se hace un levantamiento topográfico.

Según la norma NLT-203/ASTM 4220, describe la forma de obtener muestras de suelos cohesivos que conserven la estructura y humedad que tienen en su estado natural, cuando pueden tomarse superficialmente o de una profundidad a la que se llega por excavación a cielo abierto o de una galería. Las dimensiones, forma y demás características de las muestras inalteradas, dependen del tipo de ensayo al cual van a estar sometidas. Básicamente hay tres procedimientos generales para tomar este tipo de muestras:

- Muestras en bloque o muestra-trozo, tomadas de la superficie del terreno, del fondo de un pozo o del piso de una galería.
- Muestras en bloque, tomadas de una pared vertical de un pozo o galería.
- Muestras cilíndricas

En nuestro caso se tomó la muestra en bloque o muestra-trozo de donde se realiza el ensayo Triaxial en laboratorio para obtener el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, (ver anexo 13).

6.8.2 Ensayos de laboratorio.

Con las muestras obtenidas en campo, desde las perforaciones, y posteriormente trasladadas al laboratorio, se realizan los siguientes ensayos:

Ensayo D.C.P (ASTM 6951-09), Este ensayo nos permite medir la penetración que llega a tener el Penetrómetro Dinámico de Cono (D.C.P), mediante el empleo de un mazo de 8Kg, el cual se deja caer libremente desde una altura de 575mm, lo que permite determinar in situ las propiedades de las capas del suelo que constituyen la estructura de un pavimento. De esta forma se puede conocer la resistencia y capacidad de soporte de la subrasante, ya que permite determinar el valor del C.B.R in situ.

Contenido de humedad natural (Norma ASTM D 2216, AASHTO 265), Este ensayo nos permite determinar la cantidad de agua que tiene un suelo, se lo expresa como el porcentaje que resulta de la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno.

Granulometría por lavado y tamizado, (Norma ASTM D 422, AASHTO T-88), Este ensayo nos ayuda a determinar la proporción en masa de los áridos finos y gruesos que constituyen el suelo, clasificándolos de acuerdo a su tamaño, a través del uso de los diferentes tamices.

Limite líquido (LL) (AASHTO T -89, ASTM D 4318), consiste en determinar el contenido de agua de un suelo, en el límite entre su comportamiento líquido y plástico, utilizando el dispositivo, Copa de Casagrande, el cual funciona mediante golpes.

Limite plástico (AASHTO T-90, ASTM D 4318), Este ensayo determina el contenido de agua de un suelo, en el límite entre su comportamiento plástico y semisólido.

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.
 $I_p = LL - L_p$ (AYALA)

El estudio geotécnico realizado determina la descripción del suelo (Clasificación AASHTO y SUCS) en el sector del proyecto, la ubicación y distribución de calicatas

a lo largo de la vía y la investigación estratigráfica tal como se indica a continuación. Ver (Tabla 67. Resumen de clasificación AASHTO Y SUCS)

6.8.2.1 Clasificación de suelos (AASHTO M-145, ASTM D3282).

American Association of State Highway and Transportation Officials conocido por sus siglas como ASSHTO, clasifica a los suelos en 7 grupos, basándose en los ensayos de granulometría, limite liquido e índice de plasticidad. Así, se diferencian siete grupos de suelos, denominados A-1 a A-7, más otro que agrupa a los suelos orgánicos.

Como complemento a la clasificación se definió el índice de grupo (IG), que determina mediante la expresión siguiente:

$$IG = (F - 35) * (0,2 + 0,05(LL - 40)) + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Dónde:

IG = Índice de grupo.

F = porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), expresado en número entero.

LL = límite líquido.

IP = índice de plasticidad.

% Grava = 100% - % Pasa el tamiz N°4

% Arena = 100% % - %Grava - % Fino

% Fino = % Pasa el tamiz N°200

El índice de grupo se da a conocer en números enteros, y si es negativo su valor será igual a cero. Si se considera que el suelo no es plástico y no se puede determinar el límite líquido, el índice de grupo será igual a cero.

Para suelos granulares los índices de grupo generalmente están comprendidos entre 0 y 4, para suelos limosos entre 8 y 12, y para

suelos arcillosos entre 11 y 20 o más, correspondiendo los menores a los mejores suelos.

El grupo en el que se clasifique incluyendo el índice de grupo será utilizado para evaluar la calidad relativa de los suelos utilizados para terraplenes, subrasante, sub-bases y bases (Ingeniería de carreteras, 2004, pág. 42).

6.8.2.2 Clasificación de suelos SUCS.

Las normas ASTM D-2487 y D-2488 muestra la clasificación de suelos y el método visual de clasificación respectivamente, para clasificar por el Sistema Unificado de suelos utilizamos la tabla del (S.U.C.S), y la carta de plasticidad de Casagrande para lo cual nos basamos en el % del límite líquido y el índice de plasticidad.

De acuerdo a los estudios proporcionados por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera De Ingeniería Civil, se determinó que en todo el trayecto del proyecto existen suelos (SM, CL Y ML), que corresponde a una Arcilla limo arenosa, color café oscura. (Ver Tabla 67. Resumen de clasificación AASHTO Y SUCS)

De acuerdo a los estudios geológicos-geotécnicos realizados en campo y laboratorio de la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera de Ingeniería Civil, se determinó que el material de la Subrasante está compuesto por Suelos A - 4, A - 6 y A - 7 - 5, que son Limos y Arcillas; estos suelos como terrenos de fundación están catalogados entre regulares a malos según la clasificación AASHTO. (ver anexo 14)

Tabla 70. Resumen de clasificación AASHTO y SUCS.

Abscisa	Profundidad (m)	Humedad (D)%	Granulometría (% que pasa)				Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad	Índice de Grupo	Clasif. AASHTO	Clasif. SUCS	Descripción del suelo AASHTO	Descripción del suelo SUCS
			4	10	40	200								
0+000	0,50	12	83	76	61	28	0	0	0	0	A-2-4(0)	SM	Gravas y arenas limosas o arcillosas, color café oscura.	Arena limosa, color café oscura
	1,00	23	99	98	96	63	30	20	10	4	A-4(4)	CL	Suelos limosos, color café claro.	Arcilla magra arenosa, color café clara.
	1,50	30	100	100	98	76	41	25	16	12	A-7-6(12)	CL	Suelos arcillosos, color café claro.	Arcilla magra con arena, color café clara.
0+500	0,50	24	100	99	86	51	0	0	N.P.	0	A-4(0)	ML	Suelos limosos, color café claro.	Limo arenosa de baja plasticidad, color café claro
	1,00	23	96	94	80	40	0	0	N.P.	0	A-4(0)	SM	Suelos limosos, color café claro.	Arena limosa, color café claro
	1,50	38	100	99	91	58	0	0	N.P.	1	A-4(1)	ML	Suelos limosos, color café oscuro.	Limo arenosa de baja plasticidad, color café claro
1+000	0,50	25	100	100	96	55	23	20	3	0	A-4(0)	ML	Suelo limoso, color café oscuro.	Arenas finas limosas o arcillosas
	1,00	27	100	100	98	63	26	21	5	1	A-4(1)	CL-ML	Suelos limosos, color café oscuro.	Arcilla limo arenosa, color café oscura
	1,50	39	100	100	99	71	44	24	20	14	A-7-6(14)	CL	Suelos arcillosos, color café oscuro.	Arcilla magra arenosa, color café oscura.
1+500	0,50	28	100	100	94	71	39	25	14	9	A-6(9)	CL	Suelos arcillosos, color café oscuro.	Arcilla magra con arena, color café oscura.
	1,00	30	100	99	94	64	35	24	11	6	A-6(6)	CL	Suelos arcillosos, color café oscuro.	Arcilla magra arenosa, color café oscura
	1,50	31	100	99	92	78	31	23	8	5	A-4(5)	CL	Suelos limoso, color café oscuro.	Arcilla magra con arena, color café oscura.
2+000	0,50	27	100	100	94	47	29	20	9	1	A-4(1)	SC	Suelos limosos, color café oscuro.	Arena arcillosa, color café oscura.
	1,00	31	100	100	98	70	40	27	13	9	A-6(9)	CL	Suelos arcillosos, color café oscuro.	Arcilla magra arenosa.
	1,50	40	100	100	99	68	48	34	14	10	A-7-5(10)	ML	Suelos arcillosos, color café oscuro.	Limo arenoso, color café oscuro

Fuente: Laboratorio de ensayo de materiales, Universidad Politécnica Salesiana

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluís

Luego de realizar los ensayos de campo y Laboratorio se concluye lo siguiente:
De acuerdo a la clasificación AASHTO el material de la sub-rasante está compuesto por suelos regulares a malos, A-4, A-6 y A-7-5, cuya capacidad de soporte esta entre regular a buena.

6.8.3 Perfiles estratigráficos para la clasificación AASHTO y SUCS.

Mediante la información topográfica realizada y el estudio de suelos proporcionados por los ensayos del laboratorio de la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera de Ingeniería Civil, se procede a realizar los perfiles estratigráficos para clasificar el suelo de la subrasante de acuerdo a los sistemas AASHTO y SUCS como se indica en las figuras 41 y 42.

6.8.4 Niveles freáticos.

El nivel freático también conocido como manto freático, es la profundidad a la que se encuentran el agua subterránea, este nivel puede variar dependiendo de los factores geológicos y climáticos, desde solo unos centímetros hasta decenas de metros por debajo de la superficie.

Como resultado de los cinco sondeos realizados a lo largo del proyecto, se determinó que en la abscisa 1+000 existe presencia de aguas subterráneas a una profundidad de 1.50 metros medidas desde la rasante, estas aguas son producto de infiltraciones de agua de riego de los sembríos que se hallan en la parte superior de la vía y no tienen un drenaje adecuado para su filtración.

En la siguiente tabla se detalla la presencia de nivel freático.

Tabla 71. Ubicación del nivel freático en el proyecto.

Sondeo	S1	S2	S3	S4	S5
Abscisa	0+000	0+500	1+000	1+500	2+000
Cota [m.s.n.m]	3007	2984	2952	2916	2956
Nivel freático (Prof. m)	N/R	N/R	1.5	N/R	N/R
No se registra nivel freático = N/R					

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

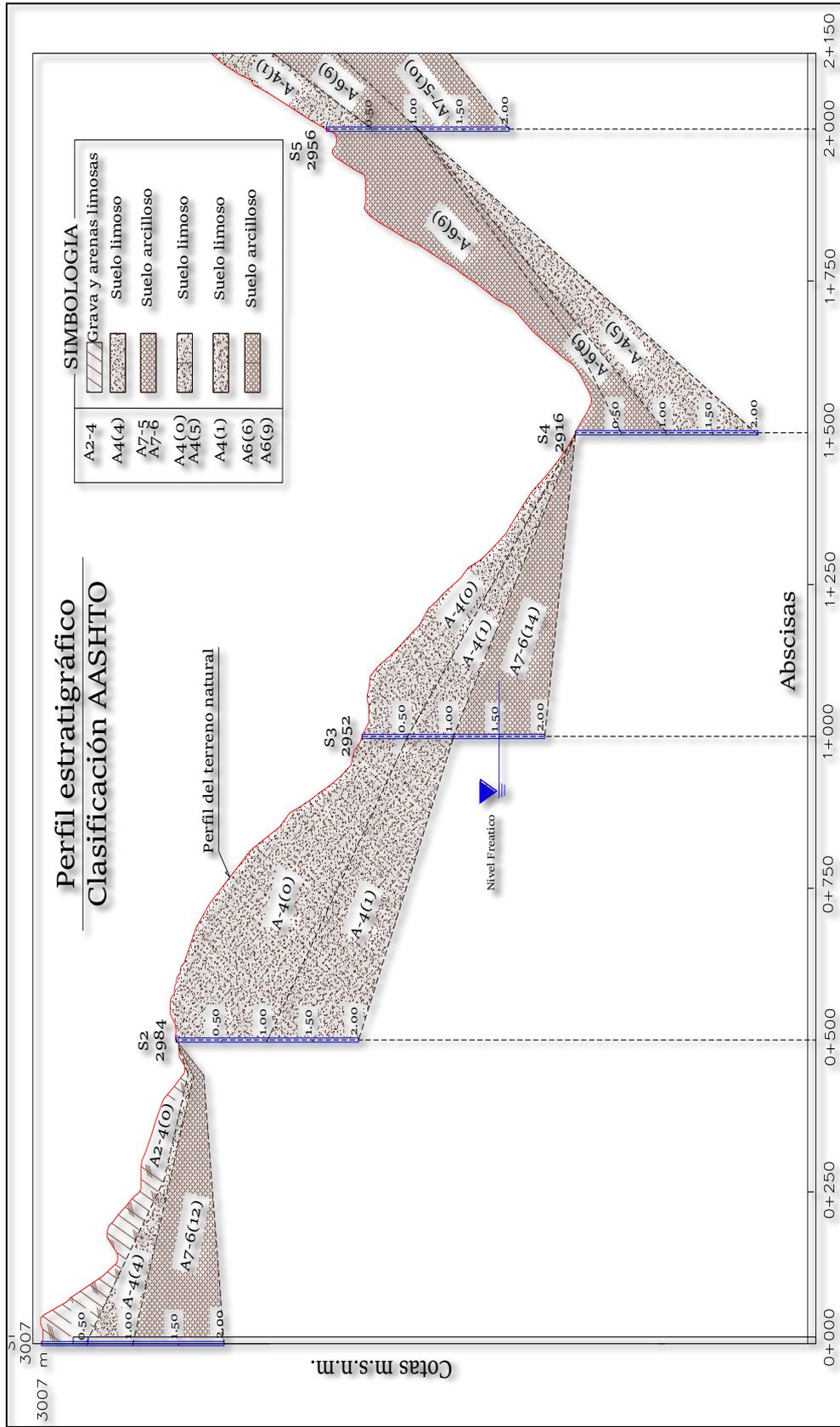


Figura 42. Perfil estratigráfico, clasificación de suelos de acuerdo al sistema AASHTO.

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

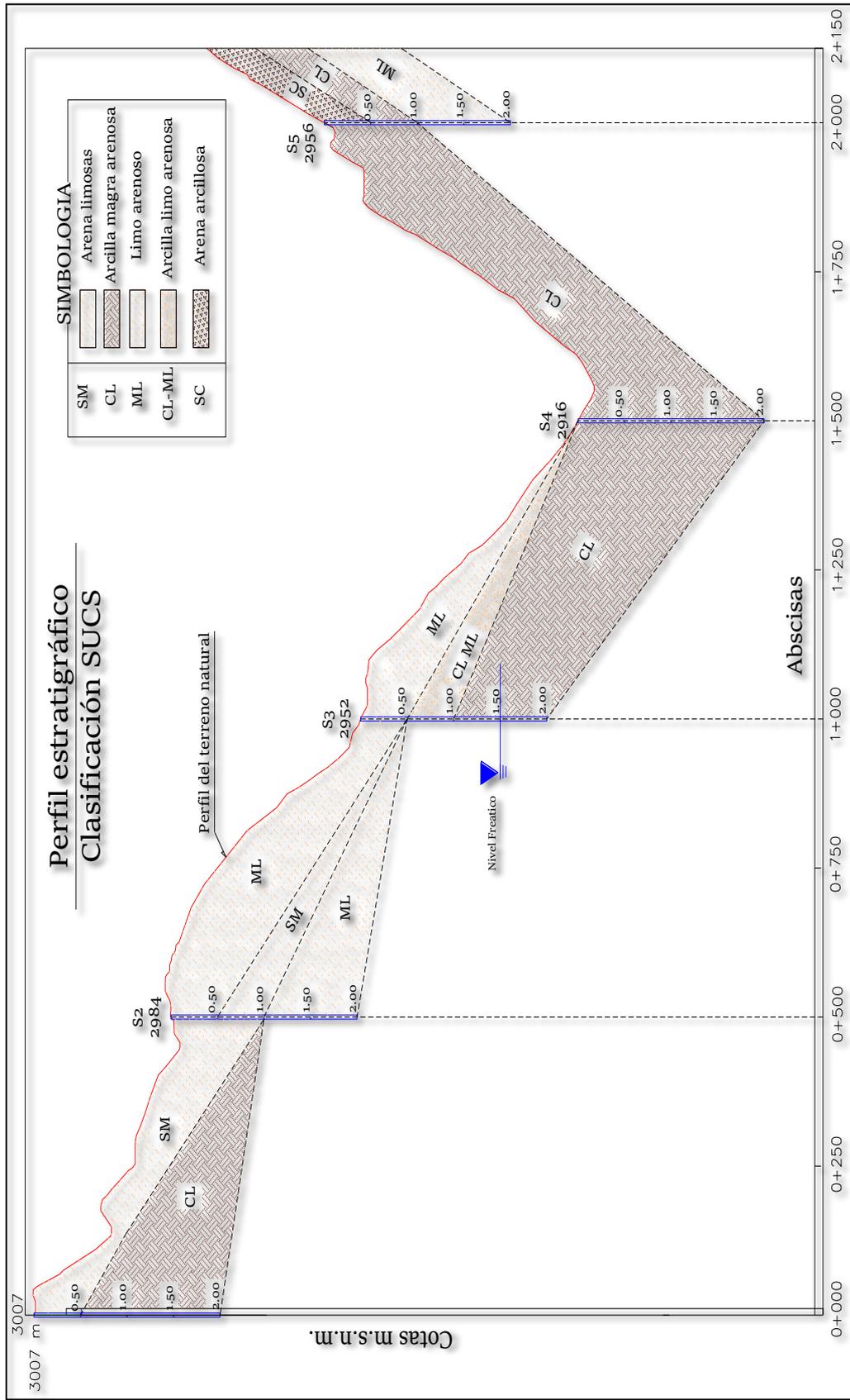


Figura 43. Perfil estratigráfico, clasificación de suelos de acuerdo al sistema SUCS.

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

6.8.5 Capacidad de soporte del suelo (CBR).

Para el proyecto de la comunidad de San Pablito de Agualongo se determinó el valor CBR (Californian Bearing Ratio), mediante dos ensayos, uno en situ (Cono dinámico de penetración, DCP) según norma ASTM D6951/D6951M-09, y otro ensayo en laboratorio para obtención de CBR según norma ASTM D-1883-05, a continuación se describen cada uno de estos ensayos junto con sus respectivos resultados:

6.8.5.1 Ensayo CBR de laboratorio.

Según normas ASTM D-1883-05, la finalidad del este ensayo, es determinar la capacidad de soporte CBR de suelos y agregados compactados en laboratorio, con humedad óptima y niveles de compactación variables. Este método fue desarrollado por la división de carreteras del Estado de California (EE.UU.) y sirve para evaluar la calidad relativa del suelo para sub-rasante, sub-base y base de pavimentos.

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria en Kg. /cm² (libras por pulgadas cuadrada, (psi)) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19.4 centímetros cuadrados) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado en ecuación (manual de ensayo de cbr, 2011, p. 1).

La expresión que define al CBR, es la siguiente:

$$CBR = \frac{\text{Carga unitaria de ensayo}}{\text{Carga unitaria patrón}} * 100$$

De la ecuación se puede concluir que un porcentaje de carga unitaria patrón es el número de CBR, es un porcentaje de la carga unitaria patrón. Por facilidad no se toma en cuenta al símbolo de (%) y se lo representa como numero entero.

En la siguiente tabla se indican los valores de carga unitaria que deben utilizarse en la ecuación.

Tabla 72. Valores de carga unitaria.

Penetración		Carga unitaria patrón		
mm	pulgada	MPa	Kg/cm ²	psi
2.54	0.1	6.90	70.00	1000
5.08	0.2	10.30	105.00	1500
7.62	0.3	13.10	133.00	1900
10.16	0.4	15.80	162.00	2300
12.70	0.5	17.90	183.00	2600

Fuente: (ASTM D 05, 1883)

Usualmente el número CBR, se basa en la relación de carga para una penetración de 2,5 mm. (0,1”), sin embargo, si el valor de CBR a una penetración de 5 mm. (0,2”) es mayor, el ensayo debe repetirse. Si en un segundo ensayo se produce nuevamente un valor de CBR mayor de 5 mm., de penetración, dicho valor será aceptado como valor del ensayo. Los ensayos de CBR se hacen sobre muestras compactadas con un contenido de humedad óptimo, obtenido del ensayo de compactación Proctor. (manual de ensayo de cbr, 2011, pág. 2)

El ensayo de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y sub-rasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas, la tabla 72 da una clasificación típica.

Tabla 73. Clasificación de suelos para infraestructura de pavimentos.

CBR	Clasificación general	Usos	Sistema de clasificación	
			Unificado	AASHTO
0 - 3	muy pobre	subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3 - 7	pobre a regular	subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7 - 20	regular	sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	bueno	base, sub-base	GM, GC, W, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
> 50	excelente	base	GW, GM	A1-a, A2-4, A3

Fuente: (ASTM D 05, 1883)

Los valores del CBR se pueden clasificar en el rango de 0 a 100, cuando mayor es su valor mejor es la capacidad de soporte del suelo de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 74. Clasificación del suelo de acuerdo al CBR.

CBR	Clasificación
0-5	Subrasante muy mala
5-10	Subrasante mala
10-20	Subrasante regular a buena
20-30	Subrasante muy buena
30-50	Sub. base buena
50-80	Base buena
80-100	Base muy buena

Fuente: (ASTM D 05, 1883)

En base a los estudios realizados por el laboratorio de ensayos de materiales de la Universidad Politécnica Salesiana, se determinó los siguientes valores de CBR de diseño como se muestra a continuación (ver anexo 15).

Tabla 75. Resumen del CBR de diseño obtenidos de laboratorio.

Tramo	Abscisa	CBR de diseño (%)
1	0+000	10
2	1+000	11

Fuente: Universidad Politécnica Salesiana – Laboratorio de ensayo de materiales.

De los valores obtenidos de los ensayos en el laboratorio, los CBR del proyecto se encuentran en el rango de (10 – 11) %; de acuerdo a la tabla 73 de la clasificación del suelo de acuerdo al CBR indica que la subrasante es regular a buena.

6.8.5.2 Ensayo in situ DCP (Cono dinámico de penetración).

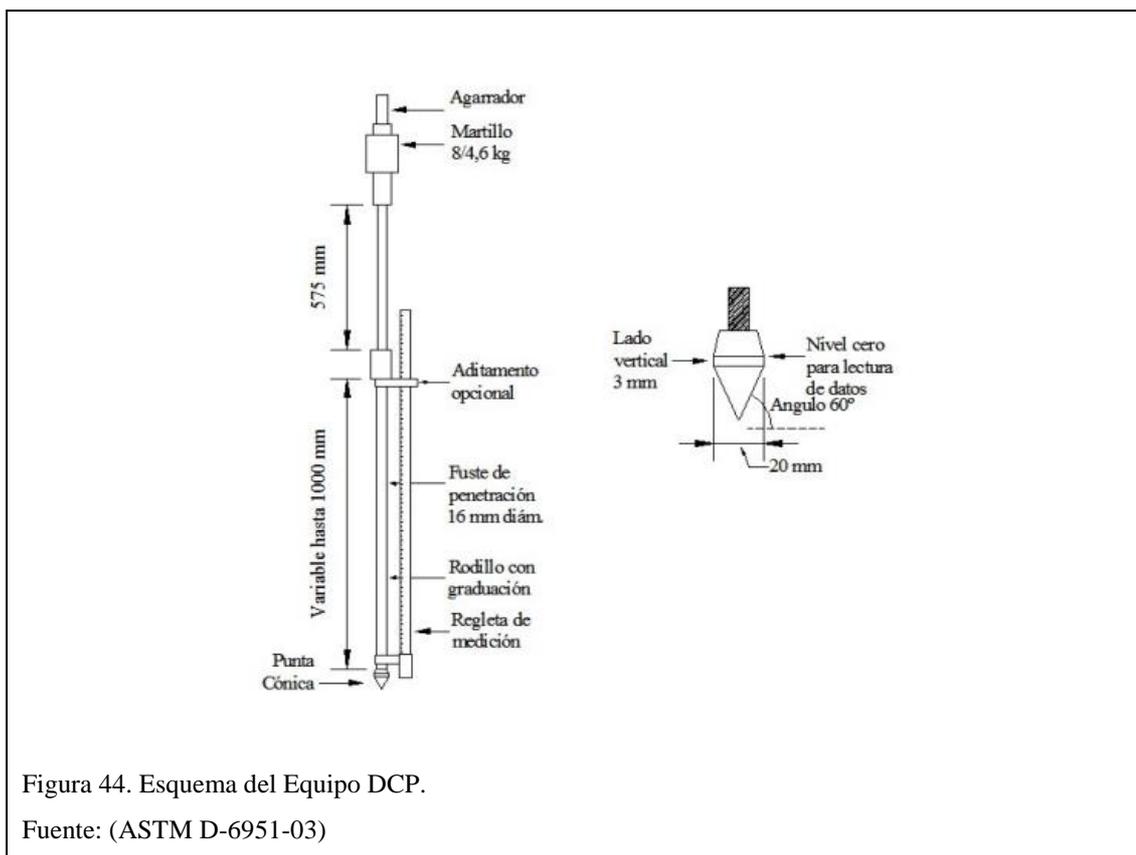
Según Norma ASTM D-6951/D6951M-09. El Cono Dinámico de Penetración, DCP, es un instrumento de uso práctico y económico para la evaluación de terraplenes y vías estructurales existentes. Durante el presente trabajo, se desarrolló una metodología para realizar ensayos de DCP cada 500 metros a lo largo de la infraestructura vial existente.

Este ensayo es utilizado esencialmente para evaluar la resistencia de suelos tanto no disturbados como compactados y estimar un valor de CBR en campo.

El DCP estima la capacidad estructural de las diferentes capas que conforman a un pavimento, detecta conjuntamente el grado de heterogeneidad que puede hallarse en una sección y la uniformidad de compactación del material, de manera rápida, continua y bastante precisa.

6.8.5.2.1 Especificaciones Geométricas del DCP.

El dimensionamiento de SOWER describe al DCP, con un martinete de 8 kg y un cono intercambiable en la punta con un ángulo de 60° y un diámetro de 20 mm como se muestra en la figura.



El ensayo consisten en penetrar continuamente las capas de suelo bajo la acción dinámica del martinete el cual tiene un caída libre de 575 mm, con la ayuda de una escala anexa al instrumento se medirá la cantidad de milímetros que penetra la sonda para un determinado número de golpes.

Una vez tomados los datos se procede a realizar una gráfica de penetración vs número de golpes, el cambio de pendiente indica la variación de resistencia del suelo y el número de capas existente.

6.8.5.2.2 Número DCP.

Este número simboliza la penetración obtenida por golpe en mm/golpe; es el valor de la pendiente de la curva DCP para la capa en estudio, cuando más vertical sea la gradiente, menor será la resistencia del suelo. De igual manera esta medida de penetración describe la resistencia promedio de un suelo a través de cierta profundidad alcanzada, la cual se determina como el trabajo realizado por el suelo para detener el cono de penetración, dividido entre la distancia de penetración (ver anexo 16-17).

6.8.5.2.3 Correlaciones existentes para el DCP.

Se han desarrollado diferentes investigaciones para correlacionar el valor DCP con otras características físico-mecánicas o ensayos de suelos; la selección apropiada de este tipo de correlaciones está relacionada con el juicio del profesional en el área y las especificaciones del equipo DCP. La tabla 73 resume la expresión de correlación con el valor de soporte California (CBR%) más representativa para nuestro proyecto (equipo normado según ASTM).

Tabla 76. Resumen de expresiones para correlacionar el número DCP con otros valores CBR.

Relación entre DCP (mm/golpe) y:	Ecuación	Fuente	Observaciones
Valor de Soporte California (CBR%)	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,465 - 1,12 \cdot \text{Log}(\text{DCP})$ expresada también: $\text{CBR} = \frac{292}{\text{DCP}^{1,12}}$	ASTM D 6951	Apta para todo tipo de suelos (granulares y cohesivos).

Fuente: (Norma ASTM D6851/D6951M-09, 2009)

Mediante el ensayo del DCP se determinó de las gráficas de penetración vs número de golpes las pendientes o también llamado índice DCP, para luego determinar los CBR de campo con la fórmula de correlación asumida, obteniendo valores de CBR representativos del material de la subrasante, todos estos valores se encuentra resumidos en las tablas siguientes.

Tabla 77. Resumen del Índice DCP obtenidos en campo con DCP.

Tramo	Abscisa	Índice DCP (mm/golpe)
1	0+000	28
2	0+500	16
3	1+000	28
4	1+500	17
5	2+000	17

Fuente: Ensayo de DCP realizado en situ.

Correlación entre DCP (mm/golpe) y Valor de Soporte California (CBR%).

Tabla 78. Resumen del Índice DCP obtenidos en campo con DCP.

Resumen de análisis CBR por capa según DCP						
Absc.	Cantidad de golpes	Penetración (mm)	Índice DCP (mm/golpe)	CBR% (ASTM D6951-09)	CBR% (laboratorio)	CBR%
0+000	35	800	28	7	10	10
0+500	49	800	16	13	-	13
1+000	29	800	28	7	11	11
1+500	47	800	17	12	-	12
2+000	48	800	17	13	-	13

Fuente: Ensayo de DCP realizado en situ y CBR laboratorio.

6.8.5.3 (CBR) de diseño.

Para realizar el diseño de pavimentos flexibles se obtuvo el módulo resiliente (M_r) de la sub-rasante, el cual está en función de los valores del CBR del proyecto y se tomará un percentil del 85%, mismo que servirá para determinar el CBR de diseño de la sub-rasante del proyecto.

Tabla 79. Cálculo del percentil 85.

Ordinal	CBR %	Percentil 85%	
1	13	20	10,75
2	13	40	
3	12	60	
4	11	80	
5	10	100	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

CBR de Diseño = 10,75 %

6.8.6 Módulo resiliente de diseño.

El Módulo resiliente es contemplado por el método de diseño de pavimentos flexibles propuesto por AASHTO, como parámetro para representar la capacidad de soporte de los materiales de fundación del pavimento.

El módulo resiliente (MR) se determina mediante la ejecución de ensayos Triaxial dinámicos en muestras sometidas a cargas repetidas, lo cual se interrelaciona con la recomendación de la guía en lo referido a la determinación del parámetro indicado.

Si bien se puede hallar el MR, mediante fórmulas empíricas relacionadas con otros ensayos básicos de capacidad de soporte (CBR), estos ensayos se realizan siguiendo el procedimiento de la norma de Resiliente Modulus of Uriband Granular Base/Sub base Materials and Subgrade Soils-AASHTO T294-921.

Cuando un vehículo circula sobre el pavimento, los neumáticos transmiten cargas que son absorbidas por la estructura, entonces un elemento diferencial de suelo ubicado en la subrasante, estará sometido a esfuerzos que a su vez inducen un estado de deformaciones, tal como se muestra en la figura 44.

Pero la respuesta real, está en función de las características propias de los materiales que conforman el pavimentos y donde las cargas impuestas por el tránsito tienen un carácter dinámico con muy cortos tiempos de aplicación. Luego la formación total inducida, se recupera al cesar la carga aplicada.

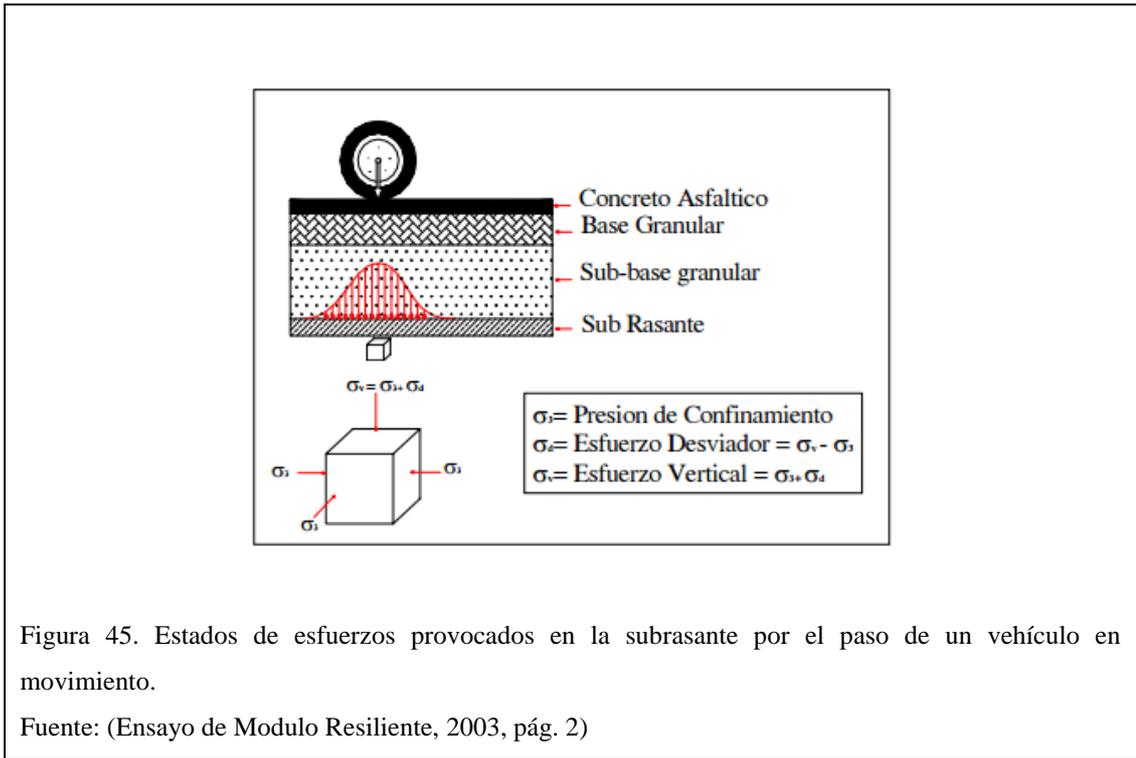


Figura 45. Estados de esfuerzos provocados en la subrasante por el paso de un vehículo en movimiento.

Fuente: (Ensayo de Modulo Resiliente, 2003, pág. 2)

La respuestas típica esperada de este ensayo, se puede observar en la figura 46, ya a partir de este ensayo se puede definir matemáticamente el módulo resiliente del material, según la expresión indicada en la ecuación.

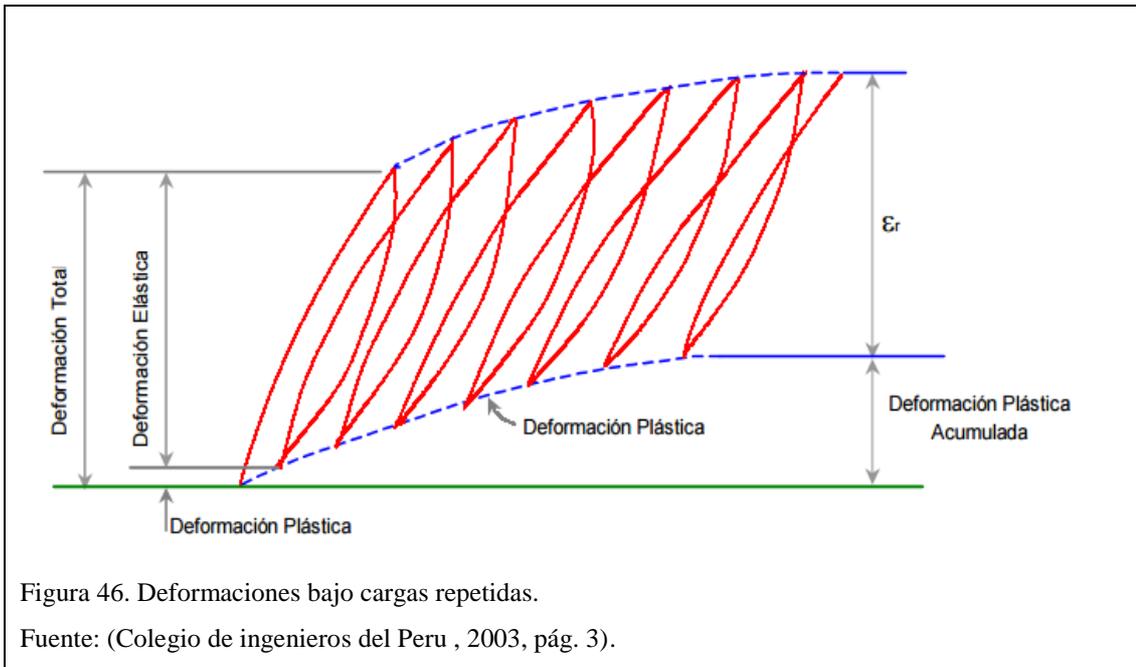


Figura 46. Deformaciones bajo cargas repetidas.

Fuente: (Colegio de ingenieros del Peru , 2003, pág. 3).

$$M_R (\sigma_3 \sigma_d \epsilon_r) = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} | \sigma_3$$

Dónde:

MR=Módulo resiliente; σ_d = Esfuerzo desviador; ϵ_r =Deformación recuperable medida en la dirección axial luego de un determinado número de repeticiones.

A continuación se determina el módulo resiliente de diseño (M_r) de la sub-rasante, dicho valor servirá para el diseño de pavimentos flexibles, la guía de diseño AASHTO-93 propone correlaciones que determinan el M_r a partir de ensayos de CBR.

Para CBR de diseño = 10,75%

- Si $CBR \leq 7.2\%$ $M_r = 1500 * CBR$ [psi]
- Si $7.2 > CBR \leq 20\%$ $M_r = 3000 * CBR^{0.65}$ [psi]
- Si $CBR > 20\%$ $M_r = 4326 * \ln CBR + 241$ [psi]
- Para $CBR < 12\%$ (AASHTO T493) $M_r = 2555 * CBR^{0,64}$ [psi] ◀ A utilizar.

De donde tomaremos la siguiente ecuación para el módulo resiliente de la sub-rasante:

MR (Módulo Resiliente) = $2555 * CBR^{0,64}$ (Diseño)

$M_r = 2555 * 10,75^{0,64}$

$M_r = 11681.33$ PSI

$1 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 14.21$ PSI

$MR = 822.05 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

6.9 Ensayo Triaxial (U.U).

Previo al ensayo en laboratorio se realizó el día 30 de enero del 2015 la colecta de dos muestras indisturbadas tomadas en el talud izquierdo de la abscisa 0+100, a una altura de 2.00 y 3.00 metros medidos desde el nivel de la vía existente, dichas

muestras fueron representativas del cuerpo del talud superior e inferior para todo los taludes del proyecto, estas muestras de suelo fueron de forma cubica con dimensiones aproximadas de 30x30x30 cm, los mismos que fueron protegidos para evitar la pérdida de humedad hasta llegar al laboratorio.

De las muestras extraídas en el sitio de estudio, se realizó el ensayo Triaxial, en el laboratorio de suelos de la Universidad Politécnica Salesiana, según normas (ASTM D 2850-95)/AASHTO T296-94, este ensayo consiste en cargar una muestra de suelo en sus tres ejes, sobre la cual se aplica una presión de confinamiento mediante un fluido, generalmente agua o glicerina. Esto produce una consolidación isotrópica, adicionalmente se le aplica un esfuerzo en la dirección axial para provocar la falla. En este ensayo no se permite el drenaje de la muestra, por lo tanto no existe cambio volumétrico y se generan presiones de poro que pueden aumentar o disminuir la resistencia al corte de la muestra.



Figura 47. Máquina de cámara Triaxial.

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

En el siguiente cuadro se indican los resultados de los ensayos triaxiales obtenidos en laboratorio.

Tabla 80. Resumen de resultados de ensayos realizados en laboratorio.

Abscisa	Lado	Altura (m)	Clasificación		Densidad (γ) kg/m ³	Cohesión (c) kg/cm ²	Ángulo de fricción (ϕ) grados
			AASHTO	SUCS			
0+100	Izq	2.00	A-6 (8)	CL	1863.4	1.063	39.43
0+100	Izq	3.00	A-4 (3)	OL	1770.64	0.443	29.31

Fuente: Resultados de ensayos del laboratorio UPS.

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

6.10 Estabilidad de taludes.

Este análisis de estabilidad consiste en determinar el tipo y los parámetros de corte del suelo de los taludes existentes en la vía, para establecer el ángulo de reposo y garantizar su estabilidad, de donde se determinara si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

Los taludes del proyecto tienen zonas de emplazamientos que comprenden, además de la vía, una franja de terreno a ambos lados de la misma, de donde se deberá diseñar los taludes óptimos en términos de seguridad, confiabilidad y economía.

El ángulo de talud estable máximo está directamente relacionado con el ángulo de fricción correspondiente a la resistencia máxima.

En la vía de estudio, los taludes son de poca altura y no sobrepasan los 5.00 metros, se distingue dos tipos de estratos, en la parte superior tenemos suelos limo arcillosos orgánicos de color negruzco con suelos arenosos y en la parte inferior suelos limos arcillo color café claro y suelos arenosos.

La presencia de los estratos de suelo ubicados en la parte superior del talud varía entre 0.50 a 2.00 metros; y los estratos inferiores varían entre 1.00 y 4.00 metros.

En el siguiente cuadro se indican los resultados de densidad, cohesión y el Angulo de fricción de las dos muestras ensayadas en laboratorio.

Tabla 81. Datos para el método de las dovelas.

SUELO		Triaxial N°1 Altura 3.00 m		SUELO		Triaxial N°2 Altura 2.00 m	
Densidad Natural (γ) =		1863,4	Kg/m ³	Densidad Natural (γ) =		1770,64	Kg/m ³
Cohesión (C) =		1,063	Kg/cm ²	Cohesión (C) =		0,443	kg/cm ²
Angulo de Fricción (Φ) =		39,43	°	Angulo de Fricción (Φ) =		29,31	°

Fuente: Resultados de ensayos del laboratorio UPS.

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

Cálculos.

Con los parámetros de corte del suelo se calcula el ángulo de reposo crítico θ , el mismo que nos servirá para considerar una inclinación aproximada del talud, con el que se determinara un factor de seguridad para el talud más crítico que se obtenga del diseño vertical del proyecto, según norma ASTM D144-00.

Según la teoría de Rankine la resistencia cortante de un suelo, S, depende de muchos factores como la cohesión, los esfuerzos laterales, el peso específico del suelo y las condiciones de drenaje.

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Dónde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción

σ' = esfuerzo normal efectivo.

De donde según Taylor la superficie de falla está representado por la función $45 + \frac{\phi}{2}$ y es de donde se determina que el ángulo de reposo crítico está en función del ángulo de fricción crítico (ϕ_c), esta simplificación se hace por lo dispendioso y complejo de los ensayos necesarios para determinar ϕ_c comparado con los métodos para obtener ϕ_{rep} , para una estimación directa de dicho ángulo.

Para el Triaxial N° 1 tenemos: $\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$

$$\theta = 45 + \frac{39,43}{2}$$

$\theta = 64,72^\circ$ (Angulo de reposo critico)

$$\tan 64,72 = \frac{y}{x}$$

$$Y = x * \tan 64,72 = 1 * \tan 64,72 = 2,12 = 2,00$$

Inclinación del talud: 1 Horizontal y 2.00 Vertical

Para el Triaxial N° 2 tenemos: $\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$

$$\theta = 45 + \frac{29,31}{2}$$

$\theta = 59,66^\circ$ (Angulo de reposo)

$$\tan 59,66 = \frac{y}{x}$$

$$Y = x * \tan 59,66 = 1,71 = 1,70$$

Inclinación del talud: 1 Horizontal y 1,70 Vertical.

Para determinar si el talud de diseño es o no estable se consideró el método Sueco de Fellenius o método de las dovelas, de donde dice que la superficie de deslizamiento de la cuña es cilíndrica y que la rotación se produce alrededor del centro del cilindro, cuando el factor de seguridad de la cuña sea igual o mayor que uno, entonces existe equilibrio entre las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento y las fuerzas que se oponen a él; por lo tanto, el corte será estable.

Fórmulas de Cálculo:

$$P = \gamma * \text{Volumen}$$

Σ fuerzas de Volcamiento

$$\Sigma P * \text{sen } \theta$$

Σ fuerzas Estabilizadoras
 $\Sigma(C*1 + P*\cos \Theta * \tan \Phi)$

Factor de seguridad

$$F_s = \frac{\Sigma(C*1 + P*\cos \Theta * \tan \Phi)}{\Sigma P*\sin \theta} > 1; \text{ Talud estable.}$$

La zona por donde atraviesa la vía tiene un potencial agrícola y por la topografía irregular que presenta el terreno se produce el humedecimiento de los taludes por la aguas de riego, en estos lugares será necesario la construcción de cunetas revestidas de hormigón en la parte superior.

6.11 Estudio de fuentes de materiales.

El estudio de fuentes de materiales permitió definir la ubicación y características de las fuentes que dado su volumen de material, su facilidad de acceso y ubicación geográfica en relación a la zona del proyecto presentan las características más adecuadas para su utilización.

En el cantón, hasta marzo del 2014, según el catastro minero, existe un total de 20 minas de materiales de construcción que representan un total de 349 ha, de las cuales, 18 están inscritas y 2 en trámite, tal como se puede apreciarse en la tabla 82.

Tabla 82. Inventario de concesiones mineras del Cantón Pedro Moncayo.

Nombre	Estado	Fase	Fecha	Superficie	
				(ha)	(%)
Cantera Villamarin	Inscrita	Concesión minera	16/11/2004	9,00	2,6%
San José	Inscrita	Concesión minera	21/01/2002	23,00	6,6%
José	Inscrita	Concesión minera	19/10/2004	14,00	4,0%
Pingulmi 2	Inscrita	Libre aprovechamiento	03/10/2011	15,58	4,5%
Santa Dolores	Inscrita	Minería artesanal	12/11/2011	4,00	1,1%
Pisque	Inscrita	Minería artesanal	26/11/2012	3,40	1,0%
San Luis	Inscrita	Minería artesanal	23/07/2012	2,60	0,7%
Tabacundo (MOP)	Inscrita	Libre aprovechamiento	13/06/2013	215,00	61,6%
Pingulmi 3	Inscrita	Libre aprovechamiento	26/05/2013	0,66	0,2%
San Francisco	Inscrita	Minería artesanal	23/01/2014	4,00	1,1%
Jaritza I	Inscrita	Minería artesanal	14/03/2014	6,00	1,70%
Lucrecia	Inscrita	Minería artesanal	17/12/2013	6,00	1,70%
Juan José I	Inscrita	Minería artesanal	14/03/2014	6,00	1,70%
Lorena	Inscrita	Minería artesanal	08/05/2014	6,00	1,70%
Las Rosas	Inscrita	Minería artesanal	28/01/2014	6,00	1,70%
San Marcos	Inscrita	Minería artesanal	28/02/2014	6,00	1,70%
San Hernán	Inscrita	Minería artesanal	13/03/2014	6,00	1,70%
Rojas José Roberto	Inscrita	Minería artesanal	12/02/2014	6,00	1,70%
Construcal	Trámite	Minería artesanal		6,00	1,10%
Delia María	Trámite	Minería artesanal		4,00	1,70%
TOTAL				349,24	100%

Fuente: (Agencia de Regulación y control Minero, 2014)

El 02 de Abril del 2015, se llevaron a cabo estudios y análisis de fuentes de materiales localizados en el sector de Tabacundo, de donde dada su localización geográfica con respecto a la zona del proyecto, su accesibilidad y volumen de materiales, se identificó como la más favorable la “Cantera Construcal” anteriormente perteneciente a la Cantera Cadena Losa, la misma que actualmente se encuentra en trámites para su registro ambiental con su nuevo nombre.

De la Cantera Construcal se determinaron las propiedades físicas y mecánicas de los agregados mismos que serán parte de las capas del pavimento y de la elaboración de hormigón hidráulico a utilizar en el proyecto de tener las características adecuadas para la estructura de diseño.

6.11.1 Ubicación de Canteras.

La mina Construcal Cía. Ltda. Compañía Pétreos, anteriormente llamada Cantera Peñalosa se encuentra ubicada al Sur-Oeste del proyecto, a orillas del río Pisque con una elevación de 2660 m.s.n.m. situada a una distancia de 12.4 km desde el inicio de la vía en estudio. Simultáneamente se investigaron varias fuentes alternas entre las

que se encuentran más próximas al proyecto la mina del Pisque y la Mina de Pingulmi 2, localizadas a los márgenes de la vía Panamericana Norte y que proveen de materiales aptos para sub-bases y rellenos, estas fuentes en la actualidad son explotadas y empleadas en proyectos de la localidad.

Localización de la mina Construcal Cía. Ltda.

Tabla 83. Ubicación de las minas.

País	Provincia	Cantón	Parroquia
Ecuador	Pichincha	Pedro Moncayo	Tabacundo
Latitud	1531.38 Norte	Longitud	809361.30 Este

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

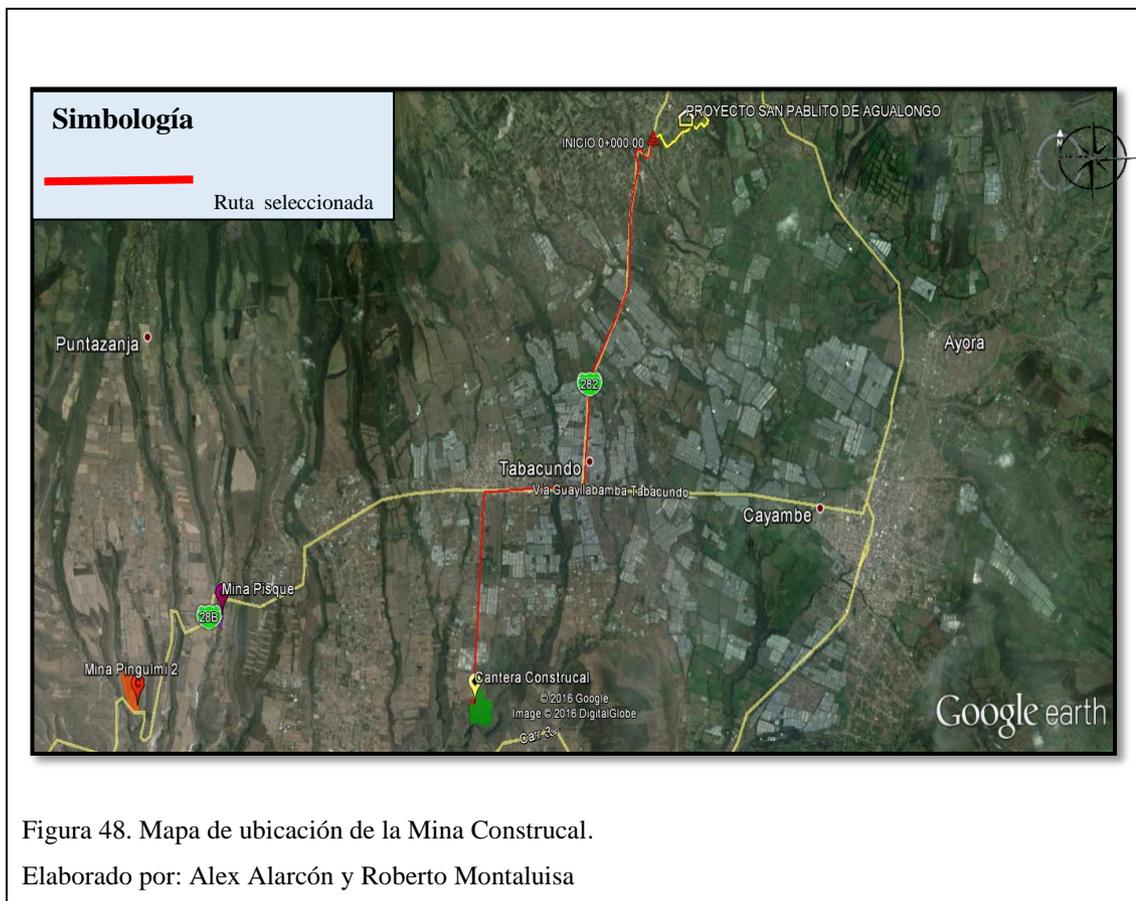


Figura 48. Mapa de ubicación de la Mina Construcal.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

6.11.2 Clasificación de los materiales de la mina Construcal Cía. Ltda.

En base al muestreo y ensayos de laboratorio de los diferentes agregados que se producen en la cantera Construcal Cía. Ltda., junto con las Especificaciones

Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002, se determinó si los materiales de la mina en mención son aptos para conformar las distintas capas de la estructura del pavimento.

Con las muestras de agregados gruesos y finos colectadas en cantidades representativas en la cantera se realizaron los ensayos en el laboratorio de suelos y materiales de la Universidad Politécnica Salesiana mismos que se describen a continuación:

- Granulometrías Completas de cada uno de los Agregados.
- Límites de consistencia de la fracción pasante del Tamiz N° 40.
- Desgaste a la Abrasión en la Maquina de los Ángeles del Agregado Grueso
- Desgaste por Acción del Sulfato de Sodio del Agregado Grueso y Fino

Tabla 84. Especificaciones técnicas de los agregados granulométricos.

Granulometría
<p>De acuerdo a las especificaciones MOP-001-F-2002, se considerará al material como: Base clase 1.- los agregados deberán graduarse uniformemente de grueso a fino y cumplirán las exigencias de granulometría que se indican en la tabla 404-4.1 de estas especificaciones, lo cual será comprobado mediante ensayos granulométricos, siguiendo lo establecido en la Norma INEN 696 y 697 (AASHTO T-11 Y T-27). Los agregados gruesos no presentarán un porcentaje de desgaste mayor a 40 en el ensayo de abrasión, Normas INEN 860 y 861 (AASHTO T-96), Ni arrojarán una pérdida de peso mayor al 12% en el ensayo de durabilidad, Norma INEN 863 (AASHTO T-104).</p> <p>Agregados para Base clase 2 y 3.- los agregados cumplirán con los requisitos establecidos en las subsecciones 814-2 814-3, para la porción triturada y cribada, respectivamente, y se mezclarán en la proporción indicada en las Especificaciones particulares de la obra, antes de su empleo. Su granulometría será la indicada en las Tablas 404-1.2 y 404-1.3 respectivamente.</p> <p>Materiales para capa de rodadura.- Las capas de base que sirvan como capas de rodadura cumplirán con las exigencias de las secciones anteriores, de acuerdo al tipo que se haya especificado, con la sola excepción de que la porción de los agregados que pasen el tamiz N° 40 deberán tener un límite líquido menor de 35 y un índice de plasticidad entre 6 y 9.</p> <p>Sub-bases de agregados.- los agregados deberán graduarse uniformemente de grueso a fino y cumplir las exigencias de granulometría que se indican en la tabla 403-1.1 de estas especificaciones. Los agregados gruesos no presentarán un porcentaje de desgaste mayor a 50 en el ensayo de abrasión, Norma INEN 860 Y 861 (AASHTO T-96). La porción del agregado que pase el tamiz N° 4, incluyendo el relleno mineral, deberá carecer de plasticidad o tener un límite líquido menor de 25 y un índice de plasticidad menor de 6, al ensayarse de acuerdo a los métodos establecidos en las Normas INEN 691 Y 692 (AASHTO T-89 y T-90).</p> <p>El máximo porcentaje de materiales deletéreos en los agregados es de 1% en peso según la Norma ASTM C142.</p>

Continúa...

Continuación..

ABRASIÓN			
De acuerdo con las especificaciones generales MOP-001-F-2002, los agregados que se empleen para sub-base, bases, mezclas asfálticas y hormigones deberán cumplir con los siguientes porcentajes de desgaste por abrasión:			
Sub-base: Máx. de 50%	Base: Menor del 40%	M. Asfálticas: Máx. 40%	Hormigón: Máx. de 50%
DESGASTE POR LA ACCIÓN DE SULFATOS			
De acuerdo a la NTE INEN 0872, los límites para las sustancias perjudiciales en los áridos para el hormigón son: Para el árido grueso el % máximo en masa si se utiliza sulfato de magnesio es 18, y si se utiliza sulfato de sodio es 12. Para el árido fino el % máximo en masa si se utiliza sulfato de magnesio es 15, y si se utiliza sulfato de sodio es 10.			
PORCENTAJE DELETERIOS (TERRONES DE ARCILLA Y PARTÍCULAS DELEZNABLES)			
Sustancia perjudicial (Más fino que el tamiz INEN 75µm - No.200)	Porcentaje máximo en masa		
	Agregado grueso	Agregado fino	
a) Para hormigón sometido a abrasión	1	1	
b) Para cualquier otro hormigón	1		

Fuente: (MOP-001-F-2002)

Tabla 85. Resultados de ensayos realizados a los materiales de la Mina Construcal Cía. Ltda.

Ensayo de granulometría																	
Granulometría completa																	
Tamiz No.	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	100	200
% Que pasa	96	87	74	57	51	50	49	48	43	38		31	23		16	10	4
Granulometría Agregado grueso (Ripio Grueso)																	
Tamiz No.	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	100	200
% Que pasa			100	94	64	34	8	3	2		2			1			1
Granulometría agregado fino 1 (Polvo de piedra)																	
Tamiz No.	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	100	200
% Que pasa						100	91	76	41		28			16			5
Granulometría agregado fino 2 (Arena base 1)																	
Tamiz No.	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	100	200
% Que pasa							100	99	91		74			38			9
Ensayo de abrasión del agregado grueso (tamaño máx: 75mm)																	
Abrasión										30,70%							
Observaciones: El porcentaje de abrasión de la muestra es menor al máx. especificado del 40%, por lo tanto el material cumple para el presente ensayo. (Uso en base, sub-bases granulares, hormigones y mezclas asfálticas)																	
Ensayo de desgaste por la acción de sulfatos en agregados																	
Agregado	% de desgaste																
Agregado grueso	0,91																
Agregado fino	1,84																
% de desgaste total=	2,75																
Observaciones: El desgaste cuantitativo de la muestra total es menor al especificado (12%)																	
Ensayo de equivalencia de arena																	
Muestra No	Lectura de arcilla (mm)					Lectura de arena (mm)					Equivalente de arena (%)						
1	3,9					2,7					69,23%						
2	3,9					2,7					69,23%						
3	3,9					2,8					71,79%						
Promedio =													70%				
Observaciones: El porcentaje de arena es mayor que 50% que es el mínimo especificado (Usos: Sub-base, Base y mezclas asfálticas)																	

Fuente: Universidad Politécnica Salesiana, Laboratorio de ensayo de materiales.

CAPITULO 7

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO Y DRENAJE

7.1 Alcance de los estudios.

El diseño hidráulico de la vía de la comunidad San Pablito de Agualongo perteneciente a la parroquia de Tupigachi del cantón Pedro Moncayo, por su ubicación, características geográficas, y al hallarse en la zona 14 de pluviosidad, servirá para resolver problemas de drenaje superficial y subterráneo, que protejan la estructura vial, ver figura 49.

El drenaje superficial tiene el propósito de conducir las aguas de escorrentía de la carretera hacia sitios de descarga preferentemente de forma natural, con el fin de evitar la influencia negativa del agua en la estructura de la vía y en el tránsito vehicular.

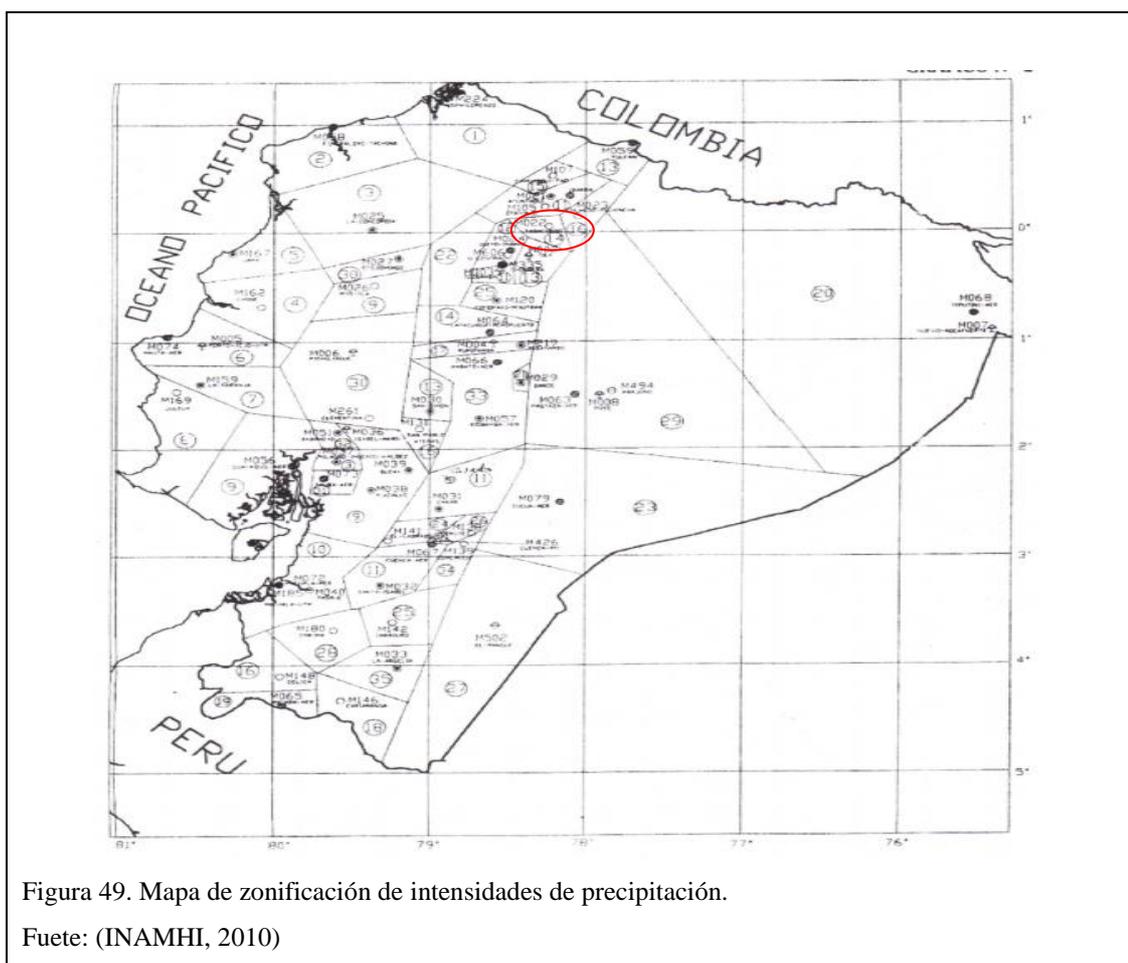


Figura 49. Mapa de zonificación de intensidades de precipitación.

Fuente: (INAMHI, 2010)

7.2 Generalidades.

La vía en estudio se encuentra en una cota promedio de 2970 msnm, ubicada al nor-oriente de la provincia de Pichincha, en el cantón Pedro Moncayo. Iniciando en el kilómetro 7.00 de la vía Tabacundo - Cajas hasta llegar a la línea del tren que atraviesa la Comunidad de San Pablito de Agualongo, con un total de 1.205 km, ver figura 50.

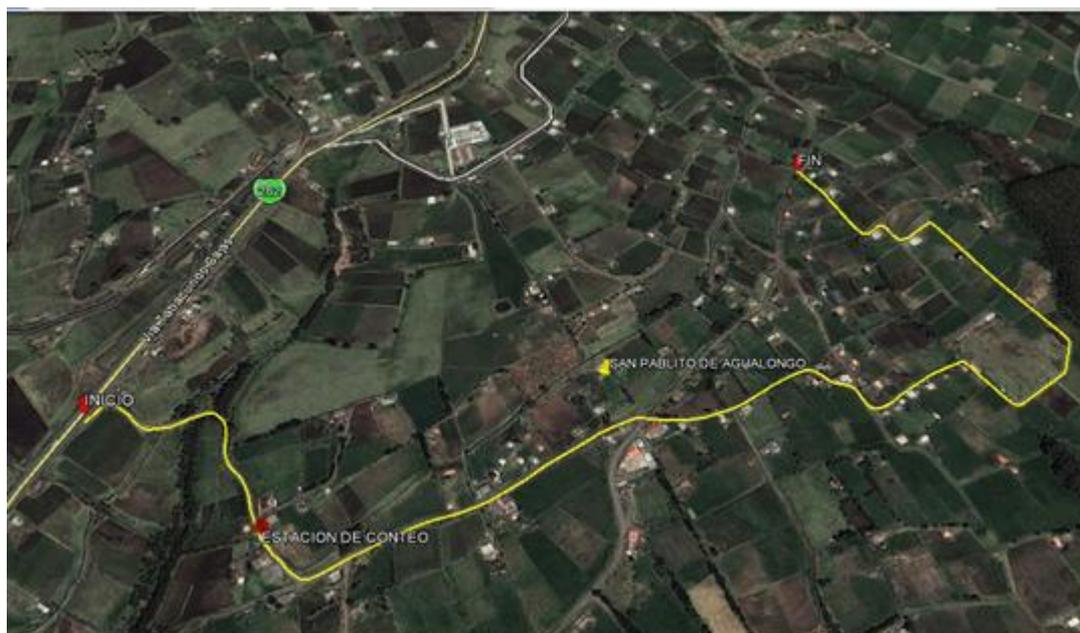


Figura 50. Ubicación del Proyecto San Pablito de Agualongo.

Fuente: (Google, 2016)

7.3 Climatología.

El clima del cantón Pedro Moncayo donde se encuentra el sector de proyecto corresponde a un clima frío húmedo, con una temperatura media de 13°C.

El sector carece de estaciones meteorológicas, la más cercana se encuentra en el sector de Tomalón parroquia la Esperanza, ubicada a una elevación de 2790 msnm con coordenadas: Latitud 000200N y longitud 781400W, en consecuencia el análisis de datos corresponden a esta estación, y se analiza para un periodo de 12 años.

Tabla 86. Ubicación de la estación Tabacundo.

Código	Nombre de la estación	Latitud			Longitud			Altitud (msnm)
		GG	MM	SS	GG	MM	SS	
M-022	TABACUNDO	0°	3'	11" N	78°	14'	06" W	2955

Fuente: (INAMHI, 2010)

Con el mapa de zonificación de intensidades se observa que el proyecto se encuentra en la zona 14, donde se encuentra la estación M-022 con la que se realizará todo el estudio.

Para determinar la intensidad para un período de retorno dado, nos basamos en la fórmula de la estación M-022, que está presente en las ecuaciones representativas de estaciones pluviográficas.

Tabla 87. Ecuaciones representativas de las ecuaciones pluviográficas.

CODIGO	ESTACION	DURACION	ECUACION
M-002	LA TOLA	5 min < 45 min	$I_{TR} = 79.908 t^{\wedge} - 0.3142 Id_{TR}$
		45 min < 1440 min	$I_{TR} = 755.57 t^{\wedge} - 0.9093 Id_{TR}$
M-003	IZOBAMBA	5 min < 70 min	$I_{TR} = 121.48 t^{\wedge} - 0.4723 Id_{TR}$
		70 min < 1440 min	$I_{TR} = 808.32 t^{\wedge} - 0.9215 Id_{TR}$
M-004	RUMIPAMBA	5 min < 40 min	$I_{TR} = 201.28 t^{\wedge} - 0.4573 Id_{TR}$
		40 min < 1440 min	$I_{TR} = 1415.8 t^{\wedge} - 0.9947 Id_{TR}$
M-005	PORTOVIEJO	5 min < 48 min	$I_{TR} = 54.079 t^{\wedge} - 0.3989 Id_{TR}$
		48 min < 1440 min	$I_{TR} = 180.58 t^{\wedge} - 0.712 Id_{TR}$
M-006	PICHILINGUE	5 min < 80 min	$I_{TR} = 43.464 t^{\wedge} - 0.3161 Id_{TR}$
		80 min < 1440 min	$I_{TR} = 373.48 t^{\wedge} - 0.8059 Id_{TR}$
M-007	Nvo. ROCAFUERTE	5 min < 85 min	$I_{TR} = 65.193 t^{\wedge} - 0.3768 Id_{TR}$
		85 min < 1440 min	$I_{TR} = 608.19 t^{\wedge} - 0.879 Id_{TR}$
M-008	EL PUYO	5 min < 85 min	$I_{TR} = 53.786 t^{\wedge} - 0.3846 Id_{TR}$
		85 min < 1440 min	$I_{TR} = 327.42 t^{\wedge} - 0.792 Id_{TR}$
M-021	ATUNTAQUI	5 min < 55 min	$I_{TR} = 125.37 t^{\wedge} - 0.4831 Id_{TR}$
		55 min < 1440 min	$I_{TR} = 606.39 t^{\wedge} - 0.8789 Id_{TR}$
M-022	TABACUNDO	5 min < 30 min	$I_{TR} = 123.7 t^{\wedge} - 0.3926 Id_{TR}$
		30 min < 1440 min	$I_{TR} = 673.78 t^{\wedge} - 0.8968 Id_{TR}$
M-023	OLMEDO	5 min < 30 min	$I_{TR} = 77.067 t^{\wedge} - 0.4602 Id_{TR}$
		30 min < 1440 min	$I_{TR} = 198.13 t^{\wedge} - 0.7394 Id_{TR}$
M-024	IÑAQUITO	5 min < 50 min	$I_{TR} = 124.28 t^{\wedge} - 0.4496 Id_{TR}$
		50 min < 1440 min	$I_{TR} = 783.9 t^{\wedge} - 0.9183 Id_{TR}$
M-025	LA CONCORDIA	5 min < 96 min	$I_{TR} = 52.564 t^{\wedge} - 0.3135 Id_{TR}$
		96 min < 1440 min	$I_{TR} = 786.65 t^{\wedge} - 0.9117 Id_{TR}$
M-026	PTO. ILA	5 min < 75 min	$I_{TR} = 35.753 t^{\wedge} - 0.3035 Id_{TR}$
		75 min < 1440 min	$I_{TR} = 278.96 t^{\wedge} - 0.7757 Id_{TR}$
M-027	STO. DOMINGO	5 min < 60 min	$I_{TR} = 40.338 t^{\wedge} - 0.2739 Id_{TR}$
		60 min < 1440 min	$I_{TR} = 376.42 t^{\wedge} - 0.8114 Id_{TR}$
M-029	BAÑOS	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28.784 t^{\wedge} - 0.4507 Id_{TR}$
		23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30.993 t^{\wedge} - 0.472 Id_{TR}$
M-030	SAN SIMON	5 min < 22 min	$I_{TR} = 76.005 t^{\wedge} - 0.3035 Id_{TR}$
		22 min < 1440 min	$I_{TR} = 395.83 t^{\wedge} - 0.8359 Id_{TR}$

Fuente: (INAMHI, 2010)

7.3.1 Características climatológicas.

7.3.1.1 Precipitación.

Para la obtención de los parámetros hidrológicos hidráulicos se recopila toda la información de la estación meteorológica (M-022) Tabacundo, se realiza los cálculos correspondientes para identificar las precipitaciones máximas, mínimas y medias, durante todos los años que se tiene registro en dicha estación, donde identificaremos las épocas de invierno y verano más representativas para futuras actividades a realizarse en el presente proyecto.

La precipitación es el agua de procedencia atmosférica que cae sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida o en forma sólida. La precipitación se mide por la altura en mm que alcanzaría su equivalente en agua en una superficie plana y horizontal donde no existan pérdidas ni por evaporación ni por infiltración (Gutierrez Caiza, 2014).

Tabla 88. Cuadro de precipitaciones de la estación Tomalón –Tabacundo.

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MAX 24 Hrs.
2000	78,5	99	72	93,7	167,1	61,5	6,2	4,2	99,4	35,5	32,4	34,8	784,3	34
2001	50,1	37,8	59	43,4	33,6	13	25,1	0	36	28,8	45,3	37,4	409,5	28,7
2002	23,9	33,1	26,7	109,2	32,9	41,3	1,4	6,3	9,9	114,3	80,7	98,4	578,1	34,2
2003	38,8	54,3	32,5	75,7	14,4	35,3	24,6	0	20,5	83,7	63,4	38,7	481,9	19,9
2004	38,6	20,5	16,3	84,3	63,6	1,5	4,5	0,6	50,3	48	54,4	106,5	489,1	27,3
2005	38,3	63,2	68,2	54,8	30,2	21,8	7,6	6,6	40,3	45,1	33,6	169,1	578,8	60,6
2006	41,2	83,4	108,6	88,2	38,5	62,3	3,5	4,9	4,6	72,7	134,2	101,5	743,6	29,2
2007	18,8	18,5	84,8	140,1	41,6	31,8	5	12,3	8,6	102,7	81,5	72	617,7	27,8
2008	42,4	82	145,9	108,4	91,7	37,8	9,5	22,8	8,4	123	56,8	53,9	782,6	26,6
2009	75,2	43,5	105	37,7	26,5	48,5	1,7	1,3	14,6	42,6	31,4	67,4	495,4	26,4
2010	22,6	39,1	23,3	108,5	60,2	48,6	63,1	10,2	47,6	57,7	115,5	105,1	701,5	22,3
2011	56	109	88,4	170,8	39,7	26,2	58,8	31,4	14,9	77,1	59	86	817,3	25,4
2012	86	69,3	52,7	112,7	6,7	7,7	3,2	5,6	9,5	59,8	113,9	19,4	546,5	38,1
PREP. MIN	18,8	18,5	16,3	37,7	6,7	1,5	1,4	0	4,6	28,8	31,4	19,4	409,5	
PREP. MAX	86	109	145,9	170,8	167,1	62,3	63,1	31,4	99,4	123	134,2	169,1	817,3	
PREP. MEDIA	46,95	57,9	67,95	94,42	49,75	33,64	16,48	8,17	28,05	68,54	69,39	76,17	617,41	

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa.

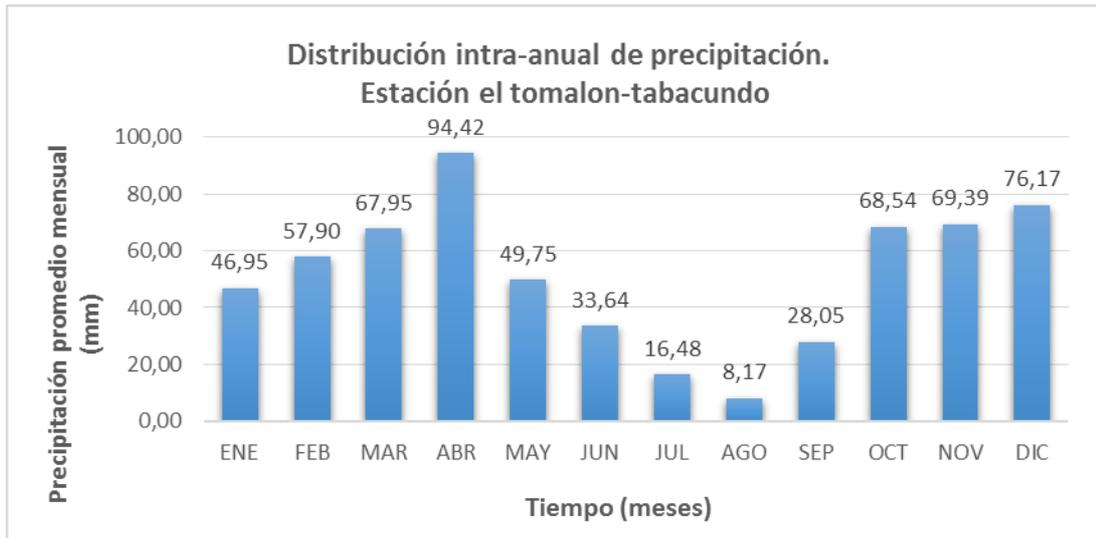


Figura 51. Distribución intra-anual de precipitación.

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Observando la distribución intra-anual de precipitación, el mes de mayor presencia de lluvia es el mes de abril con 94.42 mm, junto con los meses de febrero, marzo, octubre, noviembre y diciembre, en tanto, que el mes con menos presencia de lluvia es el mes de agosto con 8.17mm, junto con los meses de enero, mayo, junio, julio y septiembre, de donde se puede definir que existe un periodo de seis meses de verano y seis meses de invierno durante todo el año, mismos que servirán para seleccionar la temporada más óptima para ejecución de trabajos en el proyecto.

7.3.1.2 Temperatura.

Es un valor numérico que indica el estado de calor de un cuerpo, expresado en grados centígrados (°C), Fahrenheit (°F) o Kelvin (°K). En meteorología y en climatología al aire, agua, y suelo pero cuando no se indica lo contrario se refiere a la temperatura del aire (Gutierrez Caiza, 2014).

Tabla 89. Cuadro de Temperatura máxima, mínima y media.

Temperatura			
Años	máxima	mínima	media
2000	20,6	8,7	14,2
2001	21,8	9,1	15,00
2002	21,6	9,6	15,2
2003	21,9	8,8	14,9
2004	22,1	8,8	15
2005	22,1	9,1	15
2006	21,8	9,1	14,8
2007	21,9	8,9	14,7
2008	22,1	9	14,3
2009	22,3	8,80	14,9
2010	22,2	9,1	14,9
2011	21,7	8,4	14,4
2012	22,1	9,2	15

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 90. Temperatura máxima, mínima y media.

Estación	Temperatura (°C)		
	Máxima	Mínima	Media
TOMALON-TABACUNDO	22.3	8.4	15

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

7.3.1.3 Humedad relativa.

Es un parámetro que determina el grado de saturación de la atmósfera. Está definido por la relación existente entre la tensión de vapor actual y la tensión de vapor saturante a una determinada temperatura, multiplicada por cien. Su unidad de medida es el porcentaje, mientras más alto sea el porcentaje, mayor es el grado de saturación de la atmósfera (INAMHI, 2010).

Tabla 91. Humedad máxima, mínima y media

Humedad			
Años	máxima	mínima	media
2000	100	26	73
2001	100	16	67,00
2002	100	20	68
2003	100	24	67
2004	100	20	65
2005	100	17	63
2006	98	16	62
2007	100	18	65
2008	100	21	72
2009	100	4,00	41
2010	100	12	57
2011	100	17	65
2012	100	24	68
X	100	4	64,0769231

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 92. Humedad relativa máxima, mínima y media.

Estación	Humedad relativa (%)		
	Máxima	Mínima	Media
TOMALON-TABACUNDO	100	4	64

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

7.3.1.4 Heliofanía.

La heliofanía es el tiempo de duración del brillo solar. Se mide en horas y minutos de brillo solar. El dispositivo para medir la heliofanía es el heliofanógrafo, que es un aparato que registra de manera gráfica la duración del brillo solar, constituida por un lente esférico que realiza quemaduras en una faja de papel debido a la radiación recibida en forma directa, instalado a un metro cincuenta de altura (INAMHI, 2010).

7.4 Curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF).

Las curvas IDF, son una técnica que permite obtener información de las lluvias esperadas en una región, teniendo en cuenta tres de sus variables más importantes: Su intensidad, duración y frecuencia o tiempo de retorno. Esta técnica aunque antigua en su concepto, es muy vigente y de amplio uso en ingeniería, sobre todo para el diseño de obras hidráulicas y de gestión de recursos hídricos. Las curvas IDF, se presentan generalmente como un grupo de curvas, cada una de las cuales representa un período de retorno dado. En el eje X se tiene la duración del evento (lluvia) y en el eje Y, la Intensidad del mismo. Se debe hacer claridad que para poder utilizar esta técnica, se debe contar con una estación meteorológica cercana, la cual debe contar con mediciones hidrológicas de un periodo largo, por lo menos de 30 años, necesariamente obtenidas con pluviógrafo, dado que lo que se analiza es el pluviograma (F. Amparicio , 2004).

En el proyecto se trabajará en la zona 14 perteneciente a Tabacundo, con la utilización de la estación M022 Tabacundo, con sus respectivas ecuaciones para el diseño correspondiente.

Tabla 93. Ecuación representativa de la estación (M-022).

Código	Estación	Duración	Ecuación
M-022	TABACUNDO	5 min < 30 min	$I_{TR} = 123,7 t^{-0,3926} * Id_{tr}$
		30 min < 1440 min	$I_{TR} = 673,78 t^{-0,8968} * Id_{tr}$

Fuente: (INAMHI, 2010)

Dónde:

I_{TR} : intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h.

I_{dTR} : intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h.

TR: periodo de retorno en años.

T: tiempo de duración de la lluvia en minutos.

Tabla 94. Coordenadas de la estación Tabacundo M-022.

Código	Estación	Coordenadas		Altitud (msnm)	TR (Años)				
		Latitud	Longitud		5	10	25	50	100
M-022	Tabacundo	00°03'11"N	78°14'06"W	2955	1,70	1,80	1,90	2,00	2,00

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 95. Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h.

TR (años)	IdTR (mm/h)	Tiempo de duración (min)									
		5	10	15	20	30	60	120	360	720	1440
5	1,7	111,79	85,16	72,62	64,87	55,32	42,14	32,10	20,86	15,89	12,10
10	1,8	118,37	90,17	76,90	68,68	58,58	44,62	33,99	22,08	16,82	12,81
25	1,9	124,94	95,18	81,17	72,50	61,83	47,10	35,88	23,31	17,76	13,53
50	2	131,52	100,18	85,44	76,32	65,09	49,58	37,77	24,54	18,69	14,24
100	2	131,52	100,18	85,44	76,32	65,09	49,58	37,77	24,54	18,69	14,24

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

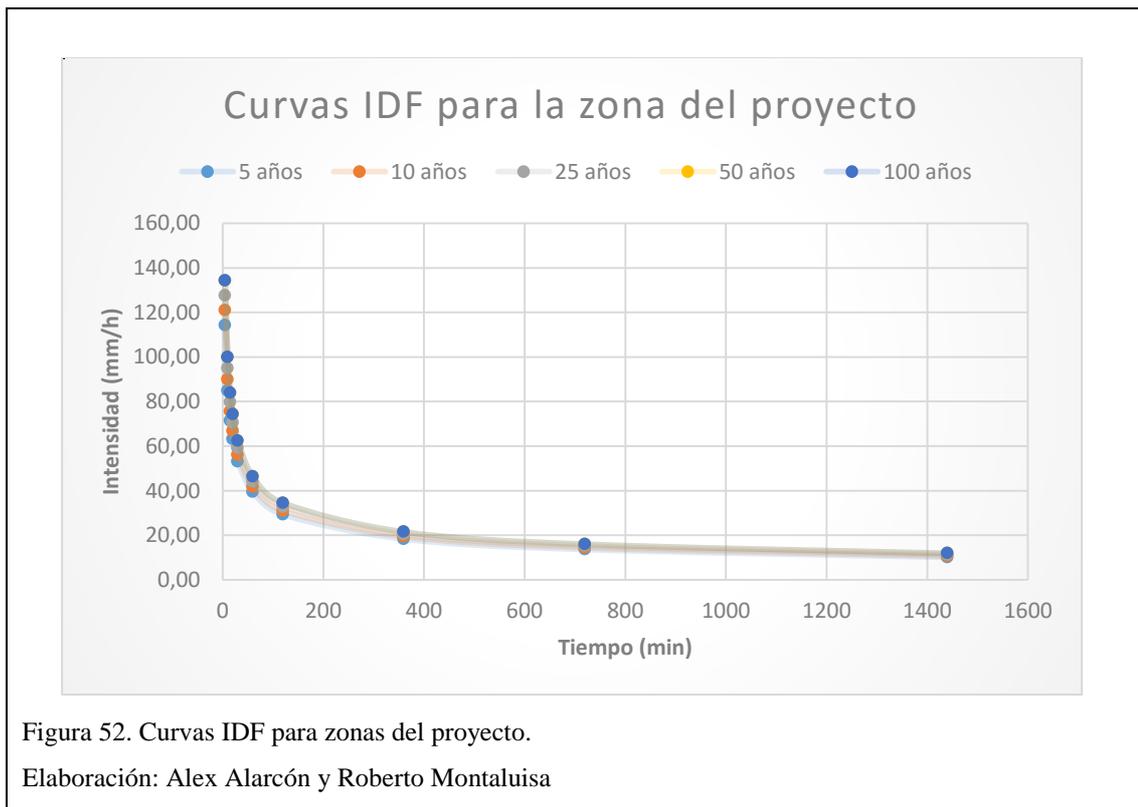


Figura 52. Curvas IDF para zonas del proyecto.

Elaboración: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

7.5 Áreas de drenaje.

El área de drenaje correspondiente a un determinado punto de la localidad a servir con un sistema de drenaje pluvial, se define como el área geográfica encerrada por los límites de aporte superficial del escurrimiento proveniente de la precipitación pluvial.

En general el área total de drenaje debe ser dividida con el objeto de facilitar la aplicación de los métodos de diseño hidrológico e hidráulico y diseñar los diferentes componentes del sistema de drenaje pluvial de la localidad.

El área de aporte incluye el área del tramo en consideración expresado en Ha. (Norma de diseño de sistema de alcantarillado, 2009).

7.5.1 Determinación de caudales.

7.5.1.1 Método Racional.

Los caudales se determina con el método racional, debido a que son cuencas menores a 200 Ha, las mismas que tienen características hidrológicas-hidráulicas simples, por lo tanto se cumple con todos los condicionantes para la utilización de este método, aplicando la siguiente fórmula.

$$Q = \frac{c * i * A}{360}$$

Dónde:

Q= Caudal pico (m³/s).

c= Coeficiente de escorrentía.

i= Intensidad de precipitación (mm/h), determinada en las curvas IDF para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca para el período de retorno adoptado.

A= Área de la cuenca de aporte (Ha).

7.5.1.2 Coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía integra una gran cantidad de variables hidrometeorológicas y características de infiltración morfológicas del suelo y las condiciones de uso, cobertura y ocupación del suelo.

Entre las variables hidrometeorológicas deben considerarse la intensidad, duración de la precipitación, la lluvia antecedente, la evaporación, etc.

Entre las variables de infiltración y morfológicas del suelo deben considerarse el grado de humedad y encharcamiento antecedente, la pendiente, la existencia de depresiones que permitan almacenamientos superficiales de agua, las posibilidades de escurrimiento encauzado, la capacidad de infiltración, etc.

Entre las variables de condiciones de uso, cobertura y ocupación del suelo deben considerarse las áreas permeables, las áreas impermeables, el tipo y grado de cobertura vegetal, etc., (EMAAP-Q, 2009).

Tabla 96. Coeficientes de escorrentía.

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía (C)
Pavimentos de hormigón y asfálticos	0,70 - 0,95
Pavimentos adoquinados	0,60 - 0,70
Pavimentos de Macadán	0,30 - 0,60
Superficie de grava	0,15 - 0,30
Zonas arboladas y bosques	0,10 - 0,20
Zonas con vegetación densa:	
Terrenos granulares	0,05 - 0,35
Terrenos arcillosos	0,15 - 0,56
Zonas con vegetación media:	
Terrenos granulares	0,10 - 0,50
Terrenos arcillosos	0,30 - 0,75
Tierra sin vegetación	0,20 - 0,80
Zonas cultivables	0,20 - 0,40

Fuente: (Lemos, 1999)

El proyecto se ubica sobre zonas dedicadas al cultivo y pastura, se trabaja con coeficientes de escorrentía de acuerdo a la cobertura y uso de suelo a lo largo del

proyecto vial, para la cual, se elaboró el mapa de cobertura que se indica a continuación.

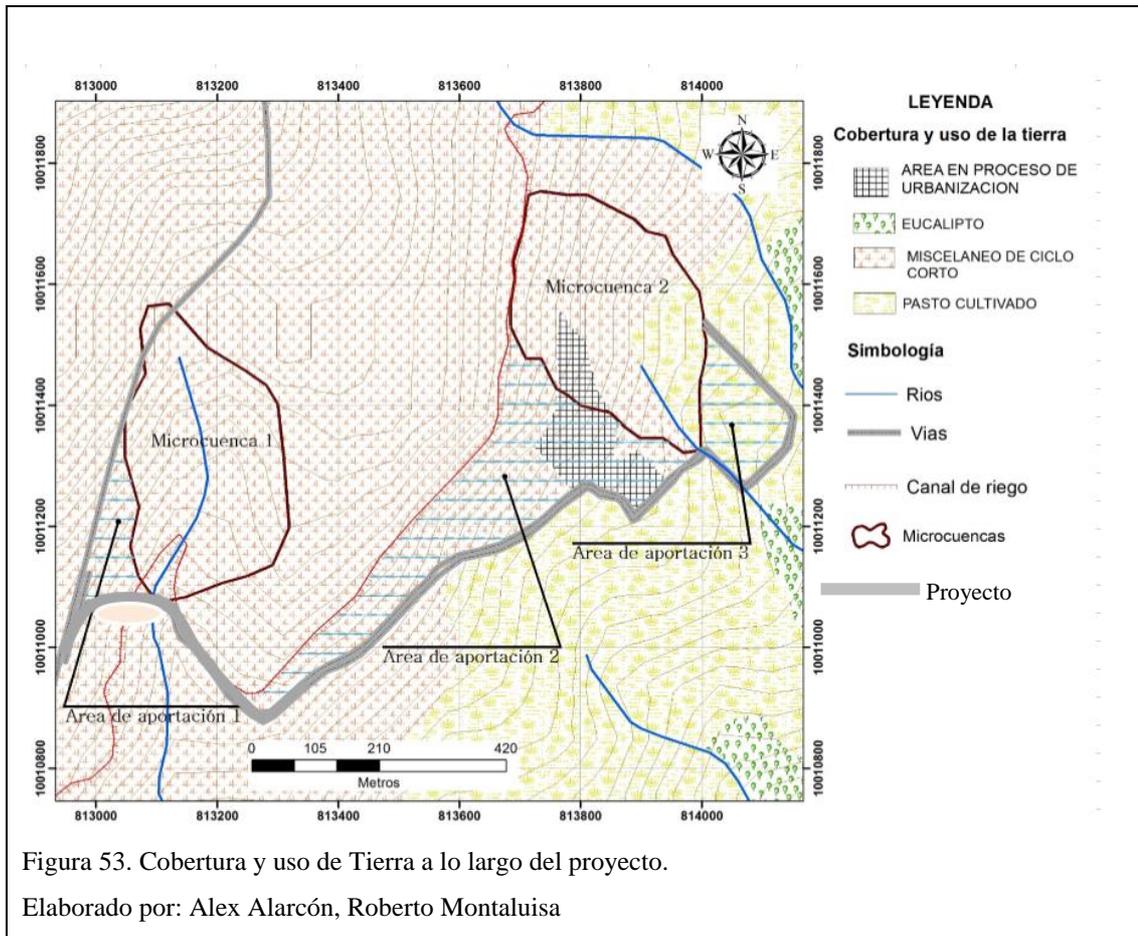


Figura 53. Cobertura y uso de Tierra a lo largo del proyecto.

Elaborado por: Alex Alarcón, Roberto Montaluís

De acuerdo a la tabla 96 los coeficientes de escorrentía que se asumieron para el proyecto tanto para adoquinado como para asfalto es de 0.95 para facilitar el diseño de cálculo y dar un mayor margen de seguridad a la estructura de adoquinado, por otra parte como se indica en la figura 54 tenemos la presencia de misceláneos de ciclo corto, pasto cultivado, y área en proceso de urbanización los mismos que se asigna como zonas cultivables con un coeficiente de escurrimiento de 0.40.

7.5.1.3 Intensidad de lluvia.

Para la zona de estudio, las relaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) son tomadas de la estación pluviográfica representativa de la zona, con lo cual se tiene la siguiente ecuación para el cálculo de la intensidad.

Tabla 97. .Estación Tabacundo, Ecuación IDF.

Duración	Ecuación
5 min < 30 min	$I_{TR} = 123,7 t^{-0,3926} * I_{dtr}$
30 min < 1440 min	$I_{TR} = 673,78 t^{-0,8968} * I_{dtr}$

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Dónde:

I_{TR} : Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h

I_{dtr} : intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h

TR: periodo de retorno en años

t: tiempo de concentración en minutos

7.5.1.4. Cuenca hidrográfica y Área tributaria de aportación.

Según (Monsalve, 1999), para el caso presente, objeto de estudio, la cuenca de un río incluye las cuencas vertientes superficiales y subterráneas, en el sector del proyecto se identifican dos microcuencas en la Absc. 0+180 m y la Absc. 1+380 m, donde se diseñarán alcantarillas en acero corrugado, la cuenca hidrográfica es un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple.

La metodología de trazado, establece los límites de los embalse de agua subterránea, de donde se deriva el caudal de la cuenca; para encontrar ésta, se deberá tener en cuenta que, por infiltración, puede haber aporte de agua de cuencas colindantes, o pérdidas de la propia a favor de aquellas. Salvo en el caso de zonas muy permeables, ambas divisorias coinciden sensiblemente (Rodríguez, 2000)

Normas prácticas para el trazado de divisorias:

- Escoger una carta topográfica a una escala adecuada. Como orden de magnitud se puede considerar que para cuencas de unos 1.000 Km² una escala adecuada es de 1:25.000, para cuencas menores escala 1:10.000 y para mayores la escala 1:50.000 (Estudios hidrológicos).
- La línea divisoria corta perpendicularmente a las curvas de nivel.

- Según se pasa de una curva de nivel a otra, si la altitud crece, la divisoria la corta por su parte convexa, y si decrece corta a las curvas de nivel por su parte cóncava.
- Abatiendo sobre un plano horizontal, un plano vertical que corte al terreno perpendicularmente a la divisoria, el punto de mayor cota de la intersección del plano y del terreno no será el de la divisoria.
- La línea divisoria no debe cortar el cauce del río, quebrada, arroyo, etc., salvo en el sitio del río denominado punto de estudio Según (Gutierrez Caiza, 2014, pág. 47).

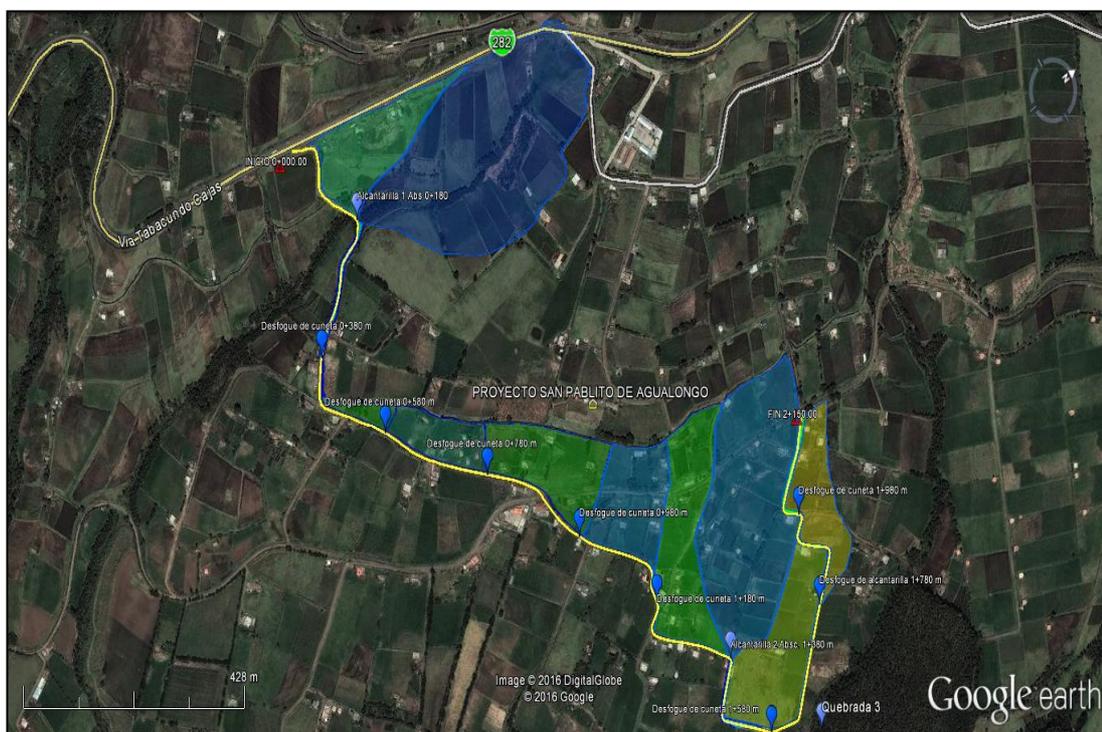


Figura 54. Cuencas y áreas de aportación hidrográfica.

Fuente: (Google, 2016)

En el caso de las áreas de aportación para el diseño del drenaje superficial (cunetas) se ha considerado los diferentes tipos de espacios donde puede escurrir el agua lluvia y los lugares más vulnerables de sufrir inundaciones, con esto se pretende realizar una solución práctica y económica al momento de evacuar las aguas pluviales tanto

de la calzada como de los terrenos aledaños al proyecto, como se identifica en el cuadro de áreas siguiente.

Tabla 98. Áreas de aportación.

Descripción	Tipo de tramo	Área (km ²)	Área (Hectáreas)	Perímetro (km)
Micro-cuenca 1	Quebrada	0.077	7.666	1.159
Micro-cuenca 2	Quebrada	0.056	5.613	1.040
Área 1	Media ladera	0.019	1.878	0.767
Área 2	Terraplén	0.002	0.156	0.423
Área 3	Media ladera	0.003	0.283	0.418
Área 4	Media ladera	0.010	1.009	0.476
Área 5	Media ladera	0.021	2.117	0.660
Área 6	Media ladera	0.019	1.915	0.662
Área 7	Media ladera	0.027	2.736	0.926
Área 8	Terraplén	0.001	0.136	0.383
Área 9	Media ladera	0.026	2.642	0.763
Área 10	Media ladera	0.015	1.504	0.724
Área 11	Terraplén	0.001	0.136	0.356

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

7.5.1.5. Tiempo de concentración.

Es el tiempo que se demora una partícula de agua de lluvia en recorrer desde el punto más lejano de la cuenca hasta el lugar de estudio.

También denominado tiempo de respuesta o de equilibrio, lo define como el tiempo requerido, para que durante un aguacero uniforme, alcance un estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe (Llamas, 1993).

De acuerdo a la ecuación de intensidad para la estación Tomalón-Tabacundo se tiene un tiempo de duración de lluvia entre el rango de 5-30 minutos de donde se asumirá 30 minutos para el diseño de cunetas.

La obtención del tiempo de concentración para alcantarilla se realiza utilizando la ecuación de Kirpich:

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{Lr^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (minutos)

Lr: longitud del cauce principal (metros)

H: Diferencia de elevaciones (metros)

A continuación se presenta el tiempo de concentración calculado para los dos microcuencas del proyecto mismo que servirá para los cálculos posteriores en el diseño de alcantarillas.

Tabla 99. Tiempos de concentración para las micro-cuencas.

Descripción	Absc. (m)	Lr (m)	H (m)	Tc (min)
Micro-cuenca 1	0+180	476	52	5.27
Micro-cuenca 2	1+380	231	30	2.83

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

7.5.1.6 Periodo de retorno.

La elección del periodo de retorno está en función del tipo de obra, costo y la seguridad que se quiere brindar a la estructura al momento de presentarse un fuerte evento natural.

“El caudal máximo del escurrimiento de la corona de la vía y del talud del corte, por ancho unitario, se determinará para un período de retorno de 100 años y considerando una lluvia de 20 a 30 minutos de duración” (Gutierrez Caiza, 2014, pág. 258).

El criterio para periodos de retorno de 100 años se aplica al desarrollo de llanuras aluviales, obras de protección de mediana envergadura, y obras regionales de drenaje urbano.

Como regla general, cuanto mayor es el área de drenaje, más largo es el período de retorno. Usualmente, áreas menores de 250 ha., no justifican períodos de retorno mayores a los 25 años. Sin embargo, para áreas mayores, hasta las 10.000 ha., o más, se pueden justificar períodos de retorno hasta de 100 años o más (Guevara, 2012, pág. 8).

El área de influencia del proyecto es de 135.18 ha., por lo tanto el periodo de retorno que se utiliza para el diseño de cunetas y alcantarillas es de 25 años.

7.6 Cálculo Hidráulico.

7.6.1 Caudal de diseño en cunetas.

Las cunetas son obras de drenaje vial superficial, estructuras hidráulicas que permiten evacuar agua proveniente de la calzada, laderas o agua de origen freático, hacia un lugar más seguro. Las cunetas en términos de la hidráulica son canales abiertos, para diseñar estas cunetas, primero se necesita conocer el caudal que va a circular por el canal, esto se lo hace con el uso de las herramientas que nos da la hidrología.

Se necesita saber cuál va a ser el caudal crítico; y éste se da cuando existe una precipitación máxima durante cierto periodo de retorno.

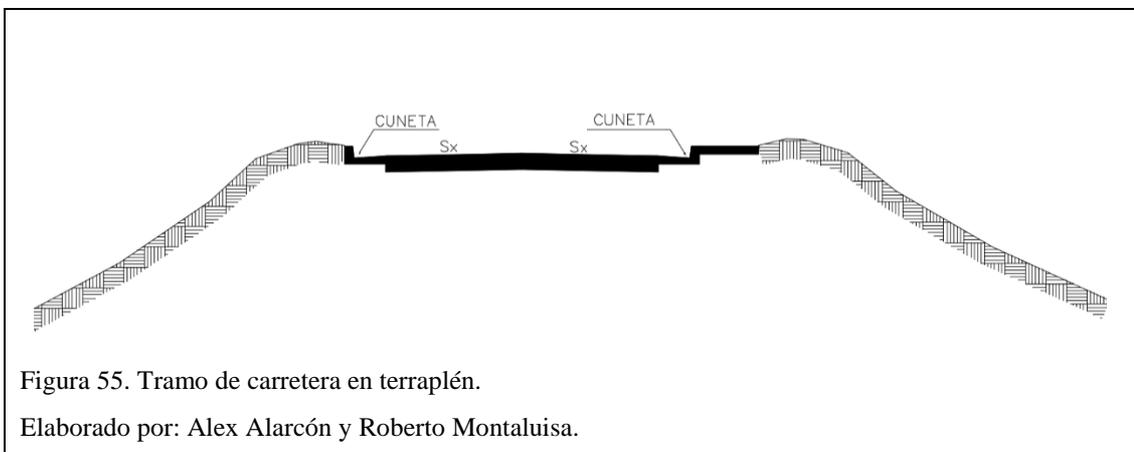
El cálculo de este caudal se realiza con la formula racional de módulo de drenaje, teniendo en cuenta las características topográficas y de usos de suelo propias del tramo de carretera a considerar.

A lo largo de la vía se presentan los siguientes tramos de acuerdo al diseño geométrico:

7.6.1.1 Ecuación de caudal tipo según sección de carretera.

De acuerdo al diseño geométrico de la vía y la topografía del sector, se tiene dos tipos de sección transversal que predominan a lo largo del trazado vial, mismo que se describen a continuación:

7.6.1.1.1 Tramo de carretera en (Terraplén).



Caudal de diseño:

$$Q=0,00028* [((a*C1+b*C2)/ (a+b)) *i* (L (a+b))] (l/s)$$

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C1: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C2: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

7.6.1.1.2 Tramo de carretera a media ladera.

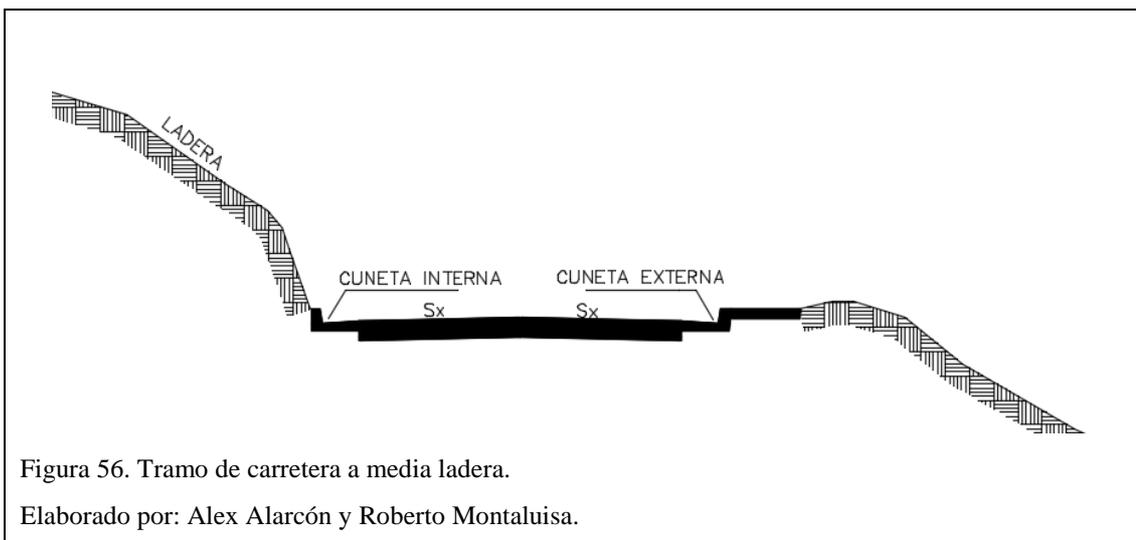


Figura 56. Tramo de carretera a media ladera.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Caudal de diseño:

$$Q=0,00028* [L* (a*C1+b*C2)+C3*S1] * i (l/s)$$

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C1: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C2: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

C3: Coeficiente de escorrentía de la ladera.

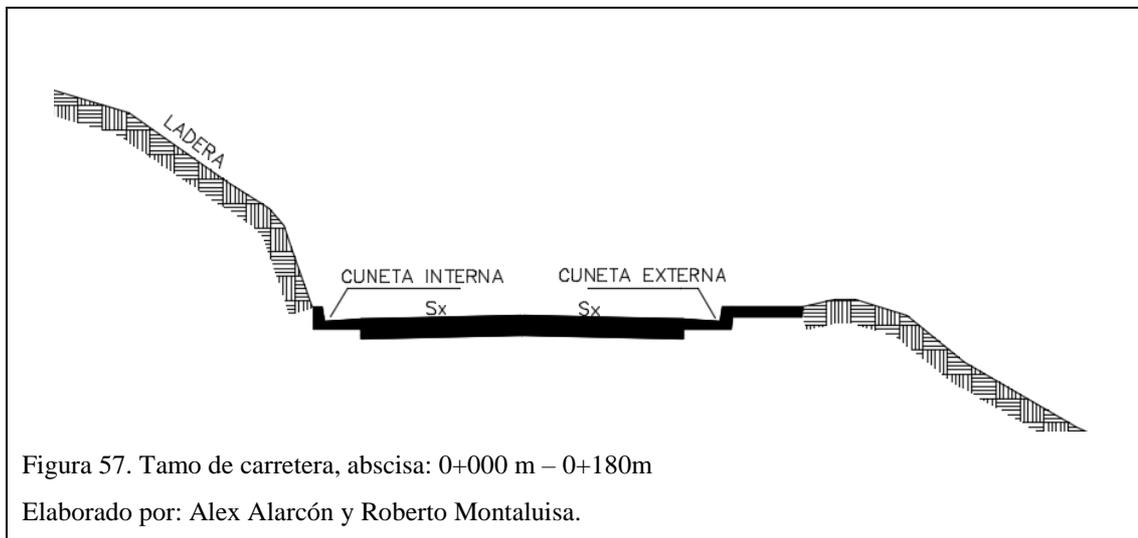
S: Área de ladera [m²]

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

7.6.1.1.3 Ejemplo de cálculo.

Se procede a determinar los caudales aplicando las áreas de aportación, intensidad de lluvia y tiempo de concentración.

Para el proyecto se determina once áreas de aportación con las cuales se diseña las cunetas, las cuales se puede observar en la figura de áreas de aportación a lo largo del proyecto.



Datos:

Tipo=Media Ladera

S=1.878 ha (Área de aportación)

t=30 min (Tiempo de duración de lluvia)

L=180 m (Longitud de la cuneta)

Tr=25 años (Periodo de retorno)

Idtr= 1.19 mm/h

Determinación de la intensidad.

$$I_{tr} = 123.7 * t^{-0.3926} * I_{dTR}$$

$$I_{tr} = 123.7 * 30^{-0.3926} * 1.19$$

$$I_{tr} = 61.83 \text{ mm/h}$$

Estimación del caudal.

Tabla 100. Coeficientes de escorrentía.

Coeficientes de escorrentía		
Elemento	Tipo de superficie	C
Berma	Sin berma	-
Calzada	Asfalto-Acera hormigón	0,95
Ladera	Zona de cultivos	0,40

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

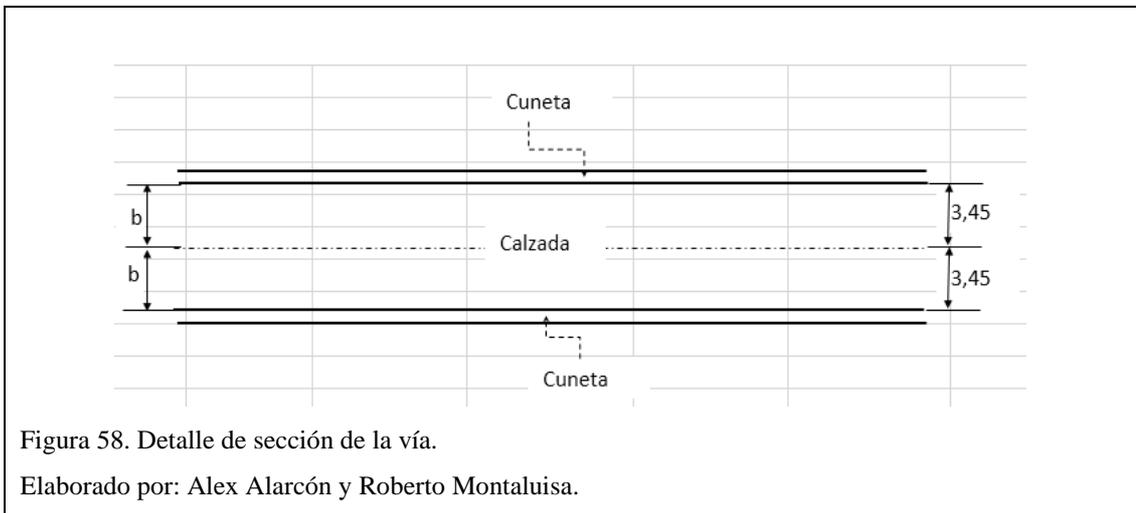


Figura 58. Detalle de sección de la vía.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Estimación de caudal para cuneta interna.

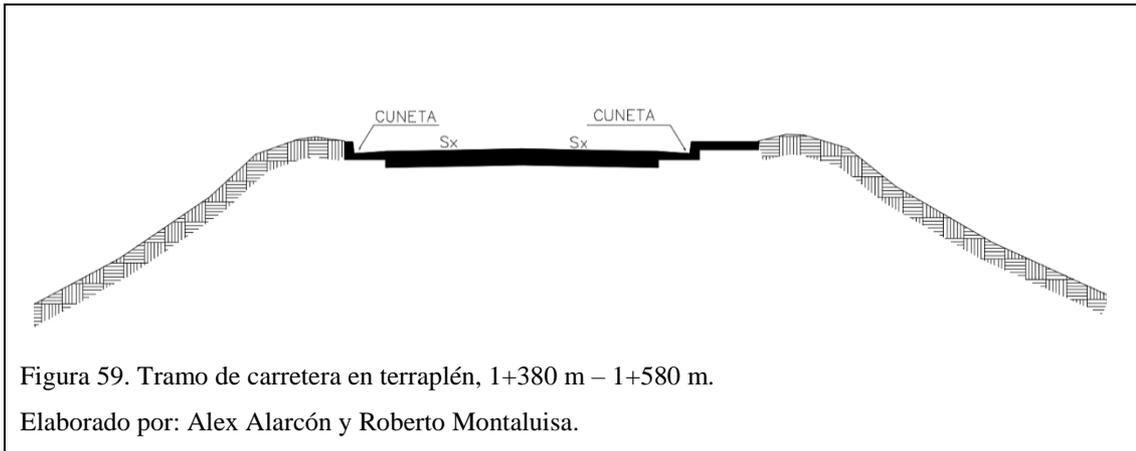
$$Q = 0,00028 * [L * (a * C1 + b * C2) + C3 * S1] * i \text{ (l/s)}$$

$$Q = 0,00028 * [180 * (3,45 * 0,95) + 0,40 * 1,878 * 10000] * 61,83 / 1000 \text{ (l/s)}$$

$$Q = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Estimación de caudal para cuneta externa.

$$Q = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$$



Datos:

Tipo=Media Ladera

t=30 min (Tiempo de duración de lluvia)

L=200 m (Longitud de la cuneta)

Tr=25 años (Periodo de retorno)

Idtr= 1.19 mm/h

Determinación de la intensidad.

$$I_{tr} = 123.7 * t^{-0.3926} * I_{dTR}$$

$$I_{tr} = 123.7 * 30^{-0.3926} * 1.19$$

$$I_{tr} = 61.83 \text{ mm/h}$$

C1=0,95 (Coef. escorrentía Asfaltos-Acera hormigón)

C2 = 0,40 (Coef. escorrentía Zona de cultivos)

a = 3,45 m (Ancho de la calzada)

b = 1,50 m (ancho de la berma o vereda)

Estimación de Caudal para cuneta interna.

$$Q = 0,00028 * [((a * C1 + b * C2) / (a + b)) * i * (L * (a + b))] \text{ (l/s)}$$

$$Q = 0,00028 * [200 * ((3,45 * 0,95) + (1,50 * 0,95))] * 61,83 / 1000 \text{ (l/s)}$$

$$Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$$

En el caso de terraplenes se asume que el caudal interno será idéntico al derecho por tener caudales bajos.

Los resultados de los caudales de cunetas obtenidos para diferentes tramos tanto izquierdos y derechos, se pueden observar en la siguiente tabla.

Tabla 101. Cálculo del caudal de cunetas (lado izquierdo y lado derecho de la vía.

Abscisa		Tipo de tramo	Área (Ha)	Intensidad (mm/h) Itr	Coef. Escorrentia		Acera (m)		Calzada (m) L	Q (m ³ /s)	
Inicio	Final				Calzada	Ladera	a	b		Izquierda	Derecha
0+000,00	0+180,00	Media ladera	1,878	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	180,00	0,14	0,01
0+180,00		Quebrada	7,666								
0+180,00	0+380,00	Terraplen		61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,02	0,02
0+380,00	0+580,00	Media ladera	0,283	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,03	0,02
0+580,00	0+780,00	Media ladera	1,009	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,08	0,02
0+780,00	0+980,00	Media ladera	2,117	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,16	0,02
0+980,00	1+180,00	Media ladera	1,915	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,14	0,02
1+180,00	1+380,00	Media ladera	2,736	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,20	0,02
1+380,00		Quebrada	5,613								
1+380,00	1+580,00	Terraplen		61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,02	0,02
1+580,00	1+780,00	Media ladera	2,642	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,19	0,02
1+780,00	1+980,00	Media ladera	1,504	61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	200,00	0,12	0,02
1+980,00	2+150,00	Terraplen		61,83	0,95	0,40	1,50	3,45	170,00	0,01	0,01

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

7.7 Diseño de obras de drenaje.

7.7.1 Dimensionamiento de cunetas.

Para dimensionar una cuneta se tiene las siguientes consideraciones:

Sección transversal

Son comunes las secciones triangulares, trapezoidales, rectangulares, con gran variedad de coeficientes de talud que van de 0.5 más.

Pendientes

Las pendientes longitudinales mínimas serán las siguientes:

Cunetas revestidas 0.2%

Cunetas sin revestir 0.5%

No se podrá hablar de una pendiente máxima admisible, ya que las pendientes de las cunetas dependen del trazado de carreteras que al final dan el tope máximo de ellas.

Puntos de desagüe.

Las cunetas deben transportar el agua sin desbordamiento hasta los cauces naturales del terreno, hacia las obras de fábrica que cruzan la carretera (alcantarillas) o proyectando desagües donde no existan, de tal manera que la distancia máxima entre desagües permita a las cunetas transportar el agua sin desbordamientos.

“Esta distancia máxima es de 150 a 160 m” (MOP M. d., 2003, pág. 279);

Pero por condiciones topográficas y de diseño hidráulico se establece longitudes de 200 m específicas para este proyecto.

Revestimiento

La cuneta en terreno fácilmente erosionable, en tramos de fuerte pendiente longitudinal, se debe proteger con un revestimiento resistente a la erosión.

Si las aguas que recoge el talud de corte pueden producir erosión o deslizamientos del mismo, se debe proyectar una cuneta protectora sobre la coronación del talud y una distancia tal, que quede fuera de lo que se considere el número de falla aproximadamente a 2 veces la altura del talud.

Una vez obtenido los caudales de las áreas de aportación se procede a dimensionar las cunetas utilizando el principio de flujo de canales abiertos empleando la ecuación de Manning.

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

Dónde:

Q: Caudal de diseño [m³/seg.].

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

A: Área hidráulica de la sección [m²].

R: Radio hidráulico.

S: Pendiente longitudinal (será igual a la pendiente de la vía) [m/m].

Para el presente proyecto la forma de la sección transversal de las cunetas será triangular, ya que su uso es generalizado, posiblemente, por su facilidad de construcción y mantenimiento como se indica en la siguiente figura.

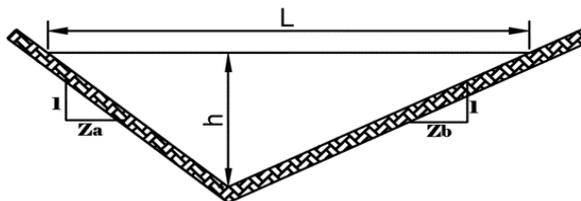


Figura 60. Sección tipo para dimensionamiento de cuneta.

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa.

7.1.1.1 Variables de diseño.

Coefficiente de rugosidad de Manning (n).

Este coeficiente dependerá del tipo de material que se utilice para la construcción del lecho de las cunetas, a continuación se presenta la siguiente tabla para diferente tipos de coeficiente de rugosidad.

Tabla 102. Coeficientes de rugosidad de Manning.

Tipo de cunetas	Coefficiente de Manning
Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0.020 - 0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025 - 0.035
En tierra con ligera vegetación	0.035 - 0.045
En tierra con vegetación espesa	0.040 - 0.050
En tierra excavada mecánicamente	0.028 - 0.033
En roca, superficie uniforme y lisa	0.030 - 0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0.035 - 0.045
Cunetas y canales revestidos	
Hormigón	0.013 - 0.017
Hormigón revestido en gunita	0.016 - 0.022
Encachado	0.020 - 0.030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0.017 - 0.020
Paredes encachadas, fondo de grava	0.023 - 0.033
Revestimiento bituminoso	0.013 - 0.016
Corrientes naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.027 - 0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de láminas de agua suficiente, algo de vegetación	0.033 - 0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0.035 - 0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060 - 0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100 - 0.200*
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050 - 0.080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0.030 - 0.200*
*Se tomarán los valores más elevados para corrientes profundas que sumarian parte importante de la vegetación.	

Fuente: (Lemos, 1999)

La sección de la cuneta será revestida en hormigón, su coeficiente de rugosidad (n) se asume de 0,014.

Relaciones geométricas para la cuneta tipo V.

En la siguiente figura se muestran las relaciones geométricas típicas para secciones triangulares.

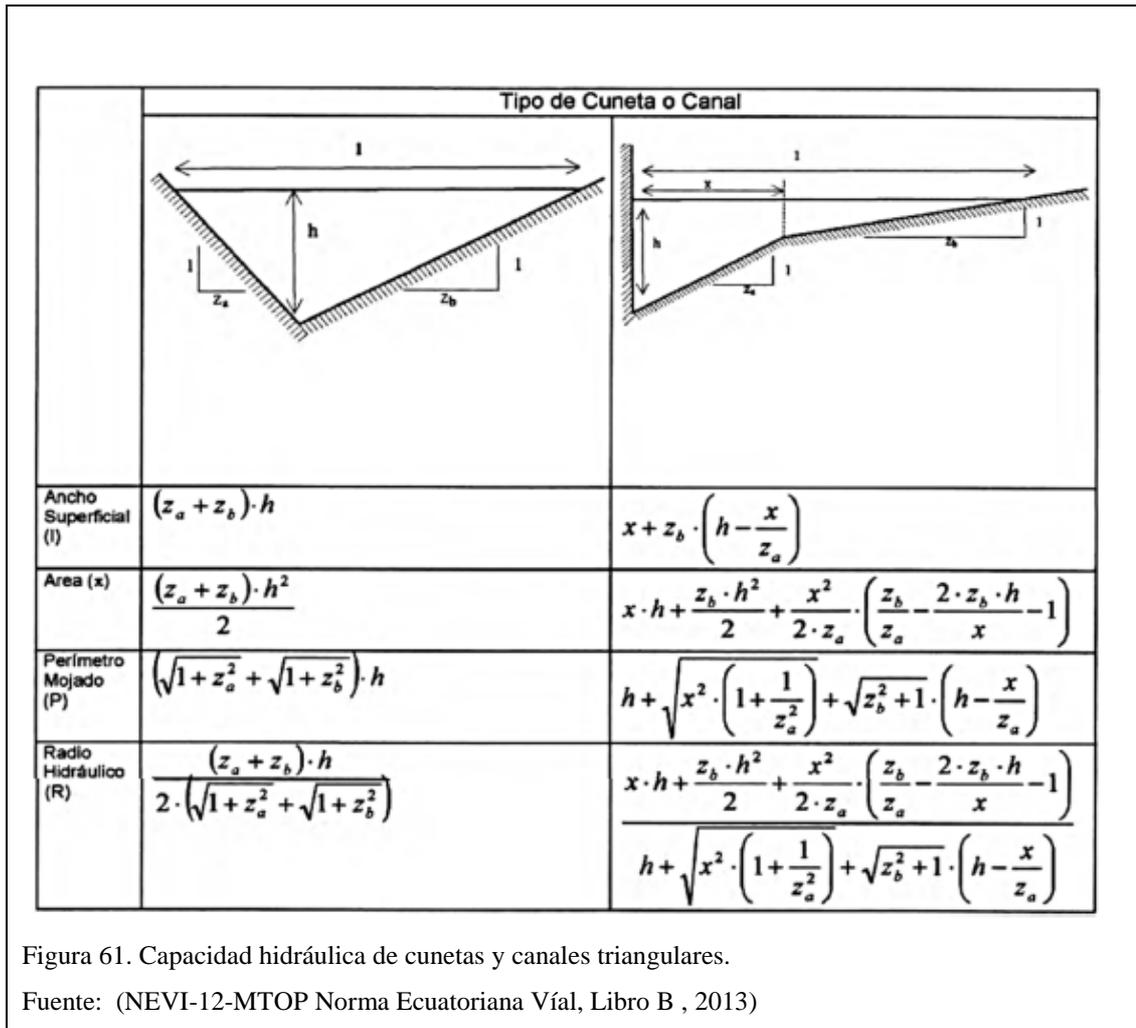
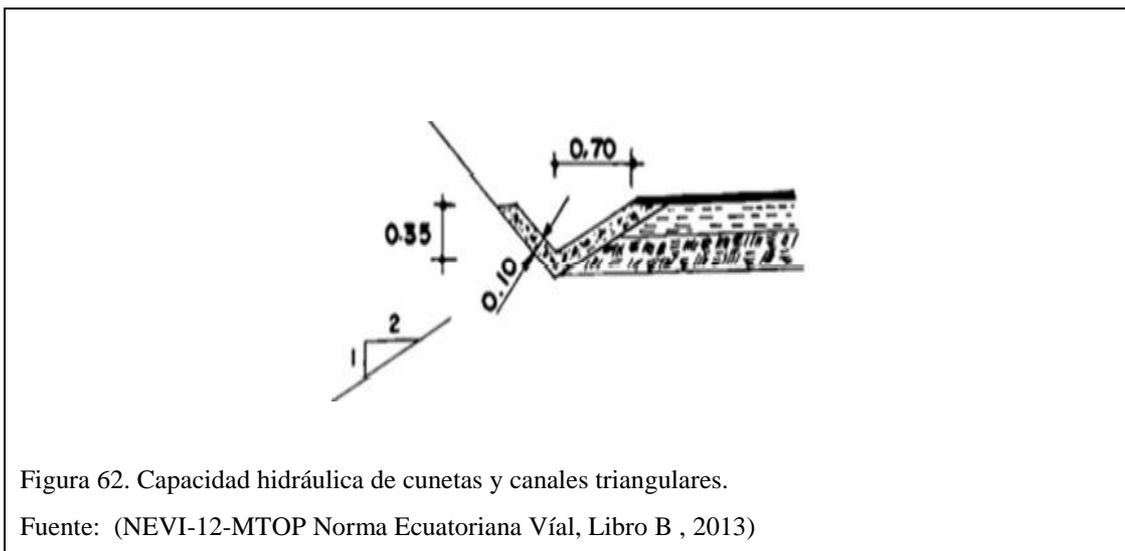


Figura 61. Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares.

Fuente: (NEVI-12-MTOP Norma Ecuatoriana Vial, Libro B , 2013)

Según las normas de diseño geométrico de carreteras MOP-2003 como se muestra en la figura 63 de sección típica de cuneta tipo V, el talud hacia la vía tendrá una relación 2:1 y del lado del corte seguirá la inclinación del talud del mismo, de donde tomaremos valores para $Z_a=1/2$ y $Z_b=2$.



Velocidad máxima y mínima.

En el diseño de las cunetas la velocidad de las aguas no debe ser superior a la velocidad que produce erosiones sobre las paredes de la misma y de igual manera se debe limitar para evitar la sedimentación en dichas cunetas, por lo que se recomienda utilizar una pendiente mínima de 0,5 %.

De la siguiente tabla se selecciona un velocidad máxima admisible de 4,50m/seg para revestimiento de hormigón asfáltico o de cemento portland.

Tabla 103. Velocidades máximas admisibles en canales y cunetas revestidas.

Tipo de revestimiento	Velocidad máxima admisible [m/seg]
Mezclas asfálticas en sitio y tratamientos superficiales	3.00
Mampostería de piedra	4.50
Hormigón asfáltico o de cemento portland	4.50

Fuente: (NEVI-12-MTOP Norma Ecuatoriana Vial, Libro B , 2013)

Empleando la ecuación de Manning se calcula la velocidad de diseño:

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

Dónde:

V: Velocidad de escurrimiento [m/seg].

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

I: Pendiente longitudinal de la cuneta [mm/mm].

R: Radio hidráulico de la sección transversal [m].

Una vez establecidos dichos parámetros que intervienen en la ecuación de la velocidad, se determina el tirante hidráulico h en la cuneta, el ancho superficial de la cuneta L y la velocidad de flujo V no deberá ser mayor a la máxima admisible de 4,50m/seg.

La expresión de igualdad establecida a partir de la fórmula de Manning para determinar el tirante hidráulico correcto se presenta a continuación.

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

Los cálculos de diseño de cunetas se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 104. Cálculos de las secciones hidráulicas de cunetas.

Diseño de cunetas (Lado izquierdo)																	
Abscisa		Q (m3/s)	Coef. Rugosidad	Pendiente longitudinal	Pendiente transversal	Inclinación de talud	Inclinación de Talud	h (m)	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Área de la cuneta	A*R ^{2/3}	Q*n/So ^{1/2}	T	V	V<4,5m/s	Borde libre
Inicio	Final	Izquierda	n	So	Sx	Za	Zb	m	P	R	A			m	m/s		m
0+000,00	0+180,00	0,14	0,014	0,065	0,02	0,5	2	0,19	0,64	0,07	0,05	0,008	0,008	0,48	3,12	ok	0,247
0+180,00	0+380,00	0,02	0,014	0,03	0,02	0,5	2	0,09	0,30	0,03	0,01	0,001	0,001	0,23	1,29	ok	0,117
0+380,00	0+580,00	0,03	0,014	0,03	0,02	0,5	2	0,14	0,47	0,05	0,02	0,003	0,003	0,35	1,73	ok	0,182
0+580,00	0+780,00	0,08	0,014	0,1	0,02	0,5	2	0,15	0,50	0,06	0,03	0,004	0,004	0,38	3,30	ok	0,195
0+780,00	0+980,00	0,16	0,014	0,1	0,02	0,5	2	0,18	0,60	0,07	0,04	0,007	0,007	0,45	3,73	ok	0,234
0+980,00	1+180,00	0,14	0,014	0,068	0,02	0,5	2	0,19	0,64	0,07	0,05	0,008	0,008	0,48	3,19	ok	0,247
1+180,00	1+380,00	0,20	0,014	0,0972	0,02	0,5	2	0,20	0,67	0,07	0,05	0,009	0,009	0,50	3,94	ok	0,26
1+380,00	1+580,00	0,02	0,014	0,012	0,02	0,5	2	0,11	0,37	0,04	0,02	0,002	0,002	0,28	0,93	ok	0,143
1+580,00	1+780,00	0,19	0,014	0,12	0,02	0,5	2	0,19	0,64	0,07	0,05	0,008	0,008	0,48	4,24	ok	0,247
1+780,00	1+980,00	0,12	0,014	0,1	0,02	0,5	2	0,16	0,54	0,06	0,03	0,005	0,005	0,40	3,45	ok	0,208
1+980,00	2+150,00	0,01	0,014	0,15	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	3,09	ok	0,13
Diseño de cunetas (Lado derecho)																	
Abscisa		Q (m3/s)	Coef. Rugosidad	Pendiente longitudinal	Pendiente transversal	Inclinación de talud	Inclinación de Talud	h (m)	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Área de la cuneta	A*R ^{2/3}	Q*n/So ^{1/2}	T	V	V<4,5m/s	Borde libre
Inicio	Final	Derecha	n	So	Sx	Za	Zb	m	P	R	A			m	m/s		m
0+000,00	0+180,00	0,01	0,014	0,065	0,02	0,5	2	0,09	0,30	0,03	0,01	0,001	0,001	0,23	1,89	ok	0,12
0+180,00	0+380,00	0,02	0,014	0,03	0,02	0,5	2	0,09	0,30	0,03	0,01	0,001	0,001	0,23	1,29	ok	0,12
0+380,00	0+580,00	0,03	0,014	0,03	0,02	0,5	2	0,12	0,40	0,04	0,02	0,002	0,002	0,30	1,56	ok	0,16
0+580,00	0+780,00	0,02	0,014	0,1	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	2,52	ok	0,13
0+780,00	0+980,00	0,02	0,014	0,1	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	2,52	ok	0,13
0+980,00	1+180,00	0,02	0,014	0,068	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	2,08	ok	0,13
1+180,00	1+380,00	0,02	0,014	0,0972	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	2,48	ok	0,13
1+380,00	1+580,00	0,02	0,014	0,012	0,02	0,5	2	0,11	0,37	0,04	0,02	0,002	0,002	0,28	0,93	ok	0,14
1+580,00	1+780,00	0,02	0,014	0,12	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	2,76	ok	0,13
1+780,00	1+980,00	0,02	0,014	0,1	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	2,52	ok	0,13
1+980,00	2+150,00	0,01	0,014	0,15	0,02	0,5	2	0,10	0,34	0,04	0,01	0,001	0,001	0,25	3,09	ok	0,13

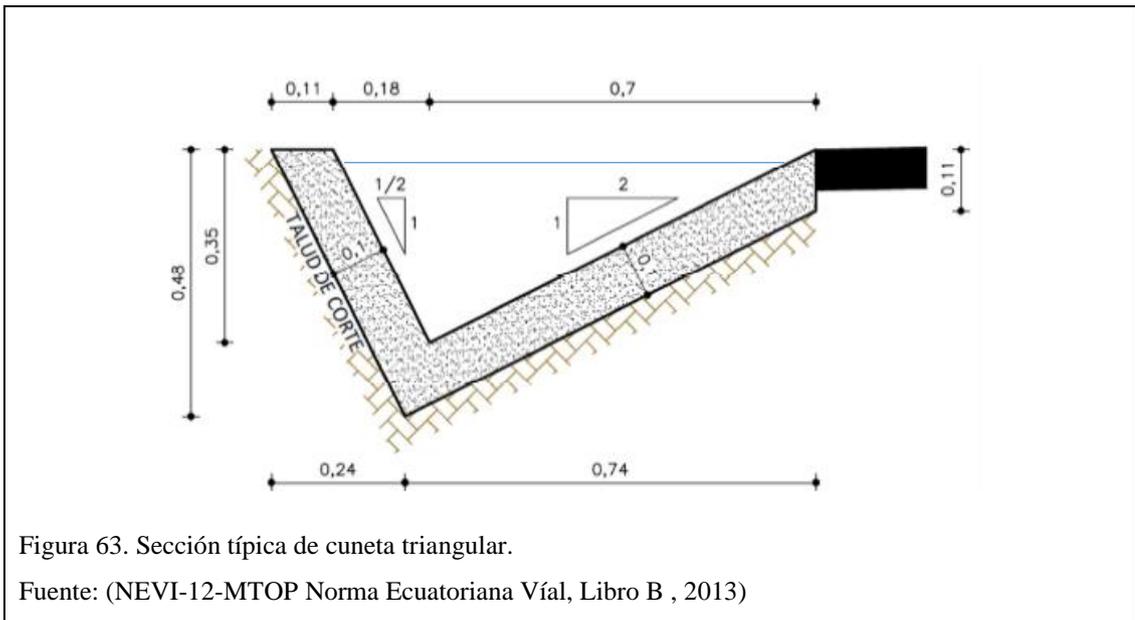
Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

De los cálculos realizado se determina que el tirante hidráulico máximo (h) que se produce es de 0.20 m con un ancho superficial máximo (T) de 0.50 m, la velocidad máxima que se presentara para estas secciones es de 4.24 m/s menor a la máxima establecida de 4.50 m/s y una velocidad mínima de

0.93 m/s, con estos resultados se garantiza que el diseño de cunetas no presentara erosión junto con la ausencia de sedimentos a lo largo de su implantación en el trazado vial.

7.7.1.2 Sección típica de cuneta triangular.

Debido a que las secciones de cuneta son inferiores a la mínima establecida por la norma MOP, se adopta la sección de cuneta mínima.



7.7.2 Diseño de alcantarillas.

Son estructuras que permiten descargar el caudal proveniente de quebradas, cauces naturales y aguas subterráneas. Estas estructuras ayudan también a evacuar el caudal pluvial de las áreas de aportación cercano a la vía que circulan por las cunetas.

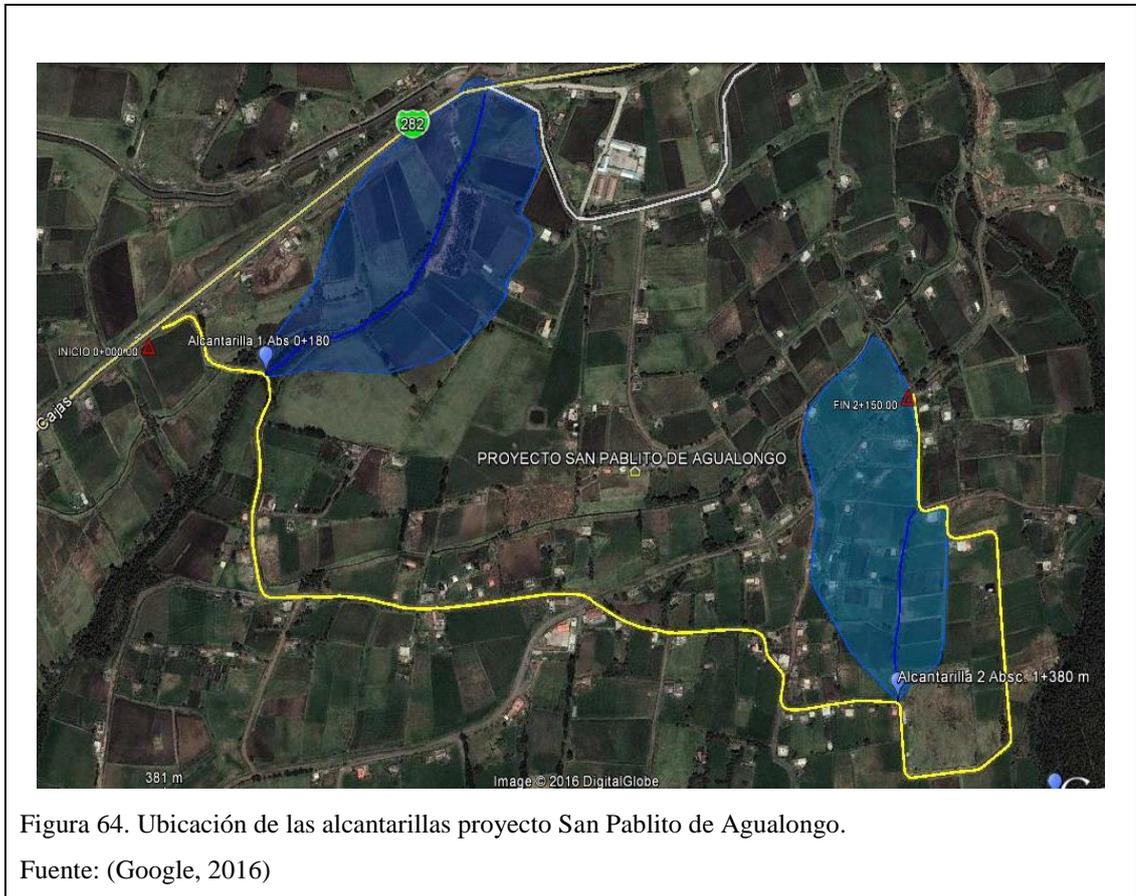
7.7.2.1 Localización.

Para la localización de las alcantarillas se tomó en cuenta básicamente los siguientes criterios que responden a una premisa de la hidráulica cual es la de respetar el equilibrio natural alcanzado por las corrientes

- Se procura que el eje de la alcantarilla en lo posible coincida con la dirección del cauce que cruza la vía.

- En curvas verticales cóncavas

Para el proyecto se destinó el diseño dos alcantarillas que están ubicadas en las abscisas 0+180 y 1+310. La orientación de estas estructuras será perpendicular al eje de vía y tendrá la dirección del cauce natural. La pendiente optada será la que satisfaga sus condiciones de auto limpieza y funcionamiento.



7.7.2.2 Funcionamiento Hidráulico.

Teniendo en cuenta que H_w es la carga de entrada y D el diámetro de la alcantarilla las condiciones de sumergencia se presentan cuando la relación entre H_w/D es mayor a 1.20, estas condiciones han sido demostradas experimentalmente dentro de las normas de diseño geométrico de carreteras establecido por el MTOP.

La altura mínima recomendada es de 1.20m esto debido a que se puedan realizar trabajos de mantenimiento y limpieza.

Para la pendiente hidráulica se deben tomar valores que permitan el correcto funcionamiento de la estructura evitando valores bajos que podrían causar el

estancamiento de escombros y valores altos que lleven a sobrepasar los valores de velocidad máxima admisibles correspondientes al material del conducto.

7.7.2.3 Parámetros para el dimensionamiento de alcantarillas.

Para el diseño de las alcantarillas se siguieron los siguientes pasos:

7.7.2.3.1 Tiempo de concentración.

Se utilizó la fórmula de Kirpich, teniendo como datos el desnivel de la cuenca desde el punto más alto hasta el punto de desagüe y la longitud del cauce, dichos valores se calcularon anteriormente para el diseño de alcantarillas.

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{Lr^3}{\Delta H} \right)^{0.385} \text{ min}$$

7.7.2.3.2 Coeficiente de escorrentía.

Se determinó en función del uso del suelo de la sub-cuenca, teniendo en cuenta el porcentaje de área que ocupa cada tipo de suelo y obteniendo así un coeficiente ponderado.

$$C_p = \frac{C_1 * A_1 + C_2 * A_2 + \dots + C_n A_n}{A_t}$$

7.7.2.3.3 Intensidad.

La intensidad fue obtenida con la ecuación de la estación Tomalon-Tabacundo:

$$I_{TR} = 123.7 * Idt * t - 0.3926$$

7.7.2.3.3 Caudal.

El caudal está en función de la intensidad, coeficiente de escorrentía y área de la cuenca, obtenido con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Para el cálculo del caudal de diseño para la alcantarilla tendrá que ser sumado también el caudal de la cuneta.

2.7.2.3.4 Diámetro.

El diámetro está en función del módulo de gasto y el caudal total de diseño:

$$D = \left(\frac{QD}{M * 22.26 * \sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$M = 22.26 * D^{\frac{8}{3}}$$

Dónde:

QD= Caudal de diseño.

S= Área de aportación de la cuenca.

M= Modulo de gasto

D= Diámetro.

2.7.2.3.4 Verificación de la velocidad.

Se debe verificar que la velocidad de escorrentía en el interior del conducto y aguas abajo sea menor a la velocidad admisible según el material del conducto. Es preciso mencionar que para el proyecto el material del conducto será circular de acero corrugado.

$V < V$ admisible del conducto

2.7.2.3.5 Pérdidas de energía.

Para obtener las pérdidas totales de energía se deben obtener las siguientes:

- Pérdida por entrada:

$$h_e = k_e * V^2 / 2g$$

- Pérdidas por velocidad:

$$h_v = V^2 / 2g$$

- Pérdidas por fricción:

$$h_f = -n^2 * V^2 / R^{\frac{2}{3}}$$

- Pérdidas totales (Ht):

$$Ht = h_e + h_v + h_f$$

Dónde:

$k_e = 0.5$ (Coef. de entrada)

$V = 1.51 \text{ m/s}$ (Velocidad de flujo)

$R = 0.38 \text{ m}$ (Radio hidráulico)

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (Aceleración de gravedad)

$n = 0.014$ (Coef. de rugosidad hormigón)

$L_r = m$ (Longitud de la cuenca)

Calculado las pérdidas totales se debe verificar que esta sea menor a 1.2 el diámetro de la alcantarilla. $Ht < 1.2D$

Los cálculos de diseño de alcantarillas se presentan en las tablas siguientes:

Tabla 105. Cálculos de caudales de diseño para alcantarillas.

Absc	Area	LR	Cmax	Cmin	Id tr	tc	Coef. de Escorrentia		Intensidad	Qcuenca	Qcuneta	Qdiseño
Km	Ha	m	msnm	msnm	mm/h	min	C	% de area	mm/h	m3/s	m3/s	m3/s
0+180.00	7,66	476	3048	2996	2	5,27	0,4	100	128,81	1,10	0,14	1,24
1+380.00	5,61	231	2962	2932	2	2,83	0,4	100	164,52	1,03	0,2	1,23

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Tabla 106. Cálculos de la velocidad de diseño para alcantarillas.

Abscisa		Q alcantarilla	Q cuneta	Q diseño	s	M	Diametro Calculado	Diametro Comercial	Área	Velocidad	Vel. Adm.	V < Vel. Adm.
Inicio	Final	m3/s	m3/s	m3/s	%		m	m	m2	m/s	m/s	m/s
0+000,00	0+180,00		0,14									
0+180,00		1,10		1,24	0,2	1,08	1,055	1,200	1,13	1,49	7	ok
0+180,00	0+380,00		0,02	0,02	0,2	1,08	0,208	0,600	0,28	0,01	7	ok
0+380,00	0+580,00		0,03	0,03	0,2	1,08	0,264	0,600	0,28	0,02	7	ok
0+580,00	0+780,00		0,08	0,08	0,2	1,08	0,380	0,600	0,28	0,05	7	ok
0+780,00	0+980,00		0,16	0,16	0,2	1,08	0,487	0,600	0,28	0,09	7	ok
0+980,00	1+180,00		0,14	0,14	0,2	1,08	0,470	0,600	0,28	0,09	7	ok
1+180,00	1+380,00		0,20	0,20	0,2	1,08	0,533	0,600	0,28	0,12	7	ok
1+380,00		1,03		1,23	0,2	1,08	1,052	1,200	1,13	1,48	7	ok
1+380,00	1+580,00		0,02	0,21	0,2	1,08	0,543	0,600	0,23	0,13	7	ok
1+580,00	1+780,00		0,19									
1+780,00	1+980,00		0,12	0,12	0,2	1,08	0,439	1,600	2,01	0,05	7	ok
1+980,00	2+150,00		0,01	0,10	0,2	1,08	0,410	1,600	2,01	0,04	7	ok

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Tabla 107. Cálculo de pérdida total para la sección de alcantarilla de diseño.

Abscisa		Rad. Hidrau	Perdidas					Perdida Adm.	
Inicio	Final		Entrada	Velocidad	n	Friccion	Perdida total		
0+000,00	0+180,00	m	he	hv	Acero corruga	hf	He	1,2 D	He < 1,2D
	0+180,00	0,26	0,037929	0,112899	0,022000	0,006338	0,1572	1,44	ok
0+180,00	0+380,00	0,05	0,000249	0,000005	0,022000	0,000002	0,0003	0,72	ok
0+380,00	0+580,00	0,07	0,000473	0,000018	0,022000	0,000006	0,0005	0,72	ok
0+580,00	0+780,00	0,09	0,001242	0,000121	0,022000	0,000027	0,0014	0,72	ok
0+780,00	0+980,00	0,12	0,002415	0,000458	0,022000	0,000072	0,0029	0,72	ok
0+980,00	1+180,00	0,12	0,002201	0,000380	0,022000	0,000063	0,0026	0,72	ok
1+180,00	1+380,00	0,13	0,003071	0,000740	0,022000	0,000103	0,0039	0,72	ok
	1+380,00	0,26	0,037640	0,111186	0,022000	0,006266	0,1551	1,44	ok
1+380,00	1+580,00	0,14	0,003220	0,000814	0,022000	0,000111	0,0041	0,72	ok
1+580,00	1+780,00	0,14	0,003220	0,000814	0,022000	0,000111	0,0041	0,72	ok
1+780,00	1+980,00	0,11	0,001344	0,000142	0,022000	0,000026	0,0015	1,92	ok
1+980,00	2+150,00	0,10	0,001046	0,000086	0,022000	0,000017	0,0011	1,92	ok

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

7.7.2.4 Muros de cabecera.

Los muros de cabecera son estructuras de transición a la entrada y salida del ducto de la alcantarilla, formado también por muros de ala que estos a su vez ayudan como muro de contención de tierra y que permite la descarga adecuada de los caudales.

Estos muros son construidos en el lugar y pueden ser de mampostería de piedra o ladrillos, de hormigón simple o armado.

El objetivo principal de estos elementos son los siguientes:

- Aumentar la eficiencia y ayudar a retener el talud del terraplén y complementados
- Las alas sirven para encauzar el agua hacia la alcantarilla
- Proteger al talud del terraplén de la socavación.

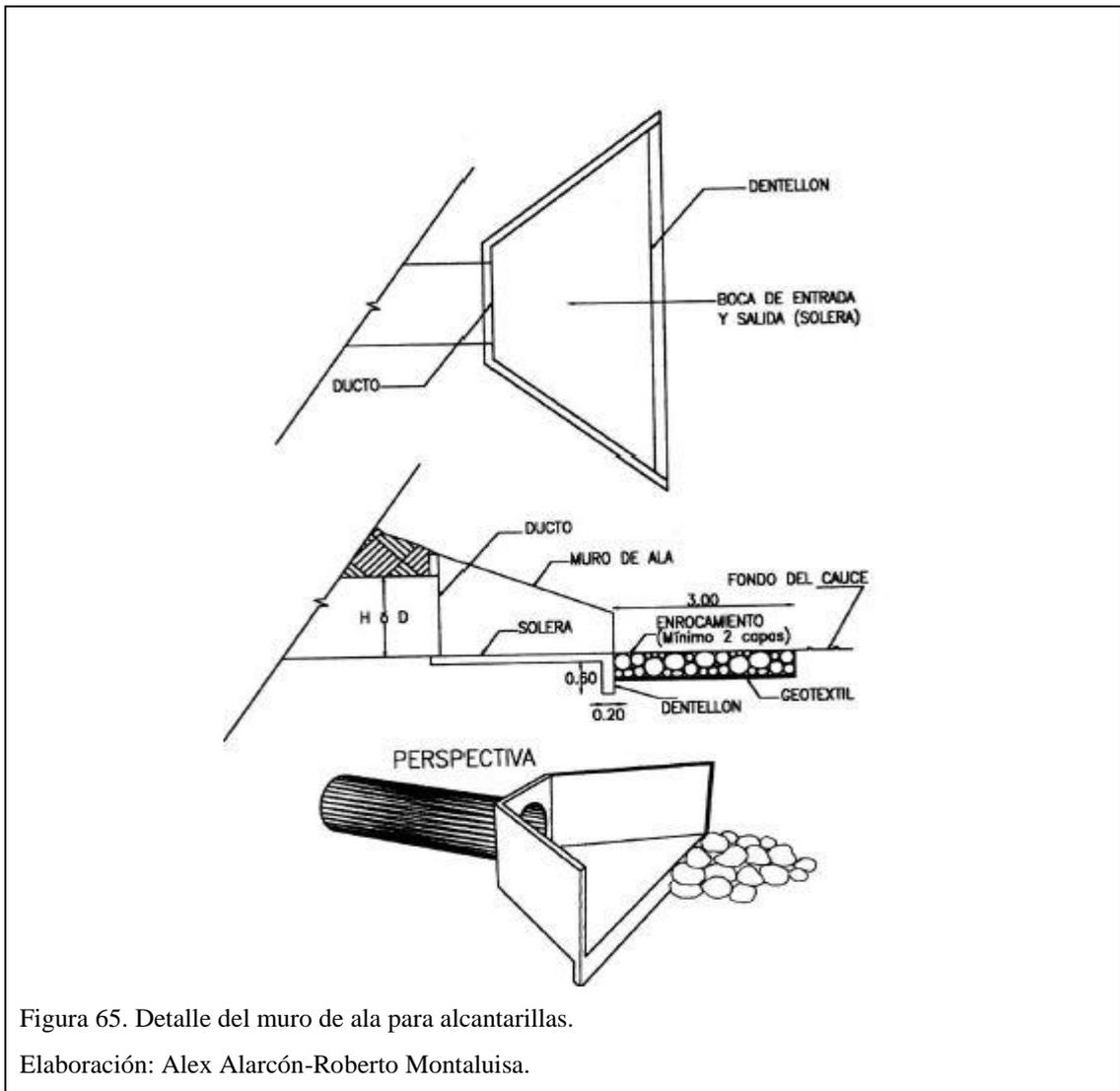


Figura 65. Detalle del muro de ala para alcantarillas.

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa.

En la selección de tamaño y tipo de muro que convenga utilizarse en un caso dado, debe considerarse los puntos relativos a la economía. Además, debe dársele alguna importancia a las cuestiones estáticas, pues el muro es la parte principal de la estructura de las alcantarillas promedio que queda visible para el viajero; para el proyecto se tomó el Muro de ala de ángulo abierto.

Se utiliza en la mayoría de los casos especialmente en cauces definidos con velocidad de llegada moderada.

$k_e = 0.30$ (aristas vivas)

$k_e = 0.20$ (aristas redondeadas)

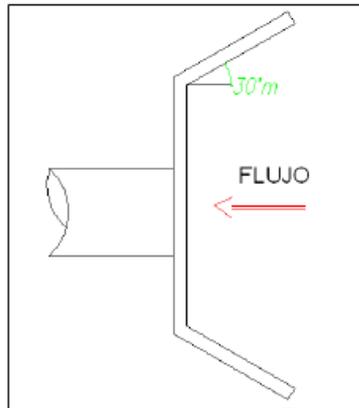


Figura 66. Detalle del ángulo del muro de ala al ingreso del flujo.

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa.

7.7.2.5 Esguerrimiento Subterráneo y Subdrenaje.

Otro aspecto fundamental en lo que se refiere a obras de drenaje, constituye el correcto diseño y construcción de los distintos elementos del sistema del drenaje subterráneo, básico para garantizar la estabilidad de la carretera.

Se debe tener en cuenta como factor principal gracias al cual parte del agua que se encuentra en la tierra se halla en continuo movimiento, a la gravedad terrestre por cuyo efecto el agua fluye de zonas altas a bajas. El movimiento del agua se presenta en el suelo en forma de esguerrimiento superficial por las laderas o hacia los ríos o depresiones del terreno y también en forma de infiltración.

Para desalojar este caudal de agua subterránea se tiene que calcular las aportaciones y las distancias máximas de evaluación de los subdrenes.

“Sin embargo existen diámetros recomendables en rangos 10cm y 30 cm que se son los suficientemente para longitudes de evaluación interiores a 120m, si se deseara colocar para una mayor longitud se aumentara el diámetro” (Lemos, 1999, pág. 126).

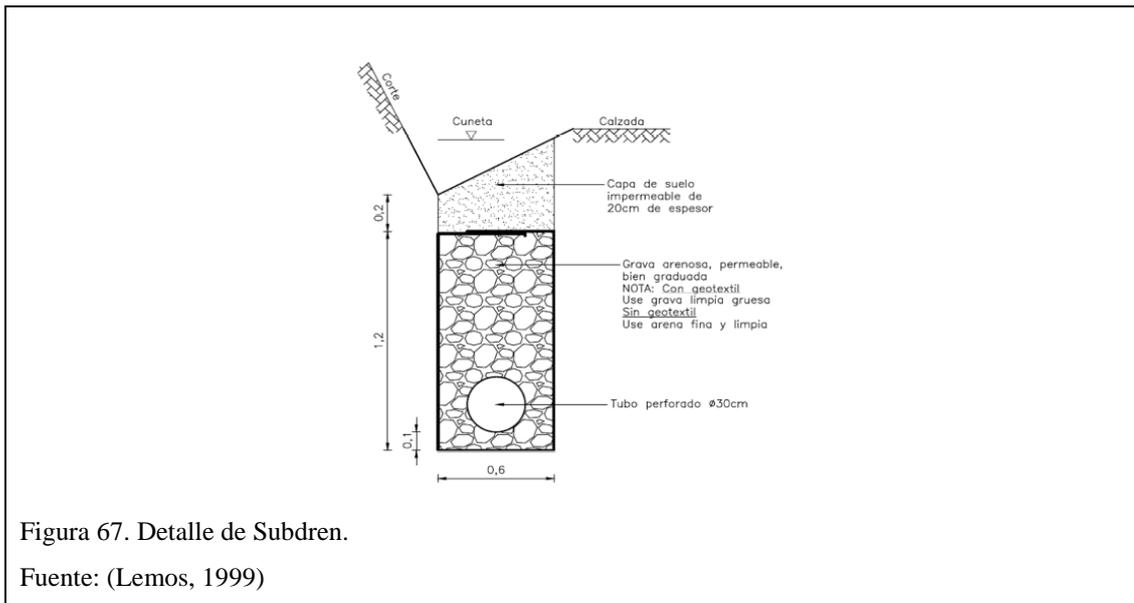
Tabla 108. Diámetro de alcantarillas en tubo de acero corrugado.

Diámetro (m)	Alturas Máximas de Relleno (m)			
	Espesor (mm)			
	2.00	2.50	3.00	3.50
0.60	29.87	38.68	48.02	57.89
0.70	25.61	33.15	41.16	49.62
0.80	22.41	29.01	36.01	43.42
0.90	19.92	25.78	32.01	38.59
1.00	17.92	23.21	28.81	34.73
1.10	16.29	21.10	26.19	31.57
1.20	14.94	19.34	24.01	28.94
1.30	13.79	17.85	22.16	26.72
1.40	12.80	16.58	20.58	24.81
1.50	11.95	15.47	19.21	23.15
1.60	11.20	14.50	18.01	21.71
1.70	10.54	13.65	16.85	20.43
1.80	9.96	12.89	16.01	19.30
1.90	9.43	12.21	15.16	18.28
2.00	8.96	11.60	14.40	17.37
2.10		11.05	13.72	16.54
2.20		10.55	13.10	15.79
2.30			12.53	15.10
2.40			12.00	14.47

Fuente: (MOP-001-F-2002)

7.8.2.6 Subdren.

“Para las pendientes de los subdrenes debe fluctuar entre 0.3% y 0.5% con este se lograra una velocidad autolimpiante. La velocidad del agua en las condiciones de drenaje estarán comprendidos entre 0.7m/seg y 4 m /seg” (Lemos, 1999, pág. 199).



7.8 Muro a gravedad o de gavión.

Los muros a gravedad son elementos de contención que ayudan a mantener la diferencia de niveles del terreno, con una dimensión lo suficientemente resistente para equilibrar los empujes de la masa de la tierra únicamente con el reposo del muro y en su base resistiendo las deformaciones admisibles correspondiente empujes laterales.

Para el proyecto se procedió con el cálculo del muro de gavión por presentar una amplia adaptación a las diferentes condiciones de relieve del terreno, también por el hecho de estar constituido de cajones que forman una estructura como mayor resistencia al volcamiento y deslizamiento. Este muro a comparación de otros tipos de muro tiene un costo relativamente bajo.

7.8.1 Elementos de un Muro de gavión.

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes. (Análisis y diseño de muros de Contención. UCE, 2012, pág. 92)

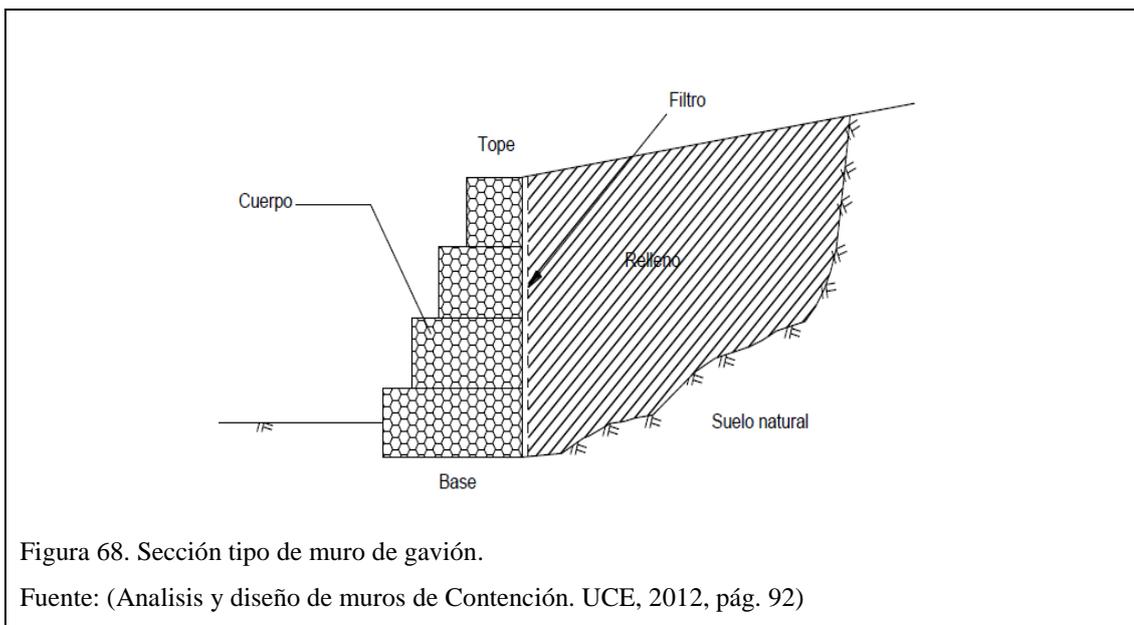
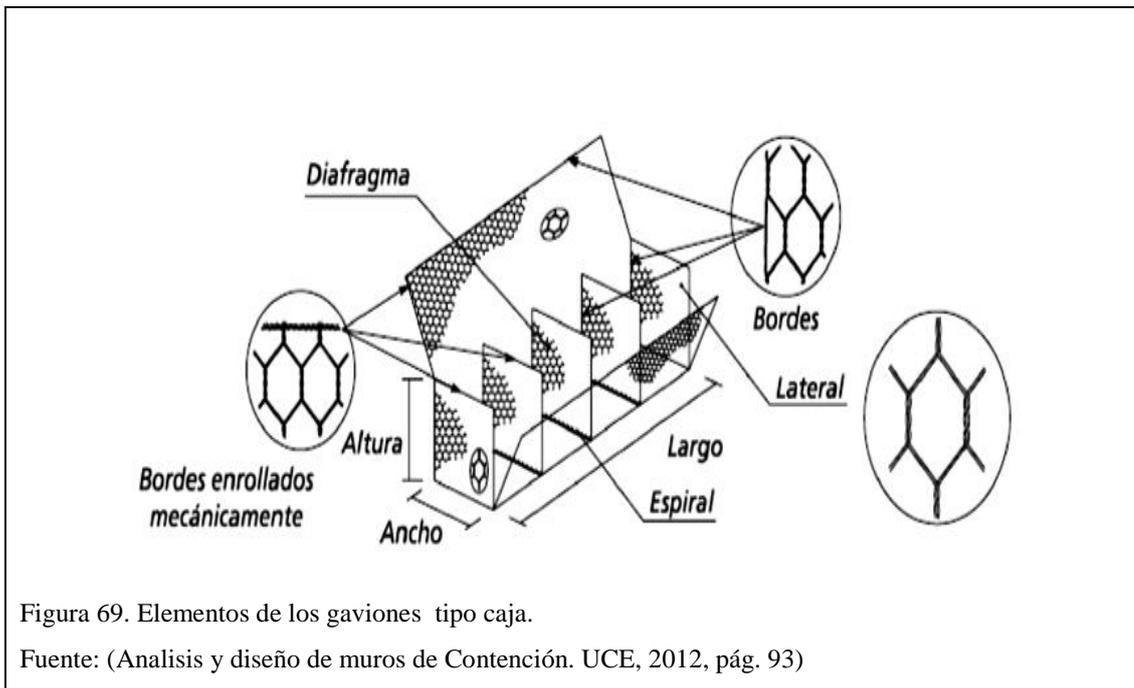


Figura 68. Sección tipo de muro de gavión.

Fuente: (Análisis y diseño de muros de Contención. UCE, 2012, pág. 92)

7.8.2 Gaviones tipo caja.

El gavión tipo caja de estructura metálica que tiene forma de un paralelepípedo, que contiene cantos de roca colocados en forma ordenada, recubierto por una malla de alambre galvanizado, estos a su vez son muy susceptibles a la corrosión lo que lo hace poco eficiente, en ocasiones se coloca sedimentos dentro los poros de los gaviones, la colocación de estos ayuda a la germinación de plantas, y como resultado tenemos un bloque sólido que aumenta en forma importante la vida útil del gavión.



Para el llenado del gavión tipo caja se los realizará con material pétreo, con un diámetro no menor a la dimensión de la malla hexagonal.

La red de malla hexagonal debe ser de doble torsión, este alambre tiene que contener bajo contenido de carbono, revestidos con aleación de zinc y aluminio al 5%, estos compuestos confieren protección contra la corrosión cuando esté en contacto con agua.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

Tabla 109. Dimensiones comerciales de caja de gavión.

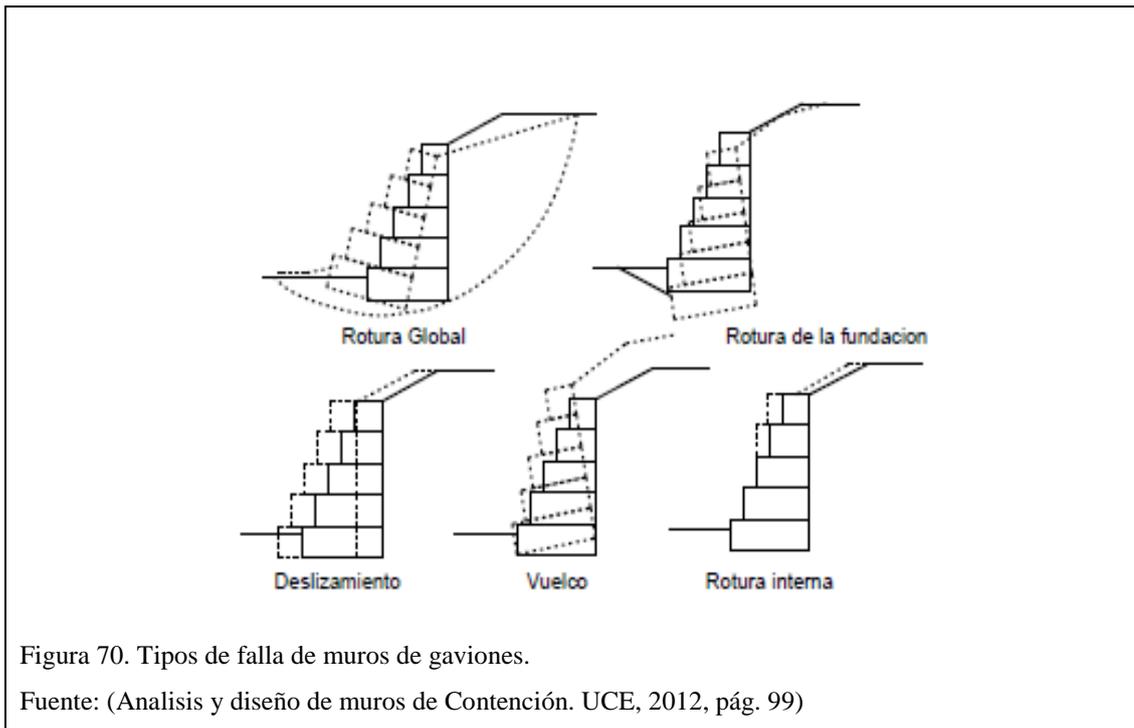
Gaviones Caja con Diafragma				
Dimensiones Estándar			Volumen[m3]	Diafragmas
Largo[m]	Diámetro[m]	Alto[m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

Fuente: (Análisis y diseño de muros de Contención. UCE, 2012, pág. 94)

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1,5 m;
- El ancho es siempre de 1 m;
- El alto puede ser de 0,5 m o 1,0 m.

7.8.3 Principales causas para el fallo del muro de gavión.

La estructura de los muros de gaviones puede estar sujeto a fallas que pueden presentarse en el funcionamiento e integridad del muro por acciones físicas derivadas de los empujes de la masa de la tierra presentando anomalías y errores en de diseño, para esto es necesario la verificación de los factores de seguridad y condiciones de diseño para no afectar su vida útil, para el caso de muro de gaviones en la figura 70 se presenta las principales tipos de falla.



7.8.3.1 Asentamiento excesivo.

Este asentamiento ocurre cuando la capacidad de carga del suelo de fundación es inferior a la presión ejercida por la estructura del muro.

7.8.3.2 Rotura global del macizo.

Esto ocurre cuando el deslizamiento a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención.

7.8.3.3 Rotura interna de la estructura.

En las secciones intermedias entre gaviones se producen roturas, estas pueden ocurrir por el deslizamiento como también por el aumento de la presión normal

7.8.3.4 Falla por deslizamiento.

Este tipo de falla se produce cuando el empuje pasivo del muro es inferior o insuficiente para contrarrestar el efecto del empuje activo actuante.

Para el factor de seguridad al deslizamiento tiene un valor mínimo de 1,5 (con frecuencia suele utilizarse 2 especialmente en estructuras para puentes) y resulta de relacionar las fuerzas que se oponen al movimiento y aquellas que lo producen:

$$FSD = \frac{Fv * \tan(k1 * \phi)}{Ea} \geq 1.5$$

Dónde:

FSD = Factor de seguridad al deslizamiento.

Fv = Sumatoria de fuerzas verticales.

Ea = empuje activo

Tabla 110. Factor de seguridad a deslizamiento.

Factor de seguridad a deslizamiento			Caso de relleno en un solo lado	
$FSD = \Sigma Fv * \tan(k1 * \phi) / Ea =$	1.74	\geq	1.50	OK

Elaborado: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

7.8.3.4 Falla por volcamiento.

El volcamiento del muro ocurre cuando el momento de resistencia por peso propio del muro es menor al momento actuante de empuje activo y superan el factor de seguridad.

En el factor de seguridad al volcamiento se define como la relación que existe entre el momento de estabilidad y el de volcamiento

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (1.5 - 2.0)$$

Dónde:

FSV = Factor de seguridad al volcamiento.

Me = Momento estabilizador.

Mv = Momento de volcamiento.

El valor mínimo que debe tener el FSV es de 1,5 y en casos especiales como estribos de puentes tendrá un valor de 2.

Tabla 111. Factor de seguridad al volcamiento.

Factor de seguridad al volcamiento		Caso de relleno en un solo lado	
FSV=Me/Mv =	6.59 ≥	2.00	OK

Elaborado: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

7.8.3.5 Hundimiento.

Para el caso del hundimiento se considera en la base del muro, este debe tener la misma seguridad al hundimiento de la zapata de cimentación de una estructura, teniendo en cuenta la inclinación coeficientes de seguridad y excentricidad de la resultante.

Para que este tipo de muro de gavión funcione correctamente a más de verificar la estabilidad al volcamiento como al deslizamiento, es necesario el estudio de la reacciones del suelo de cimentación cuyos valores no deben ser mayores al esfuerzo admisible del mismo, estas se pueden determinar mediante la formula

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{F_v}{l * b} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{b}\right)$$

Dónde:

Fv = Resultante de fuerzas horizontales y verticales actuando en la base del muro.

L = Longitud del muro.

b = Ancho de la base del muro.

e = Excentricidad respecto al centro de gravedad de la base. Af= Área de cimentación.

Nota: en este tipo de muros generalmente se calculan por metro de longitud (L=1)

Tabla 112. Esfuerzos de tracción.

Esfuerzo de tracción							
σ1yσ2=	Nt/A * (1±6*e/B)						
σ2=	10450.46	kg/m2	=	10.45	ton/m2	<=	10.50 ok
σ1=	9923.58	kg/m2	=	9.92	ton/m2	<=	10.50 ok

Elaborado: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

CAPITULO 8

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIA

8.1 Alcance de los estudios.

En el presente estudio se realizó un análisis sobre el diseño de la estructura del pavimento flexible y la estructura del pavimento semiflexible (adoquinado) con el principal objetivo de ofrecer una mejor superficie de tránsito vehicular como peatonal aplicado a la vía del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo-Parroquia Tupigachi-Cantón Pedro Moncayo-Provincia de Pichincha.

Para realizar el diseño de la estructura del pavimento flexible y semiflexible (articulado-adoquinado) se requiere del estudio, análisis y recopilación de una serie de parámetros para poder calcular los espesores de las capas que van a conformar estas estructuras, estos parámetros son el análisis de la parte climatológica de la zona, el análisis del tráfico vehicular que existe antes de la mejora geométrica y estructural de la vía, el tráfico que se va a generar con la mejoría de la infraestructura y el tráfico se va asignar a esta para determinar el diseño más adecuado, de igual manera se realizó varios ensayos en campo y en laboratorio para identificar el tipo de suelo predominante a lo largo del trazado vial, se determinó la densidad máxima y humedad optima del tramo para calcular la capacidad portante que tiene el suelo y obtener el CBR de diseño, se realizó ensayos de clasificación de material granular que se utilizara en las capas granulares mediante las especificaciones del Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

Se realizará el diseño de pavimentos por medio del método AASHTO 93, en base al número estructural de la sub rasante y el análisis por capas.

Cada método de diseño contiene los anexos y fórmulas para el cálculo de los espesores respectivos, junto con gráficas agregadas que indican la estructura de cada uno de ellos.

Cabe mencionar que este proyecto mejorara la calidad de vida y nivel económico de los moradores del sector de la comunidad de San Pablito de Agualongo.

8.2 Pavimentos.

El pavimento está compuesto por un conjunto de capas de material clasificado que son colocadas una sobre otra desde el nivel de sub-rasante, con el objetivo de aumentar la resistencia del suelo, debido a que este está sometido a cargas de tráfico, las cuales son transmitidas a los diferentes estratos, por lo cual se debe proporcionar una buena superficie de rodamiento para así evitar las posibles fallas y agrietamientos.

En las capas superiores de la estructura del pavimento se colocan los materiales de mayor capacidad de carga, y los de menor calidad en las capas inferiores. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la conforma, sino también del procedimiento constructivo, siendo dos factores importantes la compactación y la humedad, ya que cuando un material no se acomoda adecuadamente, se producen deformaciones permanentes.

Generalmente al hablar de pavimentos se los puede dividir básicamente en dos tipos: Flexibles y Rígidos.

Para el proyecto de la comunidad de San Pablito de Agualongo se diseñara pavimento flexible con carpeta asfáltica y pavimento semiflexible (Articulado-Adoquinado) de donde se determinara uno de los dos para su construcción en obra.

8.2.1 Pavimento flexible (Asfáltico).

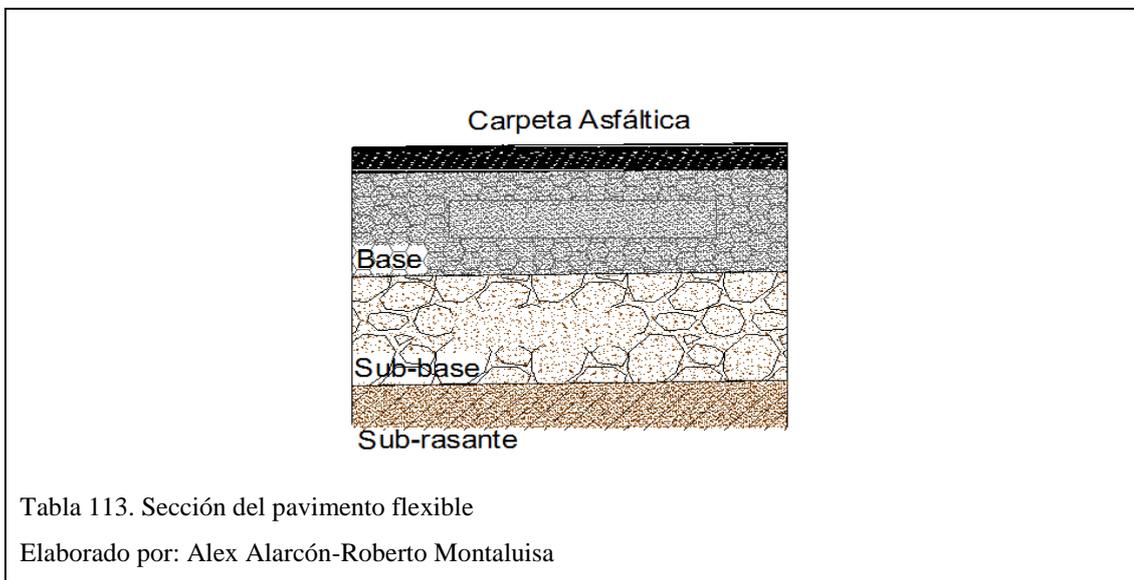
Rico y Del Castillo (1984) citan que sobre la capa sub-rasante se construye el pavimento flexible, que está compuesto por Sub-base, base y carpeta asfáltica. El pavimento flexible debe proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir a las terracerías los esfuerzos por las cargas del tránsito. Las características principales que debe cumplir un pavimento flexible son las siguientes:

- Resistencia estructural.
- Deformabilidad.
- Costo.
- Requerimientos de conservación.
- Comodidad.

Para el presente proyecto se utilizó un periodo de diseño en función de la proyección del tránsito, el periodo de diseño de un pavimento, normalmente es de 10 - 20 o más años, este periodo es el inicia en el proceso de construcción y finaliza cuando este alcanza la serviciabilidad mínima.

Por lo tanto el periodo de diseño adoptado según la proyección del tránsito fue de 20 años con una intervención de mantenimiento que se realizará a los diez años, estos datos fueron tomados del capítulo (4.1.7.1 Proyección del tránsito).

El análisis del pavimento flexible involucra diversos parámetros como son índice de serviciabilidad, variable de tiempo, transito, confiabilidad, módulo resiliente, coeficiente de drenaje y desviación estándar, todos estos factores sirven para establecer una estructura de pavimento confiable.



8.2.2 Pavimento semiflexible (Articulado-Adoquinado).

Este tipo de pavimento está construido de una superficie de rodadura formadas por piedras o elementos prefabricados de hormigón hidráulico llamados adoquines que individualmente son muy resistentes, estos pueden ir sobre una capa de arena, la cual a su vez, se apoya sobre una capa de base granular, o directamente sobre la sub-rasante adecuadamente terminada, de acuerdo con los detalles indicados en los planos.

Los adoquines de hormigón serán construidos en prensas mecánicas, y serán paralelepípedos rectangulares con todas sus caras rectangulares y uniformes formadas en ángulo recto. El hormigón para la preparación de los adoquines estará formado por agregados gruesos y finos cribados o triturados, que cumplan con los requerimientos de la subsección 813-4 (MOP-001-F-2002, págs. IV-11), cementos Portland tipos I ó II. Dichos adoquines deben tener hormigón de 300 Kg/cm² de resistencia a la rotura por compresión como mínimo para ser aceptados como elementos de soporte estructural de una vía. Los adoquines deben ser instalados sobre una estructura adecuada, compuesta de varias capas superpuestas y tener un buen ensamblado para conforman una superficie apta, que soporte las sollicitaciones de carga vehicular y ambientales.

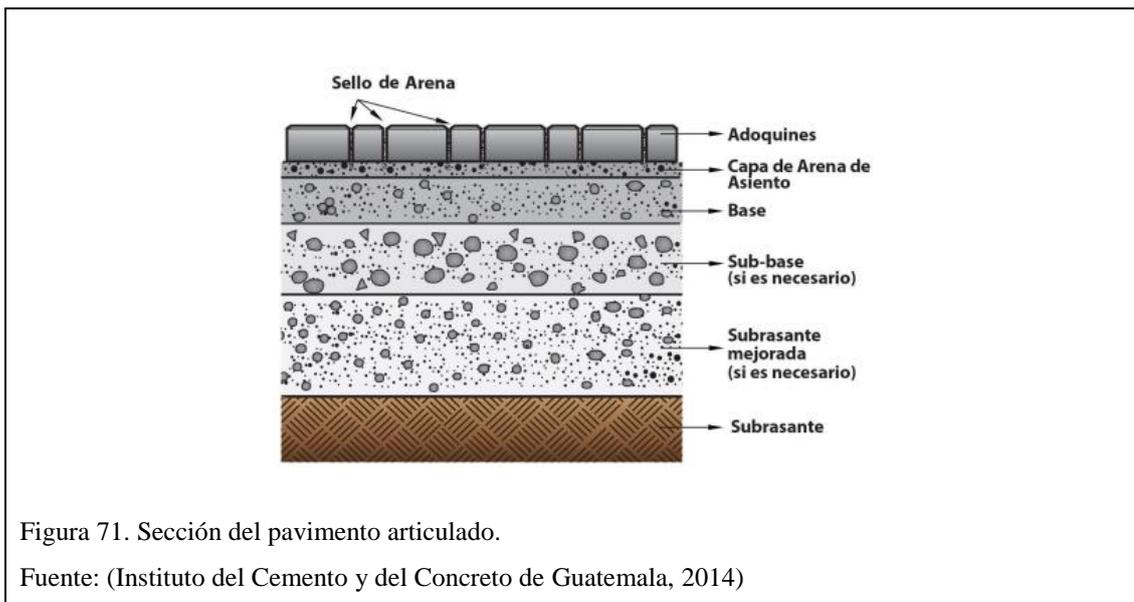


Figura 71. Sección del pavimento articulado.

Fuente: (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2014)

8.3 Estructura de los pavimentos.

Los pavimentos son superficies de rodamiento, con bases granulares y en algunos casos sub-bases granulares. Las capas que constituyen la estructura de los pavimentos se detallan a continuación.

8.3.1 Sub-Rasante.

Actualmente el terreno de sub-rasante del proyecto se presenta con tramos de suelo natural y en otros existe empedrado, de donde no se considerara dicho empedrado ya que el trazado propuesto tendrá otros niveles de diseño, la sub-rasante sirve como soporte para toda la estructura del pavimento.

Para realizar el diseño de pavimentos debemos analizar las propiedades físicas - mecánicas de la sub-rasante mediante ensayos realizados en laboratorio y campo, con lo que se determinó el CBR de diseño = 10.75 % y el módulo resiliente $M_r=10878.03$ PSI, descritos en el capítulo geológico-geotécnico, de igual manera se identificó el tipo de suelo y sus características, predominando a lo largo del proyecto suelos Arcillosos y limo arenosos, calificando como una sub-rasante de regular a buena, estos resultados ayudaron a identificar si el suelo es apto para realizar la construcción en el o si necesita algún tipo de mejoramiento, con lo que se concluyó que no será necesario realizar algún tipo de mejoramiento en dicha capa.

A la subrasante se le debe dar el mismo perfil especificado para la superficie de los adoquines, de manera que al colocar la base y la cama de arena, cumplan con las cotas de diseño especificadas para toda el área del pavimento.

En las excavaciones de la sub-rasante habrá un aumento de volumen a tener en cuenta en el acarreo por un factor de esponjamiento producido en el suelo, el mismo que se identificó en los ensayos de laboratorio siendo de 1.16%, y una consolidación y compactación en el perfil de relleno.

El movimiento de tierras se lleva a cabo fundamentalmente mediante acciones mecánicas sobre los terrenos. Se causa así un cambio de volumen aparente, unas veces como efecto secundario (aumento del volumen aparente mediante la excavación) y otras como objetivo intermedio para conseguir la mejora del comportamiento mecánico (disminución mediante apisonado), este parámetro no se considerara en volúmenes de obra sino en el capítulo de precios unitarios.

8.3.2 Sub-base.

La sub-base está compuesta por agregados obtenidos por procesos de trituración o de cribado, mismos que serán tomados de la cantera Construcal dado que realizados los estudios de agregados dichos resultados califican a los materiales de esta procedencia como buenos y aptos para realizar las diferentes capas de la estructura del pavimento.

La capa de sub-base se colocará sobre la subrasante previamente compactada de conformidad con las alineaciones, pendientes y sección transversal señaladas en los planos.

Para la sub-base todos los agregados que se empleen deberán tener un coeficiente de desgaste máximo de 50%, de acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles y la porción que pase el tamiz N° 40 deberá tener un índice de plasticidad menor que 6 y un límite líquido máximo de 25.

“La capacidad de soporte corresponderá a un CBR igual o mayor del 30%”, de acuerdo al (MOP-001-F-2002).

Los resultados de los ensayos de clasificación de los agregados realizados en laboratorio demuestran que el material de sub-base alcanza una capacidad de soporte CBR =30%, junto con los siguientes resultados:

Tabla 114. Resultados de ensayo de granulometría.

Descripción del ensayo	Especificado	Resultado de laboratorio	Observaciones
Coef. Desgaste máx.	50%	30.70%	Cumple
Índice de plasticidad	< 6 %	Menor a 6 %	Cumple
Límite Líquido máx.	< 25 %	Menor a 25 %	Cumple
C.B.R.	≤ 30 %	30%	Cumple
% pasa Tamiz N.4	30-70	43% (Sub-Base clase 3)	Cumple
% pasa Tamiz N.200	0-20	4% (Sub-Base clase 3)	Cumple

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Para el proyecto de San Pablito de Agualongo se determina un Módulo resiliente y un coeficiente de material (a) de Sub-base en relación al CBR junto con la utilización de la siguiente figura.

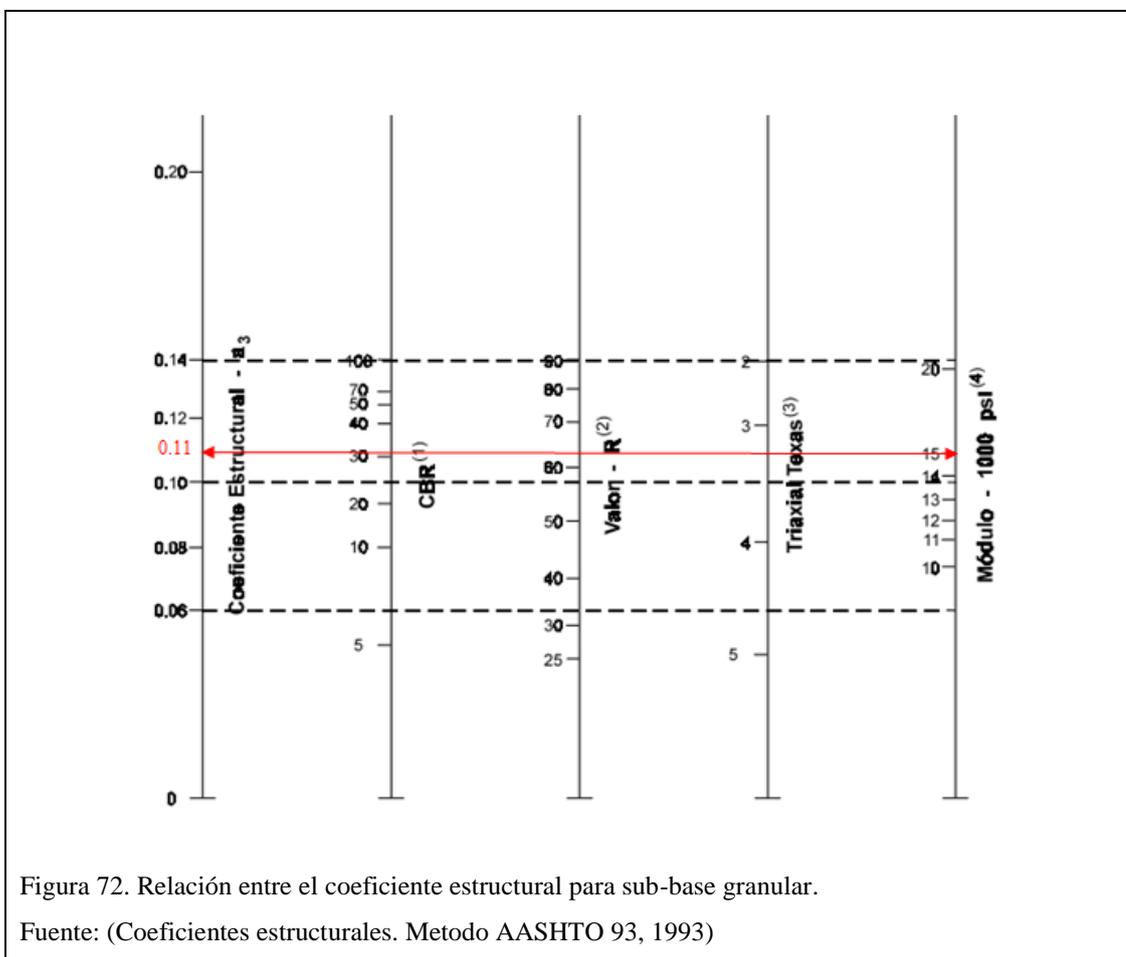


Figura 72. Relación entre el coeficiente estructural para sub-base granular.
Fuente: (Coeficientes estructurales. Metodo AASHTO 93, 1993)

Tabla 115. Resultados de cálculos para sub-base.

Módulo resiliente de la sub-base $M_r =$	15000 PSI
Coeficiente del material $a_3 =$	0.11

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

8.3.3 Base.

La base es la capa de material que se construye sobre la sub-base. Los materiales con los que se construye deben de ser de mejor calidad que los de la sub-base, la base está compuesta por agregados triturados total o parcialmente cribados, estabilizados con agregado fino procedente de la trituración, o suelos finos seleccionados, o ambos. La capa de base se colocará sobre una sub-base terminada y aprobada, dichos materiales también serán de procedencia de la mina Construcal. El límite líquido de la fracción que pase el tamiz N° 40 deberá ser menor de 25 y el índice de plasticidad menor de 6.

El porcentaje de desgaste por abrasión de los agregados será menor del 40% y de acuerdo al Ministerio de Obras Publicas MOP-001-F 2002, la capacidad de soporte CBR deberá ser igual o mayor al 80%. (MOP-001-F-2002)

Los resultados de los ensayos de clasificación de los agregados realizados en laboratorio demuestran que el material de base alcanza una capacidad de soporte CBR =80%, junto con los siguientes resultados.

Tabla 116. Resultados de ensayo de granulometría.

Descripción del ensayo	Especificado	Resultado de laboratorio	Observaciones
Coef. Desgaste máx.	40%	30.70%	Cumple
Índice de plasticidad	< 6 %	Menor a 6 %	Cumple
Límite Líquido máx.	< 25 %	Menor a 25 %	Cumple
C.B.R.	≤ 80 %	80%	Cumple
Compactación	100%	Base clase 2	Cumple
% pasa Tamiz N.200	3-15	4% (Base clase 2)	Cumple

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Para el proyecto de San Pablito de Agualongo se determina un Módulo resiliente y un coeficiente de material “a” de Base en relación al CBR junto con la utilización de la siguiente figura.

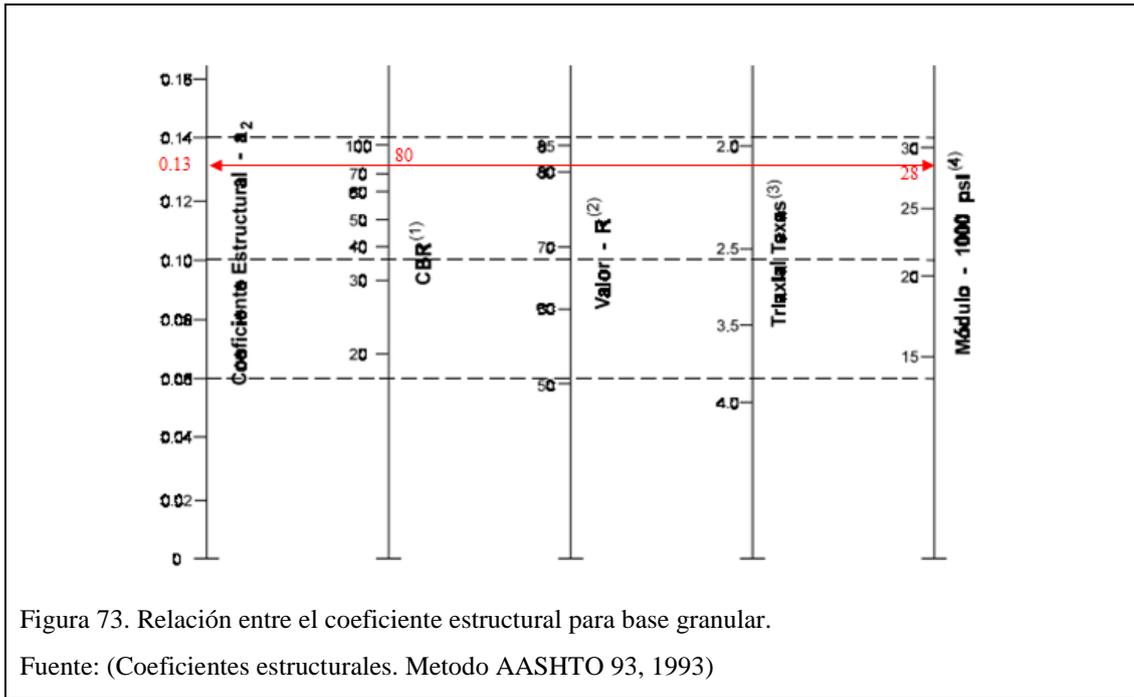


Figura 73. Relación entre el coeficiente estructural para base granular.

Fuente: (Coeficientes estructurales. Metodo AASHTO 93, 1993)

Tabla 117. Resultados de cálculos para base.

Módulo resiliente de la base Mr =	28000 PSI
Coeficiente del material a2 =	0.13

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

8.3.4 Carpeta asfáltica.

La carpeta asfáltica es la capa conformada por agregados granulares y asfalto, se colocara sobre la capa de base, esta deberá proporcionar una superficie con un tipo de textura definido, que asegure un buen agarre, resistencia al deslizamiento de los neumáticos, sea segura, uniforme y estable para el usuario

Debe ser resistente al desgaste como a la fractura para soportar las distintas cargas, en pavimentos de poco a regular transito se coloca una carpeta de un solo espesor y en casos de tráfico intenso y pesado el espesor de la carpeta asfáltica se divide en: Carpeta de desgaste y capa de liga (MOP-001-F-2002, p. 280).

La selección de la capa de rodadura más adecuada para el presente proyecto, se lo realizó por medio del método de cálculo estructural AASHTO 93 mismo que se describe más adelante.

8.3.4.1 Tipos de carpeta Asfáltica.

Carpetas de tratamientos o riegos superficiales.

Consiste en dar riego de asfalto o alguna emulsión sobre la base de impregnada y cubrirle con un material pétreo.

Carpeta de mezcla en el lugar o camino.

Se construye colocando el agregado sobre el lugar, aplicándole la cantidad adecuada de asfalto.

Carpeta de concreto asfáltico.

Creada con materiales de tamaño nominal de $\frac{3}{4}$ a $\frac{3}{8}$ de pulgada, llenante mineral, y asfalto, que puede ser preparado en planta y caliente.

La carpeta asfáltica puede ser elaborada según la temperatura de la mezcla:

- Mezcla en caliente-mezcla en planta.
- Mezcla en frío-mezcla en planta.
- Mezcla en sitio.

8.3.4.2 Coeficiente estructural para el material de la carpeta asfáltica.

En el caso de la carpeta asfáltica se determinó su valor de coeficiente estructural “a” según el módulo de estabilidad Marshall que determina para número de ejes equivalentes entre el rango de $10^6 < N \leq 10^7$ asuma el valor de 1800 lb. de estabilidad Marshall y se corroboró dicho valor con las tablas que expone el método AASHTO 1993.

Tabla 118. Características para mezclas de granulometría densa, método Marshall.

Características	Número de ejes equivalentes de diseño ΣL [1]	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$10^6 < \Sigma L \leq 10^7$ [2]
Compactación; número de golpes en cada cara de la probeta	50	75
Estabilidad; N (lb.), mínimo	5 340 (1 200)	8 000 (1 800)
Flujo; mm (10^{-2} in)	2 - 4 (8 - 16)	2 - 3,5 (8 - 14)
Vacios en la mezcla asfáltica (VMC); %	3 - 5	3 - 5
Vacios ocupados por el asfalto (VFA); %	65 - 78	65 - 75

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Para tránsitos mayores de 10^7 ejes equivalentes de 8,2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

Fuente: (Secretaría de Comunicaciones y Transportes., 2015)

Tabla 119. Coeficientes de capas para diseño estructural de pavimentos flexibles.

CLASE DE MATERIAL	NORMAS	COEFICIENTE (CM)
CAPA DE SUPERFICIE		
CONCRETO ASFALTICO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 1000 - 1800 LBS	0.134 - 0.173
ARENA ASFALTICA	ESTABILIDAD DE MARSHALL 500 - 600 LBS	0.079 - 0.118
CARPETA BITUMINOSA MEZCLADA EN EL CAMINO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 300 - 600 LBS	0.059 - 0.098
CAPA DE BASE		
AGREGADOS TRITURADOS GRADUADOS UNIFORMEMENTE	P.I. 0 - 4, CBR > 100%	0.047 - 0.056
GRAVA GRADUADA UNIFORMEMENTE	P.I. 0 - 4, CBR 30 - 60%	0.028 - 0.051
CONCRETO ASFALTICO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 1000 - 1600 LBS	0.098 - 0.138
ARENA ASFALTICA	ESTABILIDAD DE MARSHALL 500 - 600 LBS	0.059 - 0.098
AGREGADO GRUESO ESTABILIZADO CON CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION 28 - 46 kg/cm ²	0.079 - 0.139
AGREGADO GRUESO ESTABILIZADO CON CAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION 7 kg/cm ²	0.089 - 0.119
SUELO - CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION 18 - 32 kg/cm ²	0.047 - 0.079
CAPA DE SUB - BASE		
ARENA - GRAVA, GRADUADA UNIFORMEMENTE	P.I. 0 - 6, CBR 30%	0.032 - 0.043
SUELO - CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION 18 - 22 kg/cm ²	0.025 - 0.071
SUELO - CAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION 8 kg/cm ²	0.059 - 0.071
MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE		
ARENA O SUELO SELECCIONADO	P.I. 0 - 10	0.020 - 0.025
SUELO CON CAL	3% MINIMO DE CAL EN PESO DE LOS SUELOS	0.028 - 0.029
TRATAMIENTO SUPERFICIAL BITUMINOSO		
TRIPLE RIEGO		* 0.40
DOBLE RIEGO		* 0.25
SIMPLE RIEGO		* 0.15
* USAR ESTOS VALORES PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTOS BITUMINOSOS, SIN CALCULAR ESPESORES		

Fuente: (Coeficientes estructurales. Metodo AASHTO 93, 1993)

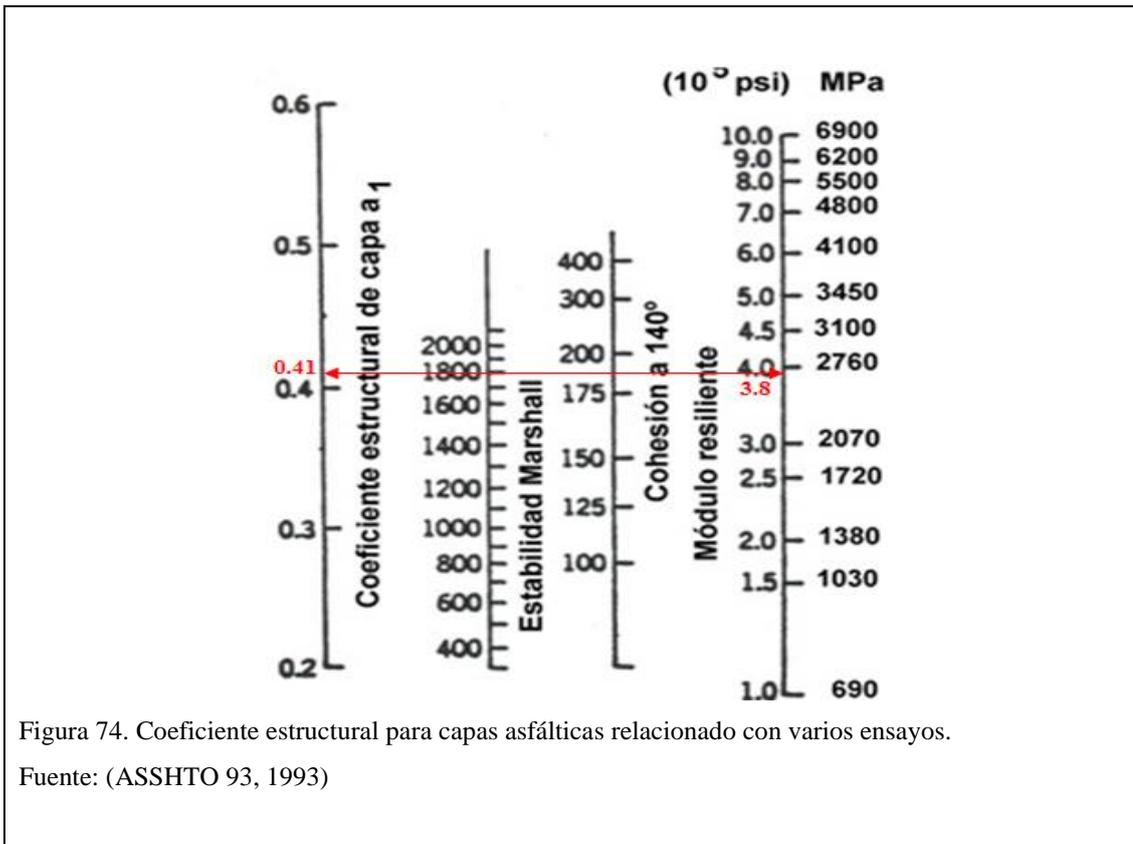


Tabla 120. Resultados de cálculos para C. Asfáltica.

Estabilidad Marshall =	1800 lb
Módulo resiliente de la C. Asfáltica Mr =	380000 PSI
Coefficiente del material a1 =	0.41

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

8.4 Parámetros de diseño del pavimento flexible (Asfáltico).

Las mezclas asfálticas de granulometría cerrada u semicerrada deberán cumplir con los requisitos especificados de acuerdo a los ensayos del método Marshall (MOP-001- f - 2002) como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 121. Criterios del control de calidad de mezclas asfálticas.

Tipo de tráfico	Muy pesado		Pesado		Mediano		Liviano	
	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx
Criterios Marshall								
No.de golpes/capa	75		75		50		50	
Estabilidad (lb)	2200	1800	1200	...	1000	2400
Flujo (in/100)	8	14	8	14	8	16	8	16
*Capa de rodadura	3	5	3	5	3	5	3	5
*Capa intermedia	3	8	3	8	3	8	3	8
*Capa de base	3	9	3	9	3	9	3	9

Fuente: (MOP-001-F-2002)

8.4.1 Parámetros de diseño de la Sub-base.

La densidad mínima de la sub-base no será menor que el 100% de la densidad máxima obtenida en laboratorio, mediante los ensayos previos de Humedad Optima y Densidad Máxima.

Los agregados que se empleen deberán tener un coeficiente de desgaste máximo de 50%, de acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles y la porción que pase el tamiz N° 40 deberá tener un índice de plasticidad menor que 6 y un límite líquido máximo de 25. La capacidad de soporte corresponderá a un CBR igual o mayor del 30%. En ningún punto de la capa de sub-base terminada, el espesor deberá variar en más de dos centímetros con el espesor indicado en los planos; estos espesores serán medidos luego de la compactación final

de la capa, cada 100 metros de longitud en puntos alternados al eje y a los costados del camino.

La cantidad a pagarse por la construcción de una sub-base de agregados, será el número de metros cúbicos efectivamente ejecutados y aceptados por el fiscalizador medidos en sitio después de la compactación (MOP-001-F-2002, pág. 242).

8.4.2 Parámetros de diseño de la Base.

Se deberá realizar en todas las capas de base los ensayos de densidad de campo, usando equipo nuclear debidamente calibrado.

La densidad mínima de la base no será menor que el 100% de la densidad máxima del Proctor modificado.

El límite líquido de la fracción que pase el tamiz N° 40 deberá ser menor de 25 y el índice de plasticidad menor de 6. El porcentaje de desgaste por abrasión de los agregados será menor del 40% y el valor de soporte de CBR deberá ser igual o mayor al 80%.

En ningún punto de la capa de base terminada, el espesor deberá variar en más de un centímetro con el espesor indicado en los planos; Estos espesores y la densidad de la base, serán medidos luego de la compactación final cada 100 metros de longitud, en puntos alternados al eje y a los costados del camino.

La cantidad a pagarse por la construcción de una base de agregados, será el número de metros cúbicos efectivamente ejecutados y aceptados por el Fiscalizador, medidos en sitio después de la compactación (MOP-001-F-2002, pág. 252).

8.4.3 Riego de imprimación.

El material bituminoso estará constituido por asfalto diluido emulsiones asfálticas los que deben presentar un aspecto homogéneo y estar exentos de agua, de modo que no formen espuma cuando se los caliente a la temperatura de empleo.

La unidad de medida para el asfalto será el litro y la medición se efectuará reduciendo el volumen empleado a la temperatura de la aplicación, al volumen a 15.6 0C. Cuando se use asfalto diluido de curado medio la cantidad estará entre límites de 1.00 a 2.25 litros por metro cuadrado, cuando se use un asfalto emulsificador SS-1, SS- 1h, CSS-1 o CSS-1h variara entre 0.5 y 1.4 l/m² (MOP-001-F-2002, pág. 280).

8.4.4 Medición de la cantidad de asfalto.

El asfalto usado en el riego de imprimación se paga usualmente por litro (galón).

Esto significa que debe medirse el contenido del distribuidor antes y después de la operación de roseado. La diferencia entre la primera y segunda lectura indica la cantidad de material aplicada a la vía (MOP-001-F-2002).

8.4.5 Hormigón asfáltico.

El tipo y grado del material asfáltico que deberá emplearse en la mezcla estará determinado en el contrato y será mayormente cemento asfáltico con un grado de penetración 60 - 70. En caso de vías que serán sometidas a un tráfico liviano o medio se permitirá el empleo de cemento asfáltico 85 – 100 (MOP-001-F-2002, pág. 298).

8.4.6 Mezcla en caliente.

Se realizará una serie de 3 extracciones de núcleos como mínimo cada 10.000 m² o por cada 1.000 toneladas de mezcla para la carpeta de rodadura; para comprobar la densidad en el sitio se harán por lo menos 15 determinaciones de densidades por medio de un densímetro nuclear cada 10.000 m² o por cada 1.000 toneladas de carpeta de rodadura (MOP-001-F-2002, pág. 308).

8.4.7 Densidad de la mezcla compactada.

La densidad de la mezcla compactada está definida como su peso unitario (el peso de un Volumen específico de la mezcla).

La densidad es una característica muy importante debido a que es esencial tener una alta densidad en el pavimento terminado para obtener un rendimiento duradero.

La densidad es calculada al multiplicar la gravedad específica total de la mezcla por la densidad del agua (1000 kg/m³). La densidad obtenida en el laboratorio se convierte la densidad patrón, y es usada como referencia para determinar si la densidad del pavimento terminado es, o no, adecuada.

Las especificaciones usualmente requieren que la densidad del pavimento sea un porcentaje de la densidad del laboratorio. La obra se medirá por superficie en metros cuadrados del área de la subrasante conformada y compactada (MOP-001-F-2002).

8.4.8 Fórmula maestra.

Antes de iniciar la preparación de hormigón asfáltico para utilizarlo en obra, el Contratista deberá presentar al Fiscalizador el diseño de la fórmula maestra de obra, preparada en base al estudio de los materiales que se propone utilizar en el trabajo.

La fórmula maestra establecerá:

- 1) Las cantidades de las diversas fracciones definidas para los agregados;
- 2) El porcentaje de material asfáltico para la dosificación, en relación al peso total de todos los agregados, inclusive el relleno mineral y aditivos para el asfalto si se los utilizare.
- 3) La temperatura que deberá tener el hormigón al salir de la mezcladora

4) La temperatura que deberá tener la mezcla al colocarla en sitio. La obra se medirá por superficie en metros cuadrados del área de la subrasante conformada y compactada (MOP-001-F-2002, pág. 295).

8.4.9 Porcentaje de asfalto.

La proporción de asfalto en la mezcla es importante y debe ser determinada exactamente en el laboratorio, y luego controlada con precisión en la obra.

El contenido óptimo de asfalto de una mezcla depende, en gran parte, de las características del agregado tales como la granulometría y la capacidad de absorción.

La granulometría del agregado está directamente relacionada con el contenido óptimo del asfalto. Entre más finos contenga la graduación de la mezcla, mayor será el área superficial total, mayor será la cantidad de asfalto requerida para cubrir, uniformemente, todas las partículas (MOP-001-F-2002).

8.4.10 Las briquetas en campo.

Se recomienda que el diámetro del espécimen cilíndrico sea al menos igual a cuatro veces el tamaño máximo del agregado, además se debe obtener por lo menos tres proporciones aproximadamente iguales seleccionadas al azar.

Se recomienda que el espesor de los especímenes sea al menos una vez y media el tamaño máximo del agregado.

La extracción de los especímenes tomados del pavimento deberá hacerse con taladro saca-núcleos, o mediante otros métodos apropiados (MOP-001-F-2002).

8.5 Parámetros de diseño para pavimentos semiflexibles (Adoquinado).

Los adoquines de concreto conforman la rodadura o superficie de los pisos y pavimentos que llevan su nombre, y se consideran como un

pavimento flexible con una rodadura segmentada, (no articulada), que tiene una rigidez igual o mayor que la de una rodadura con espesor igual de concreto asfáltico, por lo cual requiere la misma o menor estructura de soporte (base o sub-base) que un pavimento de concreto asfáltico. (MOP-001-F-2002)

Según el método desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de Newcastle, Reino Unido por medio del paquete de elementos finitos lusas utilizado para generar el modelo de simulación comparativa determina que las propiedades de los materiales de una base de hormigón C10 con una resistencia a la flexión supuesta de 2 N / mm^2 es similar a una superficie compuesta de adoquines de hormigón de 80mm de espesor y cama de arena en 30 mm de espesor. En el análisis de elementos finitos, la superficie se ha modelado como una capa homogénea de material de 110 mm de espesor que tiene un módulo elástico de 4000 N / mm^2 y una relación de Poisson de 0,15. Esto se ha encontrado para equiparar estrechamente con las propiedades tanto de adoquines de hormigón y materiales de revestimiento unidos bituminosos.

En el caso de pavimentos de bloques de hormigón, de 80 mm de espesor en unidades rectangulares fijadas a un patrón de espina de pescado se han encontrado que exhiben un alto nivel de estabilidad y resistencia. Otros tipos de unidades de pavimento y otros patrones de colocación también pueden ser satisfactorio, pero se debe tener cuidado cuando se desvíen de las unidades probadas rectangulares fijadas a un patrón de espina de pescado (Knapton, 2014).

8.5.1 capa superior del pavimento articulado

La capa superior del pavimento articulado, tiene elementos prefabricados de concreto, los mismos que están articulados siguiendo algún tipo de patrón modular, que se traban sin la utilización de material cementante, maquinaria especial o mano de obra calificada.

La carpeta de adoquinado trabaja como un solo elemento estructural, mismo que está compuesto por los siguientes elementos:

- La cama de arena de asiento.
- Los adoquines de concreto.
- El sello de arena.

8.5.2 Capa de arena de soporte.

La cama de arena tiene tres funciones: como filtro para el agua que logre penetrar por las juntas, como capa de soporte para los adoquines y como amarre entre adoquines cuando la arena penetra por las juntas. La cama de arena forma parte de la capa de rodadura de un pavimento de adoquín.

La arena para la capa de asiento deberá cumplir con los requisitos indicados en la subsección 813-5 del MOP-001-F-2002.

La superficie de apoyo debe hallarse conformada de acuerdo con lo estipulado en los documentos contractuales y estas especificaciones. Antes de iniciar la colocación de la capa de asiento, deberá ser humedecida uniformemente. (MOP-001-F-2002)

Luego, se colocará una capa de arena de aproximadamente 5 cm. de espesor en toda superficie que recibirá el adoquín. Sobre esta capa se asentarán los bloques maestros para continuar, en base a ellos, la colocación del resto de adoquines nivelados y alineados utilizando hilos guías que se colocarán en sentido longitudinal y transversal. La penetración y fijado preliminar del adoquín se conseguirá mediante un pisón de madera con el cual se acomodarán y nivelarán los adoquines. Todos los espacios mayores al 25% del área de un adoquín deberán ser ocupados por fracciones cortadas; las áreas inferiores al 25% podrán ser rellenadas con hormigón de 300 Kg/cm² de resistencia a la rotura por compresión como mínimo, y su superficie será tratada con la misma textura del adoquín de piedra o de hormigón (MOP-001-F-2002).

8.5.3 Adoquines de concreto.

El adoquín es un elemento macizo prefabricado en concreto, que se usa para conformar la rodadura de pavimentos; dado que nunca van unidos por ningún tipo de cementante, están apoyados únicamente sobre una capa de arena gruesa y limpia, funcionando como una rodadura segmentada. Los adoquines de hormigón serán construidos en prensas mecánicas, y serán así mismo paralelepípedos rectangulares con todas sus caras regulares y uniformes formadas en ángulo recto. Serán premoldeados en las dimensiones especificadas para utilizarlos sin ninguna adecuación posterior. En todo caso la forma y dimensiones exactas estarán establecidas en los documentos contractuales. El hormigón para la preparación de los adoquines estará formado por agregados gruesos y finos cribados o triturados, que cumplan con los requisitos de la subsección 813-4, cemento Portland tipos I ó II, acordes con las exigencias de la Sección 802, y agua.

El Fiscalizador comprobará la resistencia a la compresión del adoquín de cada parada de fabricación de acuerdo con lo establecido en la norma INEN 1485. Los requisitos necesarios para la fabricación de los adoquines de hormigón empleados en pavimentos deberán cumplir lo establecido en la norma INEN 1488 (MOP-001-F-2002, pp. VIII-386).

8.5.4 Arena de sellado.

La arena utilizada para el sello de las juntas entre los adoquines es de origen aluvial sin trituración, libre de finos plásticos, polvo y materia orgánica. Los adoquines deberán quedar separados por espacios máximos de unos 5 mm. aproximadamente, los cuales serán rellenos con arena fina o polvo de piedra de trituración, cuyo 100% deberá atravesar el tamiz N°. 4 y entre el 15 y el 50% deberá atravesar el tamiz N°. 200. Este material se esparcirá uniformemente sobre la superficie y se ayudará a su penetración mediante el uso de escobas y riego de agua. (MOP-001-F-2002)

Una vez completada la colocación de los adoquines y relleno de las juntas, se procederá a la fijación y asentamiento mediante el uso de rodillos lisos tándem de 6 a 8 toneladas. Finalmente, se barrerá el exceso del agregado fino, Ministerio de Obras Públicas. (MOP-001-F-2002, pp. VIII-388)

8.6 Influencia del clima.

El clima es la relación entre la precipitación de las lluvias y la evaporación producto de la variación de temperatura.

Las lluvias por su acción directa en la elevación del nivel freático influyen en la resistencia, la compresibilidad y los cambios volumétricos de los suelos de sub-base especialmente. Este parámetro también influye en algunas actividades de construcción tales como el movimiento de tierras y la colocación y compactación de capas granulares y asfálticas.

Los cambios de temperatura en los pavimentos flexibles como el asfalto tiene una alta susceptibilidad térmica, el aumento o la disminución de temperatura puede ocasionar una modificación sustancial en el módulo de elasticidad de las capas asfálticas, ocasionando en ellas y bajo condiciones especiales, deformaciones o agrietamientos que influirán en el nivel de servicio de la vía.

Los pavimentos con sub-bases y con bases, son afectados por la presencia de agua. Esto debido a que las propiedades mecánicas de estas estructuras son significativamente sensibles al agua, por ello también no pueden ser utilizados en condición saturada. No obstante a lo anterior, todo pavimento expuesto a condiciones de saturación debería considerar un adecuado diseño de drenaje. La razón principal es la probabilidad de la presencia de una sobrecarga, lo que sumado a condiciones de saturación y problemas de variabilidad de la calidad constructiva, pueden producir fallas importantes en toda la sección estructural del pavimento.

De acuerdo a esta condicionante se determinó que para la zona del proyecto de San Pablito de Agualongo según datos de la estación meteorológica Tomalón ubicada en la parroquia la Esperanza, se tiene las siguientes precipitaciones considerables en los meses de febrero, marzo, abril, octubre, noviembre y diciembre, que van desde 57.90 mm hasta los 94.42 mm, por lo que se determinó que durante seis meses al año, la

vía tiene presencia de lluvias en su estructura, de donde se determinara la capacidad de drenaje del pavimento.

8.6.1 Capacidad de drenaje (mi).

Para determinar los valores de los coeficientes de drenaje de la base (m²) y sub base (m³); la norma AASHTO se basa en la capacidad que tiene el drenaje para remover la humedad interna del pavimento.

El valor de este coeficiente depende de dos parámetros: la capacidad del drenaje, que se determina de acuerdo al tiempo que tarda el agua en ser evacuada, y el porcentaje de tiempo durante el cual el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.

La calidad del drenaje dependerá del tipo de material que estén formadas las capas de la estructura del pavimento; para el proyecto se asume una calidad de drenaje bueno debido a que el material no contiene arcilla por lo que podrá evacuar con facilidad el agua existente en las capas del pavimento. (Elmer, 1993, pg.1333)

Asumiremos una calidad de drenaje excelente para la carpeta de base de donde se estima un tiempo de evacuación de agua en 2 horas ya que la topografía que presenta el proyecto tiene pendientes pronunciadas y terrenos de cultivos aledaños a la vía por lo que no se presenta complicaciones en el drenaje de la misma.

Tabla 122. Capacidad del drenaje para remover la humedad.

Calidad del drenaje	Agua removida en:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	A semana
Pobre	1 mes
Malo	Agua no drenada

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

En función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año en el cual la estructura de pavimento puede estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación, se tomó como referencia los datos de precipitaciones de la estación meteorológica Tomalón mencionada anteriormente, en el que se indica las precipitaciones medias mensuales desde el año 2000 al 2012 siendo el año 2011 el de mayor precipitación.

Para la determinar la capacidad de drenaje se realizó en base al año 2011 con una relación entre la precipitación total y los meses más lluviosos como son Febrero, marzo, abril, octubre, noviembre y diciembre como se indica.

Precipitación total: 817.3 mm

Precipitación de los 6 meses: 590.3 mm

$$m_2 = \frac{\text{Presipitaciones de meses de lluvias} \times 100}{\text{Presipitacion total del año}} = \frac{590.3\text{mm} \times 100}{817.3} = 72.23\%$$

En base a la relación se obtuvo una probabilidad de que las capas del pavimento lleguen al 72.23 % de saturación.

Tabla 123. Porcentajes de tiempo en función de la calidad del drenaje y de la humedad.

Calidad del drenaje	Porcentaje de tiempo con la estructura expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	< 1%	1- 5 %	5- 25 %	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular aceptable	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

De la tabla 123 se obtuvo que el coeficiente de drenaje (m2) para la base es de 1.20 y para la sub base (m3) es de 1.00.

8.7 Diseño del pavimento asfáltico por el método AASHTO 1993.

El método de diseño del pavimento flexible propuesto por la <<American Association of State Highway Transportation Officials>> (AASHTO) considera el análisis de diversos parámetros como son índice de serviciabilidad, variables de tiempo, tránsito, confiabilidad, módulo resiliente, coeficiente de drenaje y desviación estándar, todos estos parámetros son necesarios para predecir un comportamiento confiable de la estructura del pavimento.

La ecuación AASHTO para el diseño de pavimentos flexibles es:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.2 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1.094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} Mr - 8.07$$

Dónde:

Δ PSI: Pérdida de serviciabilidad

W_{18} : Número de cargas de 18 Kips (8.2 Ton) previstas

Zr: Desviación normal

So: Desviación estándar de todas las variables

Mr: Módulo resiliente de la sub-rasante (psi)

SN: Número estructural (pulg)

De acuerdo con Pavimentos flexibles AASHTO 93, el modelo de ecuación de diseño para pavimento flexible, se centra básicamente en la variación en el índice de serviciabilidad (Δ PSI), durante la vida de servicio del pavimento, de tal manera que representará un parámetro acerca de las bondades de la superficie de rodadura para circular sobre ella.

Las ecuaciones del procedimiento AASHTO tienen un número de variable que afectaran de manera significativa en la solución o número estructural (SN), por lo tanto se calculará de tal manera que la estructura pueda soportar los ejes equivalentes durante el periodo de diseño. Ciertamente el método AASHTO se recomienda usar en condiciones de viales de alto volumen y siempre mantener en consideración un periodo de mantenimiento de acuerdo a los años propuestos de uso.

8.7.1 Periodo de diseño.

El periodo de diseño adoptado según la proyección del tránsito fue de 20 años con una intervención de mantenimiento que se realizará a los diez años, la vida útil es el periodo entre la construcción y la rehabilitación del pavimento con un grado de servicialidad mínimo, estos datos fueron tomados del capítulo (4.1.7.1 Proyección del tránsito).

Tabla 124. Periodo de diseño en función del volumen del tránsito.

Tipo de camino	Período de análisis
Gran volumen de tránsito urbano	30 - 50 años
Gran volumen de tránsito rural	20 - 50 años
Bajo volumen pavimentado	15 - 25 años

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

8.7.2 Tránsito de diseño.

Se calcula el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño para el periodo de vida útil del proyecto. Este cálculo se puede realizar teniendo en cuenta la existencia de series estadísticas o históricas del comportamiento del tránsito o por medio de aforos vehiculares, tal es el caso del presente proyecto de donde se determinó el TPDA y el tráfico proyectado para el periodo de diseño, en el capítulo del Estudio de Transito numeral 4.1.7.7.1 se calculó el número de ejes equivalentes teniendo los siguientes resultados:

Factor sentido (Fd)= 50%

Factor de distribución de carril (Fc)=1.0

Tasa de crecimiento (r)= 3.68%

Numero de ejes equivalentes de 8.2 toneladas para un periodo de diseño de 20 años.

Numero de ejes equivalentes NT=	1180473,58 Ejes equivalentes de 8.2 Ton.
---------------------------------	--

8.7.3 Nivel de confianza (R).

Se determina el nivel de confianza de diseño, en función a la seguridad que requiere la sección de la vía para el periodo de diseño, los valores de confiabilidad se determinan en base al tipo de vía y del sector ya sea urbana o rural.

Como se pudo observar en el análisis del capítulo del Estudio de Transito la vía por su funcionalidad, extensión e importancia pertenece a una vía colectora clase III, con un TPDA proyectado para el año 2035 de 636 veh/día, la misma que se encuentra ubicada en el sector rural de la parroquia Tupigachi.

En la siguiente tabla se presentan niveles de confianza recomendados para diferentes tipos de carreteras, Se usó un nivel de confianza del 95% que está dentro del rango de diseño. Tomando en cuenta que un nivel de confianza alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también cabe recalcar se requerirá de menos mantenimiento a corto plazo considerando que en el sector rural no se cuenta con suficientes recursos económicos para realizar dicha actividad, ahorrando a largo plazo costos de reparaciones y evitando malestar en la población.

Tabla 125. Niveles de confiabilidad sugeridos para varios tipos de carretera.

Clasificación Funcional	Nivel de confiabilidad, R (%)	
	Urbana	Rural
Interestatal y Autopista	85.0-99.9	80.0-99.9
Arteria Principales	80.0-99.0	75.0-95.0
Calles Colectoras	80.0-95.0	75.0-95.0
Calles Locales	50.0-80.0	50.0-80.0

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

Nivel de confianza asumido (R) %	95%
----------------------------------	-----

8.7.4 Desviación normal (Z_r).

Se determina la desviación normal (Z_r) en función del porcentaje de confiabilidad $R=95\%$, esta alternativa se la escoge si el estudio de tráfico y el estudio de la capacidad de soporte de la sub-rasante fueron realizados por el propio diseñador.

Tabla 126. Niveles de confiabilidad sugeridos para varios tipos de carretera.

Confiabilidad R %	Desviación normal Z_r	Confiabilidad R %	Desviación normal Z_r
50	0.00	92	-1.405
60	-0.253	93	-1.476
70	-0.524	94	-1.555
75	-0.674	95	-1.645
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327
91	-1.340	99.9	-3.090

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

En base a la confiabilidad adoptada del 95% se tiene una desviación normal de:

Desviación normal (Z_r) %	-1.645
-------------------------------	--------

8.7.5 Desviación estándar (S_o).

La desviación estándar (S_o) tiene en cuenta el error o desviación del diseño, la variación de las propiedades de los materiales, la variación de las propiedades de la sub-rasante, la variación en la estimación del tránsito, la variación de las condiciones

climáticas y la variación en la calidad de la construcción. Los valores recomendados del So se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 127. Desviación estándar, So, para pavimentos flexibles.

Proyecto de pavimento	Desviación estándar, So
Rango para pavimentos flexibles	0.40-0.50
Construcción nueva	0.45
Sobre-capas	0.50

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

Desviación estándar, So. Asumido	0.40
----------------------------------	------

8.7.6 Perdida del índice de serviciabilidad (Δ PSI).

El índice de serviciabilidad para pavimento flexible (Δ PSI) del diseño tiene en cuenta la diferencia entre el comportamiento del pavimento inicial y final cuyo resultado queda definido por una calificación de 1 a 5.

PSI = Índice de Servicio Presente

$$\Delta\text{PSI} = P_o - P_t$$

Dónde:

Δ PSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal deseado.

P_o = Índice de servicio inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para flexibles).

P_t = Índice de servicio terminal, para el cual AASHTO maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

Tabla 128. Serviciabilidad inicial, P_o .

Tipo de pavimento	Serviciabilidad inicial, P_o
Concreto	4.5
Asfalto	4.2

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

Tabla 129. Serviabilidad final, Pt.

Tipo de vía	Serviabilidad Final, Pt
Autopista	2.5 – 3.0
Carretera	2.0 – 2.5
Zonas industriales	
Pavimento urbano principal	1.5 – 2.0
Pavimento urbano secundario	1.5 – 2.0

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

Po = 4.2 para pavimentos flexibles.

Pt = 2.0 para caminos secundarios

Índice de serviabilidad presente (Δ PSI) del diseño =	2.2
---	-----

8.7.7 Determinación del número estructural para el pavimento flexible, SN.

El número estructural del pavimento flexible (SN) es un indicador adimensional de la estructura requerida por un pavimento para ofrecer la calidad de servicio prevista durante el periodo de diseño establecido, para unas determinadas condiciones de sub-rasante, tránsito, índice de servicio y condiciones ambientales. (Elmer, 1993, pg.163-165)

En la siguiente ecuación AASHTO para pavimentos flexibles se realizó la igualdad asumiendo diferentes valores para el número estructural (SN), junto con la ayuda del programa computacional desarrollado por el Ing. Luis Ricardo Vásquez Varela. Manizales 2004, el cual emplea la formula logarítmica por iteraciones propuesta por el método AASHTO 1993.

Tabla 130. Parámetros de diseño para calcular el número estructural.

Descripción	Valores
$\Delta PSI:$	2.2
$W_{18}:$	1180473,58 ejes de 8.2ton
$Z_r:$	-1.645
$S_o:$	0.4
(Mr) Sub-rasante :	11681.33 PSI
SN:	VALOR A CALCULAR

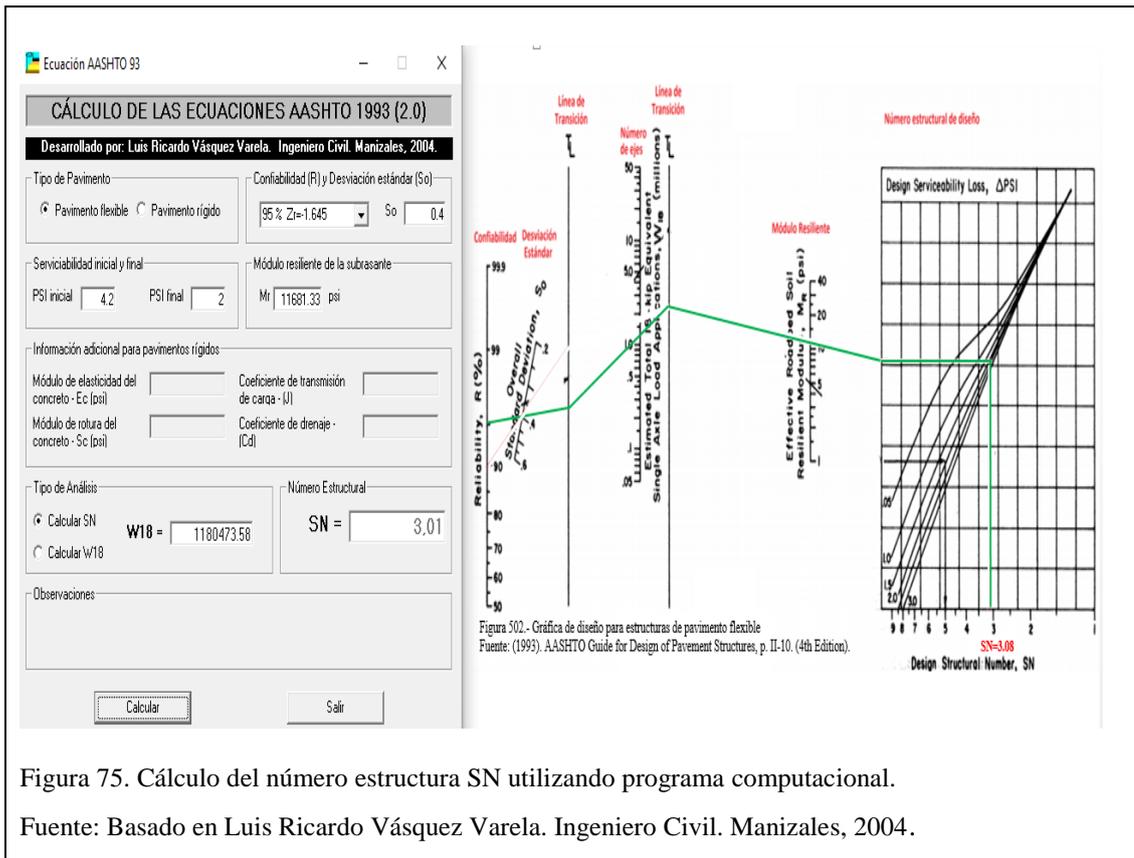
Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

Cálculo:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.2 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1.094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} Mr - 8.07$$

$$\begin{aligned} \log(1180473,58) = & -1.645 * 0.40 + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.2 + \frac{\log_{10} \left(\frac{2.2}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \frac{1.094}{(SN + 1)^{5.19}}} \\ & + 2.32 * \log_{10}(11681.33) - 8.07 \end{aligned}$$

El número estructural SN=3.08 obtenido de la gráfica de diseño para estructuras de pavimento flexible según el método AASHTO, se lo compara con el programa desarrollado por el Ing. Luis Ricardo Vásquez Varela. Manizales 2004, el cual emplea la fórmula logarítmica por iteraciones propuesta por el método AASHTO 1993.

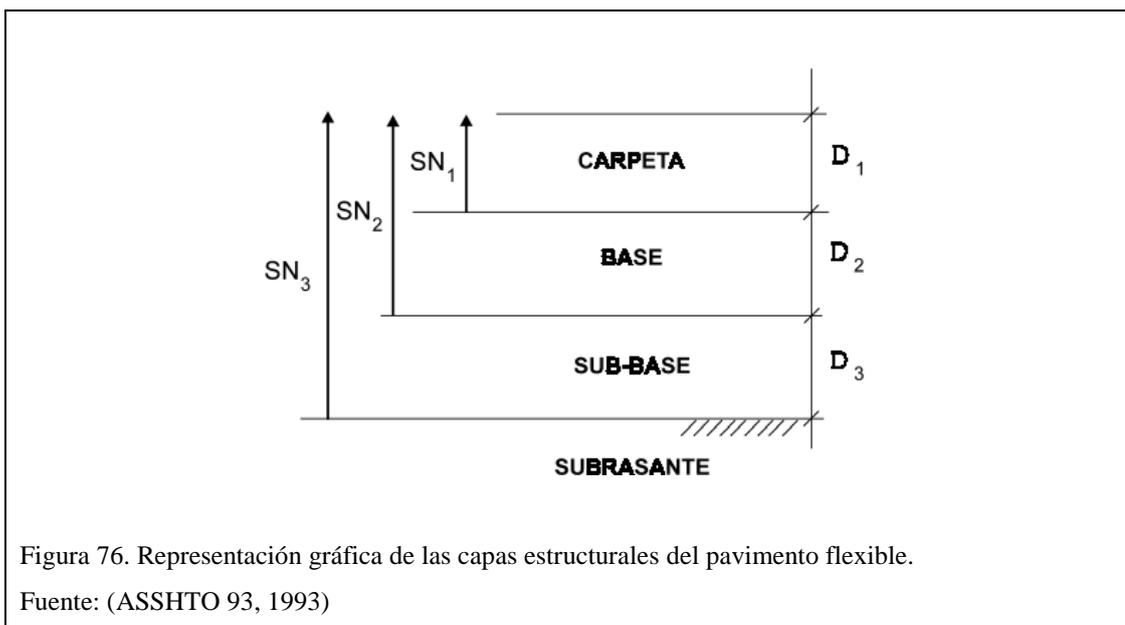


Número estructura SN₃, con respecto a la sub-rasante = 3.01

8.7.7.1 Calculo de la sección multicapa para pavimento flexible, SN3.

Para la determinación de los espesores de las capas estructurales del pavimento flexible se realizara un estudio completo de las diferentes clases de materiales que se usarán en el diseño estructural, dichas propiedades son los módulos resilientes, coeficientes estructurales y coeficientes de drenaje para clase de material, en la carpeta asfáltica, base y sub-base. Además debe conocerse el valor CBR para cada capa a utilizar.

La sección estructural multicapa en conjunto debe proveer la suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original.



Como se describe en la figura 76, el “número estructural SN3” sobre la capa de subrasante o cuerpo del terraplén es lo primero a calcularse, debido a que se conoce el CBR de diseño de la subrasante y su módulo resiliente. De la misma manera deberá obtenerse el número estructural requerido sobre las capas de la sub-base y base, utilizando los valores de resistencia aplicables para cada uno.

Trabajando con las diferencias entre los números estructurales que se requieren sobre cada capa, el espesor máximo permitido de cualquier capa puede ser calculado.

8.7.7.2 Determinación del número estructural SN2 para Sub-base.

Con los datos obtenidos del monograma para Sub-base en la sección anterior (4.5.2.3.2 Sub-base), se procede a determinar el número estructural con la ayuda del programa computacional.

Módulo resiliente de la sub-base $M_r =$	15000 PSI
Coefficiente del material $a_3 =$	0.11

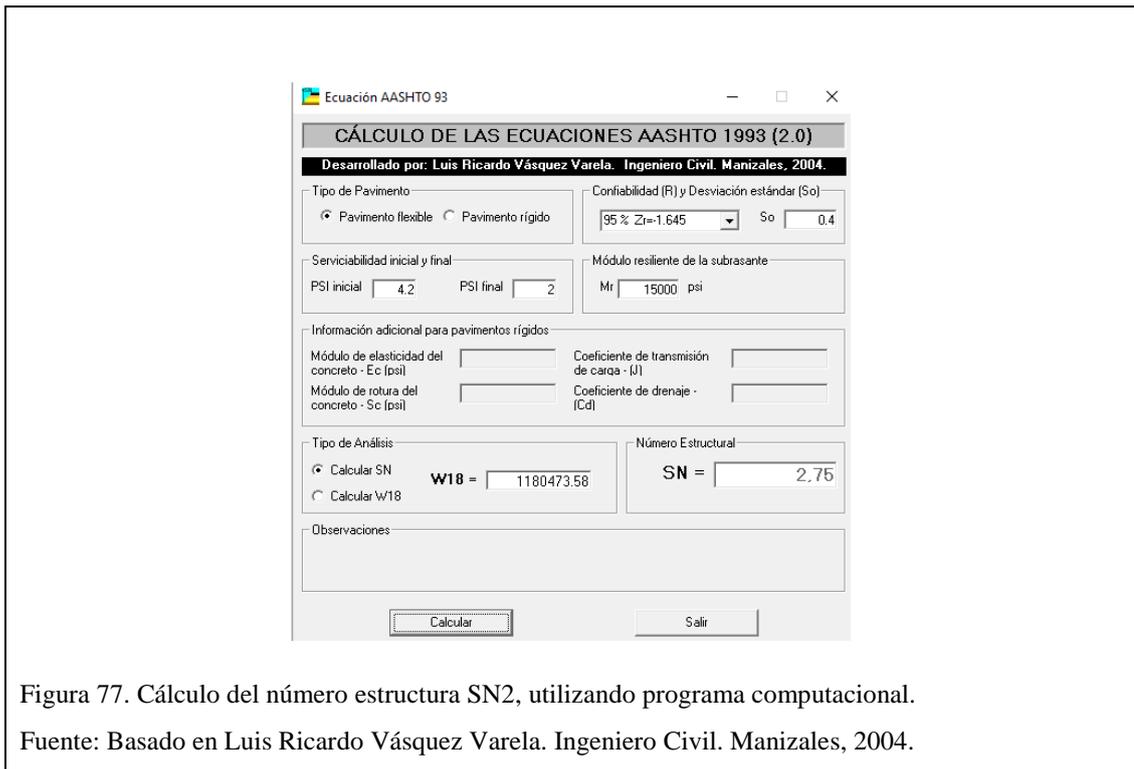


Figura 77. Cálculo del número estructura SN2, utilizando programa computacional.
Fuente: Basado en Luis Ricardo Vásquez Varela. Ingeniero Civil. Manizales, 2004.

Número estructural SN2=	2.75
-------------------------	------

8.7.7.3 Determinación del número estructural SN1 para Base.

Con los datos obtenidos del monograma para Base en la sección anterior (4.5.2.3.3 Base), se procede a determinar el número estructural con la ayuda del programa computacional.

Módulo resiliente de la base Mr =	28000 PSI
Coefficiente del material a2 =	0.13

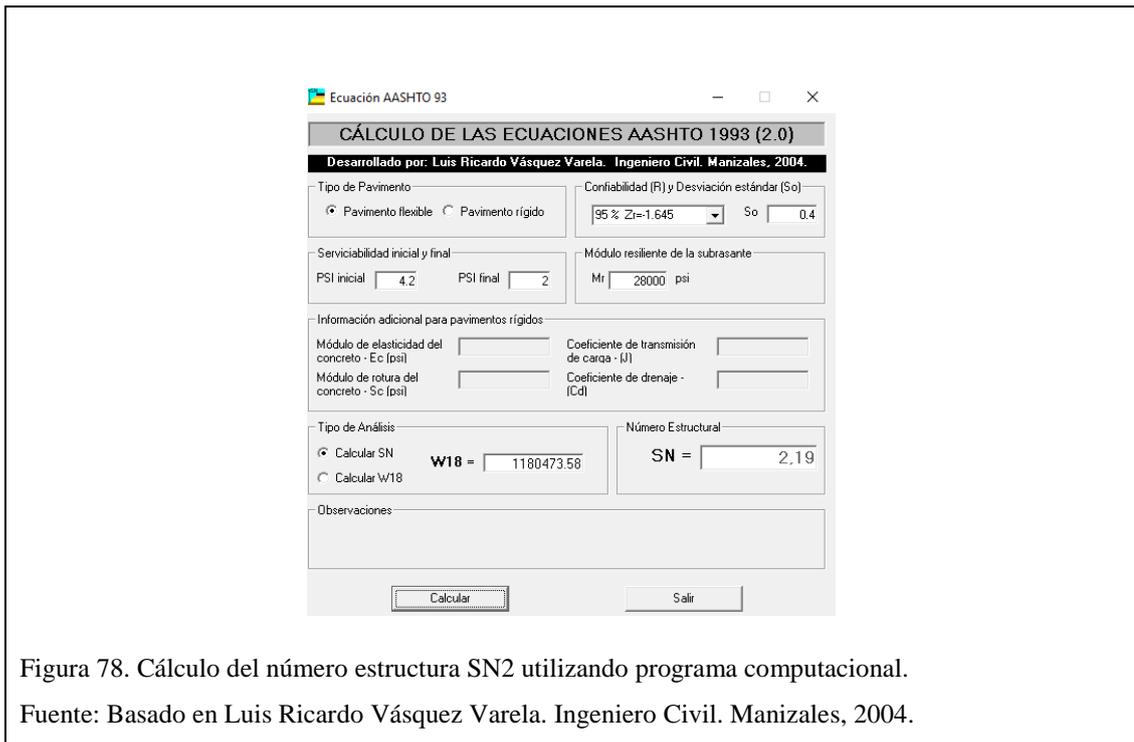


Figura 78. Cálculo del número estructura SN2 utilizando programa computacional.
 Fuente: Basado en Luis Ricardo Vásquez Varela. Ingeniero Civil. Manizales, 2004.

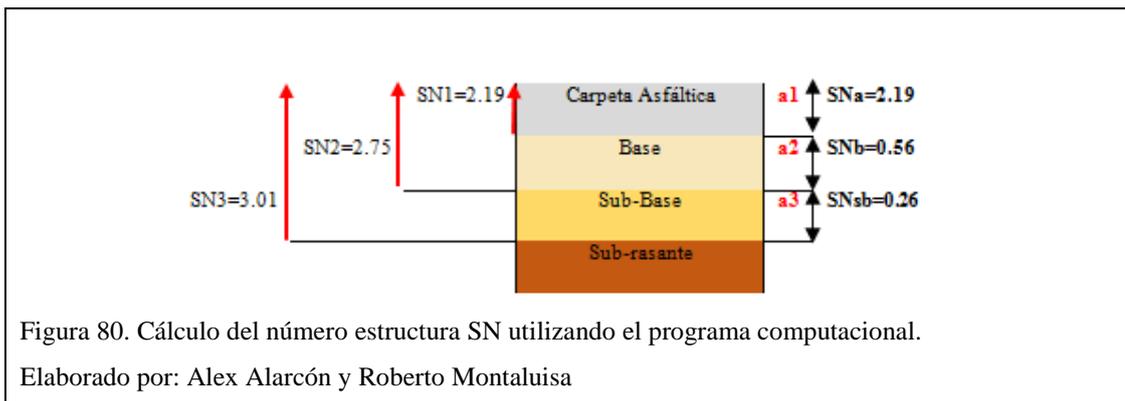
Número estructural SN1=	2.19
-------------------------	------

En este punto se procede a realizar las operaciones para determinar el número estructural por capa:

Figura 79. Parámetros de diseño para calcular el número estructural.

	Carpeta Asfáltica	Base	Sub-Base
SN1 = 2.19	SN _a = SN1	SN _b = SN2-SN1	SN _{sb} = SN3-SN2
SN2 = 2.75	SN _a = 2.19	SN _b = 2.75 - 2.19	SN _{sb} = 3.01-2.75
SN3 = 3.01	SN _a = 2.19	SN _b = 0.56	SN _{sb} = 0.26

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa



8.7.8 Determinación del espesor de cálculo estructural “D”.

La siguiente ecuación expuesta por el método AASHTO 1993, sirve para obtener los espesores de cada capa e involucra coeficientes de capa “ai” y coeficientes de drenaje particulares para la base y sub-base.

$$SN^* = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

$$D = \frac{SN}{a_i \cdot m_i}$$

Dónde:

a1, a2 y a3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y sub-base respectivamente, obtenidos en las subsecciones anteriores del presente capítulo.

D1, D2 y D3 = Espesor de la carpeta, base y sub-base respectivamente, en pulgadas.

m2 y m3 = Coeficientes de drenaje para base y sub-base, obtenidos en las subsecciones anteriores del presente capítulo.

Tabla 131. Espesores de capas estructurales de Carpeta asfáltica, base y sub-base.

Capa	Número estructura SN	Coeficiente capa “a”	m_i	Espesor D_i
Asfalto	2.19	0.41	1.00	5.34”
Base	0.56	0.13	1.20	3.59”
Sub-Base	0.26	0.11	1.00	3.36”

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Ejemplo de cálculo; para capa Base:

$$D = \frac{SN}{a_i \cdot m_i}$$

$$D = \frac{0.56}{0.13 \times 1.20}$$

$$D = 3.59''$$

Para el cálculo de los espesores D1, D2 y D3 (en pulgadas), el método sugiere respetar los siguientes valores mínimos, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos acumulados:

Tabla 132. Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.

Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.		
Tránsito (Esal's)	Concreto Asfáltico	Base Granular
< 50,000	1.0 ó T.S.D.	4.0
50,001-150,000	2.0	4.0
150,001-500,000	2.5	4.0
500,001-2'000,000	3.0	6.0
2'000,001-7'000,000	3.5	6.0
>7'000,000	4.0	6.0

Fuente: (ASSHTO 93, 1993)

8.7.8.1 Comprobación del espesor estructural "D" asumido.

Tabla 133. Espesores determinados, en pulgadas, para la sección estructural.

Espesor de cálculo, D	Espesor mínimo	Espesor asumido	Sección Estructural
D1=5.34''	3''	D1=4''	Carpeta Asfáltica
D2=5.34''	6''	D2=6''	Base
D1=5.34''	12''	D3=12''	Sub-Base

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Aplicando la ecuación del número estructural calculado:

Si SN (calculado) \geq SN (Monograma o Programa) Ok

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

$$SN = (0.41 \times 4) + (0.13 \times 6'' \times 1.20) + (0.11 \times 12'' \times 1.00)$$

$$SN = 3.90 > 3.01 \quad \text{Ok.}$$

Se determinó que la estructura del pavimento flexible cumple satisfactoriamente con las solicitudes requeridas para el número estructural de diseño, cabe mencionar que se colocó un espesor para carpeta asfáltica de 4", mayor al mínimo sugerido por el método AASHTO 1993, como medida para resguardar las sollicitaciones de carga, clima y periodo de diseño a que está expuesta la estructura; y sirva de mejor manera para los usuarios de la comunidad de San Pablito de Agualongo.

8.7.9 Sección típica del pavimento asfáltico.

Finalmente los espesores obtenidos para la estructura del pavimento flexibles serán:

Tabla 134. Espesores definitivos para sección típica en pavimentos.

Espesor asumido (pulgadas)	Espesor asumido (cm)	Sección Estructural
4"	10.16	Carpeta Asfáltica
6"	15.24	Base
12"	30.48	Sub-Base

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

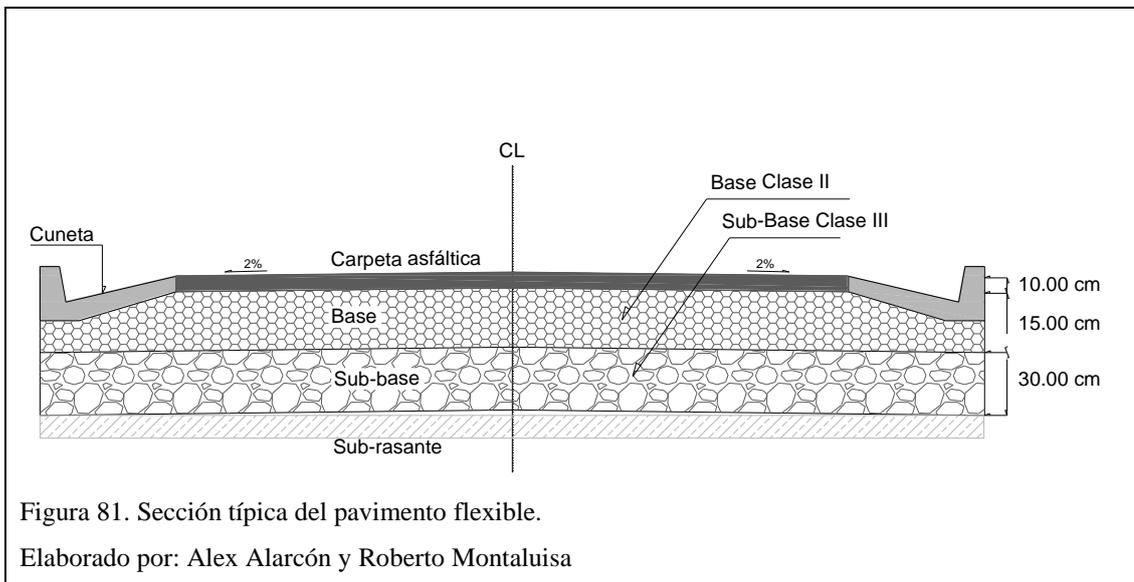


Figura 81. Sección típica del pavimento flexible.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

8.8 Diseños de pavimentos semiflexibles (articulados-adoquinados), aplicando dos métodos de diseños.

8.8.1 Diseño de pavimentos articulado por el método ICPC.

El método propuesto por el Instituto Colombiano de Productores de Cemento-ICPC se basa en los resultados de investigación de John Knapton, Ingeniero estructural especializado en Concreto y Pavimentos Asfálticos de la Universidad de Newcastle, Reino Unido, según los cuales la capacidad estructural de un conjunto de adoquines de 80 mm de espesor y una capa de arena de 50 mm es equivalente a una capa de concreto asfáltico compactado de 160 mm de espesor. Partiendo de este concepto y evaluando los parámetros de diseño (CBR y NTD), se calcula el espesor que requiere la capa de sub-base, con la expresión:

$$E_{SB[mm]} = \left[\left(\frac{233.44 + 100 \times \log NTD}{CBR^{0.4}} \right) - 160 \right] \times FE$$

Dónde:

$E_{SB[mm]}$ = Espesor de la capa de sub-base granular.

FE = Factor de equivalencia del material de sub-base, el cual permite transformar un determinado espesor de concreto asfáltico en otro de diferente material, que aporte la misma capacidad estructural.

Este valor puede tomar un valor de 1.2, si la sub-base es estabilizada con cemento, y de 2.0, si es de tipo granular.

CBR = Capacidad de soporte del suelo de sub-rasante.

NTD = Número de ejes equivalentes de 80KN en el carril de diseño, durante el periodo

8.8.1.1 Tránsito de diseño (NTD).

Se calcula el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño para el periodo de vida útil del proyecto, también llamado por las siglas NTD empleado por el método de diseño Colombiano, es el mismo que emplea el método de diseño

del Instituto del Asfalto. Este cálculo se puede realizar teniendo en cuenta la existencia de series estadísticas o históricas del comportamiento del tránsito o por medio de aforos vehiculares, tal es el caso del presente proyecto de donde se determinó el TPDA y el tráfico proyectado para el periodo de diseño, en el capítulo del Estudio de Tránsito, se calculó el número de ejes equivalentes teniendo los siguientes resultados:

Factor sentido (F_d)= 50%

Factor de distribución de carril (F_c)=100%

Tasa de crecimiento (r)= 3.68%

Número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas para un periodo de diseño de 20 años.

Numero de ejes equivalentes NTD=	1180473,58 Ejes equivalentes de 8.2 Ton.
----------------------------------	--

8.8.1.2 (CBR) de diseño.

Para realizar el diseño de pavimentos flexibles se calculó el módulo resiliente a partir del CBR de diseño del material de la sub-rasante, se realizó una correlación de los valores de CBR tomados con el método del DCP en situ y el CBR obtenido en laboratorio con las muestras de suelo, con estos valores se determinó el percentil del 85%, con el que se obtuvo el CBR de diseño de la sub-rasante del proyecto; dando como resultado los siguientes datos tomados del capítulo Geotécnico vial.

CBR de Diseño =	10.75 %
-----------------	---------

8.8.1.3 Cálculo del espesor de la capa de sub-base granular.

Una vez evaluado los parámetros de diseño como son el CBR=10.75% de la Sub-rasante, el número de ejes equivalentes de 1180473,58 (8.2 Ton.) se puede concluir que no será necesario una segunda capa de soporte como es el caso de una base o sub-base estabilizada con algún tipo de cementante ya que la sub-rasante califica como regular a buena.

Como se describió anteriormente para este método se utilizará un conjunto de adoquines de 80 mm de espesor y una capa de arena de 50 mm que es equivalente a una capa de concreto asfáltico compactado de 160 mm de espesor.

Se asume un factor de equivalencia del material de Sub-base $FE=2.0$ para tipo granular propuesto para este método de diseño.

Una vez establecidos los parámetros de diseño se procede a remplazar los valores en la expresión de cálculo:

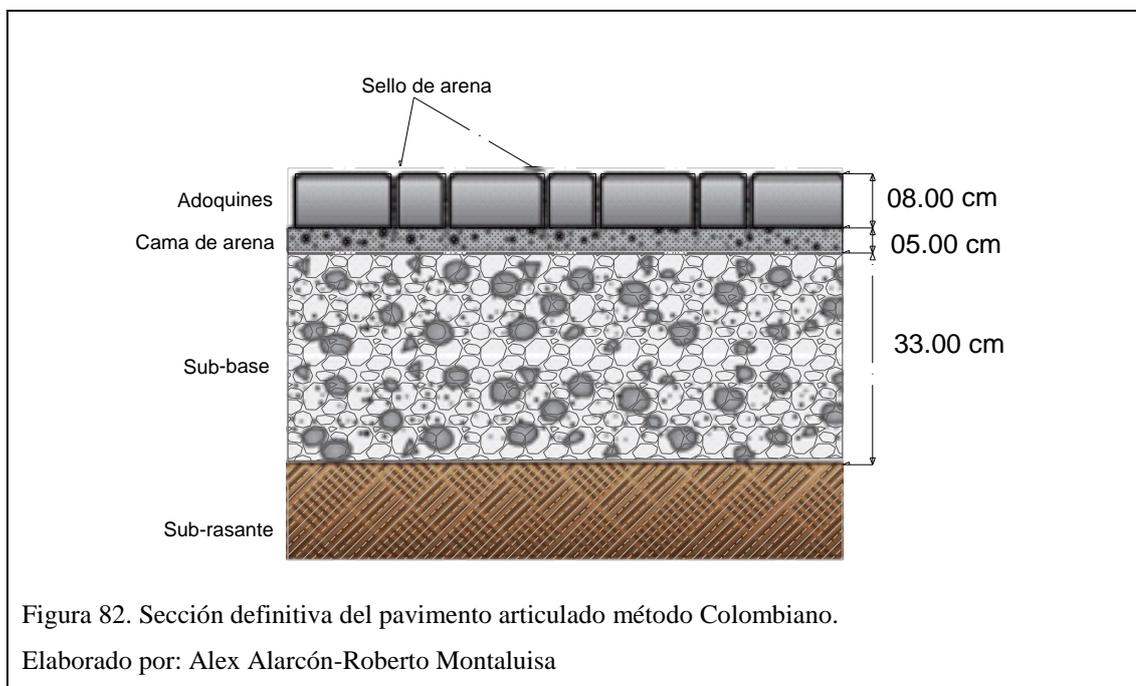
$$E_{SB[mm]} = \left[\left(\frac{233.44 + 100 \times \log NTD}{CBR^{0.4}} \right) - 160 \right] \times FE$$

$$E_{SB[mm]} = \left[\left(\frac{233.44 + 100 \times \log 1180473.58}{10.75^{0.4}} \right) - 160 \right] \times 2$$

$$E_{SB[mm]} = 330.17 \text{ mm} = 33.02 \text{ cm} \text{ ó } 13''$$

8.8.1.4 Sección de diseño para el pavimento articulado.

Una vez establecida el espesor de la Sub-base granular $E_{SB[mm]} = 33.02 \text{ cm}$ para una carpeta de rodadura en adoquines de 8 cm y una base de arena de 5 cm se tiene el siguiente modelo estructural de pavimento articulado diseñado por el método de la Norma MOPT-de-5-04.



8.8.2 Diseño de pavimentos articulado por el método del Instituto del Asfalto.

La metodología empleada para el diseño de las estructuras de pavimento articulado se fundamenta primordialmente en el método propuesto por el Instituto del Asfalto (versión 1970). El método original está dirigido al diseño de pavimentos asfálticos integrales, en términos del concreto asfáltico como material patrón; sin embargo, puede emplearse en el diseño de pavimentos que contempla en una o más de sus capas otros materiales no bituminosos, mediante la utilización de factores de equivalencia, como es el caso del proyecto de la comunidad de San Pablito de Agualongo el cual se realizará en pavimento articulado de adoquines de concreto prefabricados. (Sandoval, 2011, pág. 337)

8.8.2.1 Determinación de los espesores integrales del pavimento.

El CBR de diseño que se utilizara en este método será el CBR de la sub-rasante del proyecto; tomado del capítulo Geotécnico vial numeral (4.3.8.2.3 CBR de diseño):

CBR de Diseño =	10.75 %
-----------------	---------

El Numero de ejes equivalentes de 8.2 toneladas para un periodo de diseño de 20 años, se tomó del capítulo del Estudio de Transito numeral 4.1.7.7.1 de donde se calculó el número de ejes equivalentes teniendo el siguiente resultado empleado por este método:

Numero de ejes equivalentes NTD=	1180473,58 Ejes equivalentes de 8.2 Ton.
----------------------------------	--

Se determina el espesor integral del pavimento, en términos de concreto asfáltico, por medio de la siguiente expresión:

$$TA = \frac{233.4 + 100 \times \log NTD_{8.2ton}}{CBR^{0.4}}$$

Dónde:

TA: Espesor del pavimento en concreto asfáltico (mm).

$NTD_{8.2ton}$: Número promedio diario de ejes simples de 8.2 toneladas que se espera circulen por el carril de diseño en el periodo de diseño.

CBR: Relación de soporte de la sub-rasante (%).

Remplazando los valores en la ecuación tenemos:

$$TA = \frac{233.4 + 100 \times \log 1180473.58_{8.2ton}}{10.75^{0.4}}$$

$$TA = 325.11 \text{ mm} \Rightarrow 32.5 \text{ cm}$$

Al espesor total de concreto asfáltico se le resta los 160 mm que aporta a la estructura los adoquines y la capa de arena (de acuerdo con John Knapton), y el espesor restante se convierte en material de base y sub-base:

$$E_{sb} = TA - 160$$

Dónde:

E_{sb} : Espesor de concreto asfáltico por convertir en sub-base (mm).

TA: Espesor del pavimento en concreto asfáltico (mm)

Realizando el cálculo de E_{sb} se tiene:

$$E_{sb} = 325.11 - 160$$

$$E_{sb} = 165.11 \Rightarrow 16.51 \text{ cm}$$

Luego el espesor restante de concreto asfáltico se puede sustituir por otros materiales, a través de los factores de equivalencia presentados en la tabla 522. Estos materiales de inferior calidad conformarán la base y la sub-base del pavimento.

Tabla 135. Equivalencia entre el concreto asfáltico y otros materiales.

Espesor (cm)	Tipo de material
1.0	Concreto asfáltico equivalente a:
1.3	Suelo-cemento
1.3	Arena asfáltica
1.4	Base estabilizada con asfalto
2.1	Base granular
2.7	Sub-base granular

Fuente: (INVIAS, 2007, pág. 79)

Las relaciones de espesores aplicables para el método son:

$$E_{BG} = E_{sb} \times FE$$

$$E_{BEE} = E_{sb} \times FE$$

$$E_{BEC} = E_{sb} \times FE$$

Dónde:

E_{BG} : Espesor de base granular (mm).

E_{BEE} : Espesor de base estabilizada con cemento (mm)

E_{BEC} : Espesor de base estabilizada con emulsión asfáltica (mm).

FE: Espesor de equivalencia entre el concreto asfáltico y otros materiales.

Multiplicando el espesor de concreto asfáltico para convertir en sub-base (mm) se tiene el siguiente resultado:

$$E_{BG} = E_{sb} \times FE$$

$$E_{BG} = 16.51 \times 2.1$$

$$E_{BG} = 34.67 \text{ cm}$$

Como resultado final se tiene el espesor para base granular de 34.67 cm, para una sección de adoquines de 8.0 cm y 5.0 cm de base de arena.

8.8.2.2 Sección de diseño para el pavimento flexible (método del I.A.)

Una vez establecida el espesor de la Sub-base granular $E_{SB[mm]} = 34.67 \text{ cm}$ para una carpeta de rodadura en adoquines de 8 cm y una base de arena de 5 cm se tiene el siguiente modelo estructural de pavimento articulado diseñado por el método de la Norma MOPT-de-5-04.

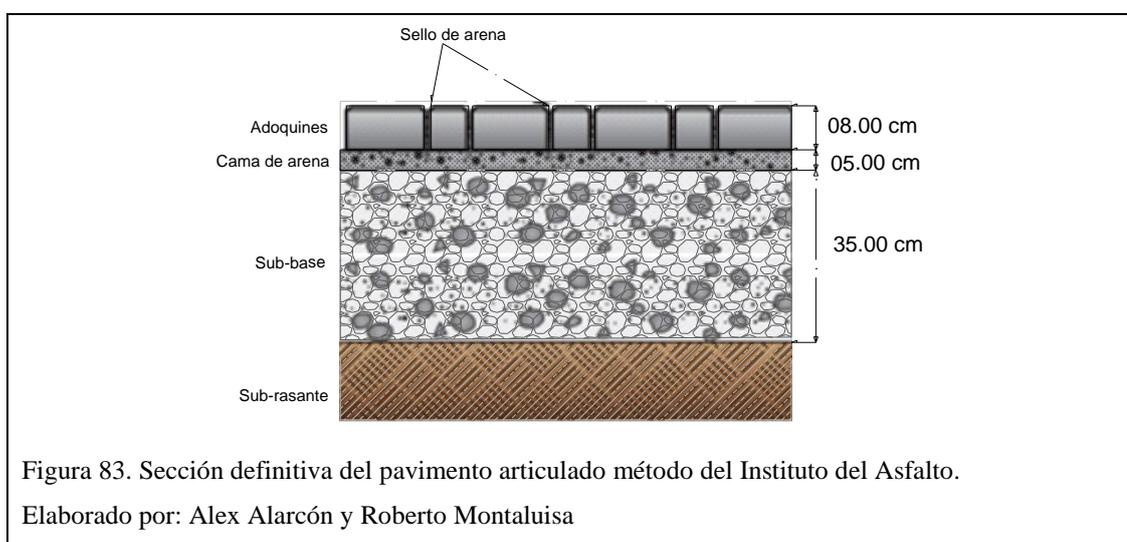


Figura 83. Sección definitiva del pavimento articulado método del Instituto del Asfalto.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

8.8.3 Análisis comparativo de los dos métodos anteriores.

De las dos secciones anteriormente descritas se tiene dos tipos de sección para el pavimento articulado con adoquines descritos a continuación:

Tabla 136. Espesor de diseño para el pavimento articulado (cm).

Método de diseño	Estructura	Espesor (cm)	Selección
Colombiano (ICPC)	Adoquines	8	Asumido
	Capa de arena	5	
	Sub-base	33	
Instituto del Asfalto	Adoquines	8	Descartado
	Capa de arena	5	
	Sub-base	35	

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa.

De los dos métodos anteriormente descritos se selecciona el método Colombiano, por ser un método conocido y tener parámetros de diseño similares a los de Ecuador, tanto en características de suelos como en tipo de tránsito vehicular. Con el método Colombiano se consiguió una sección de sub-rasante de 33 cm siendo menor a la obtenida por el instituto del asfalto de 35 cm, en términos de economía representa un valor menor si se considera que dicha sección se colocara a lo largo del proyecto.

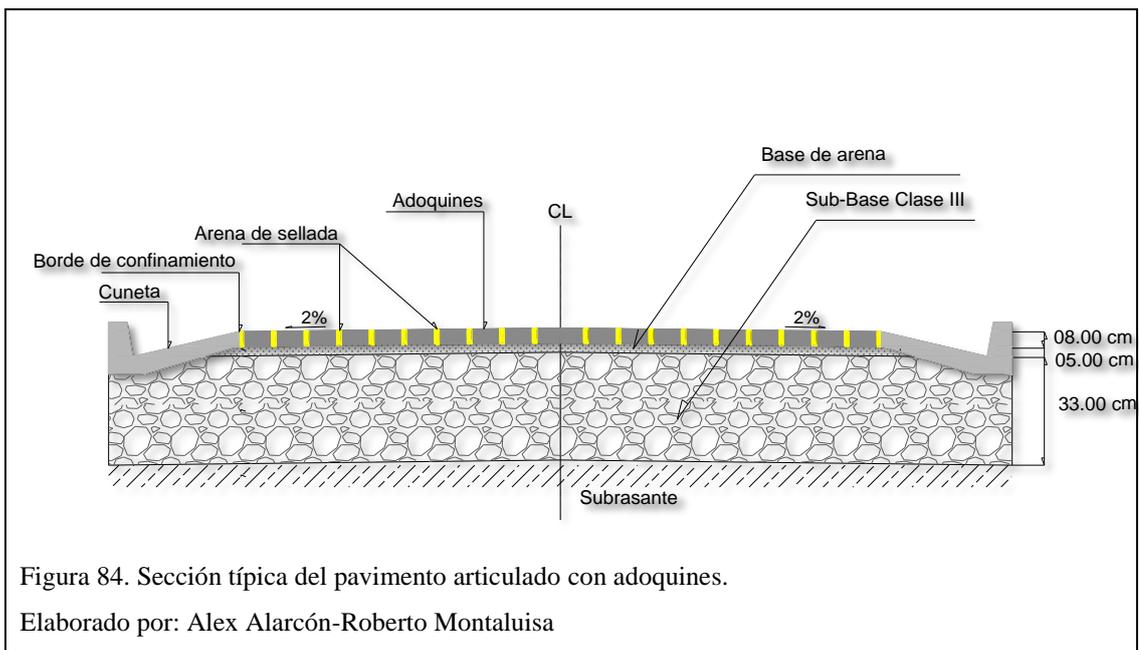


Figura 84. Sección típica del pavimento articulado con adoquines.

Elaborado por: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

CAPÍTULO 9

DISEÑO DE SEÑALIZACIÓN

9.1 Alcance de los estudios.

La vía en estudio se encuentra ubicada en la comunidad de San Pablito de Agualongo perteneciente a la parroquia de Tupigachi del cantón Pedro Moncayo, tiene una longitud de 2+050 km, la misma que está integrada por una calzada bidireccional formada por dos carriles de 3.45m de ancho, junto con cunetas laterales y una vereda peatonal de 1.50m que recorre el borde externo de la vía.

Para el diseño vial se realiza la implementación de la señalización vertical y horizontal en base a las normas INEN, que regulan la circulación vehicular y peatonal a fin de que esta pueda transitarse de forma segura, fluida, ordenada y cómoda. A través de la señalización se indica oportunamente a los usuarios sobre las condiciones de la vía para así evitar accidentes y demoras innecesarias del tránsito.

Las señalizaciones proporcionan información acerca de puntos de interés, destinos y rutas. Para facilitar al usuario el reconocimiento rápido de las señales de tránsito, se ha estandarizado su forma, mensajes, y color de acuerdo a su clase.

Una vez aprobado el diseño definitivo de la vía, se procede a ubicar en las diferentes abscisas la señalización horizontal y vertical que fuera necesaria, en base a las normas INEN 004, los planos de la señalización horizontal y vertical se encuentran en el Anexo de planos de detalle.

9.2 Señalización horizontal.

La señalización horizontal se emplea en forma de marcas viales, conformadas por líneas, símbolos y letras sobre las capas de rodadura, bordillos y otras estructuras del pavimento. Esta señalización es usada para dirigir, regular el tránsito o indicar la presencia de obstáculos, y a menudo son usadas para complementar la información de otros dispositivos de control (semáforos, señalización vertical y otras demarcaciones).

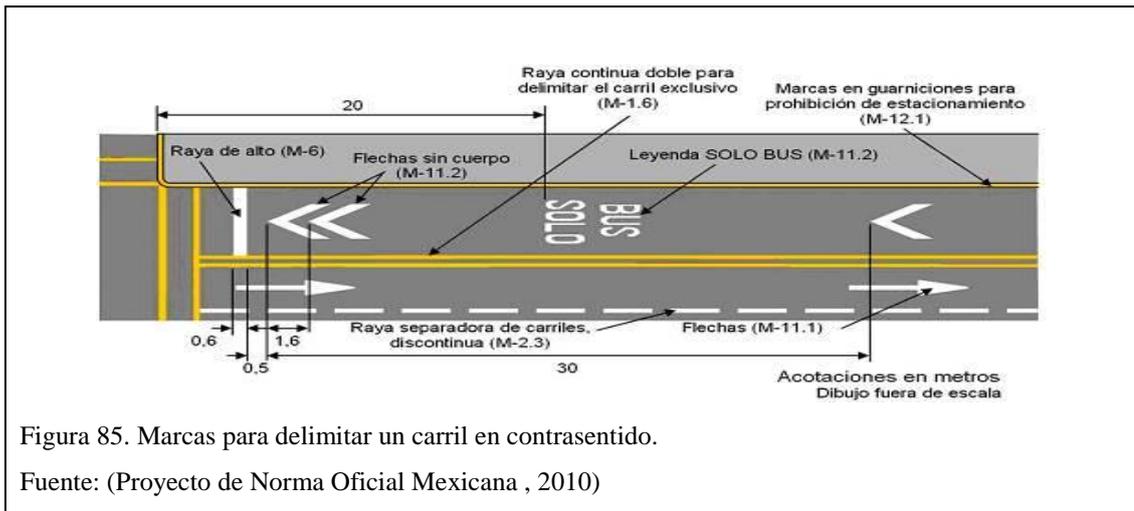


Figura 85. Marcas para delimitar un carril en contrasentido.

Fuente: (Proyecto de Norma Oficial Mexicana , 2010)

Las señalizaciones de tránsito debe satisfacer las siguientes condiciones mínimas:

- Debe ser visible y llamar la atención.
- Debe ser legible y fácil de entender.
- Debe dar tiempo suficiente al usuario para responder adecuadamente.
- Debe infundir respeto.
- Debe ser creíble.

Las señales deben cumplir los siguientes aspectos:

Diseño.

El diseño de la señalización debe cumplir:

- Su tamaño, contraste, colores, forma, composición y retroreflectividad o iluminación, se combinen de tal manera que atraigan la atención de todos los usuarios.
- Su forma, tamaño y colores y diagramación del mensaje, se combinen para que este sea claro y sencillo.
- Su legibilidad y tamaño correspondan al emplazamiento utilizado, permitiendo en un tiempo adecuado de reacción.
- Sus características de color y tamaño se aprecien de igual manera durante el día, la noche y periodos de visibilidad limitada. (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011, pág. 4)

Ubicación.

Toda señal debe ser instalada de tal manera que capte oportunamente la atención de los usuarios de distintas capacidades visuales y psicomotoras, otorgando a estos la facilidad y el tiempo suficiente para distinguirla de su entorno, leerla, entenderla, seleccionar la acción o maniobra apropiada y realizarla con seguridad y eficacia. Un conductor que viaja a la velocidad máxima que permite la vía, debe tener siempre el tiempo suficiente para realizar todas estas acciones. (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011, pág. 4)

Conservación y mantenimiento.

Toda señalización tiene una vida útil que está en función de los materiales utilizados en su fabricación, de la acción del medio ambiente, de agentes externos y de la permanencia de las condiciones que la justifique. La oportuna limpieza, remplazo y retiro van dentro de los programas de mantenimiento establecidos por las autoridades responsables de estas actividades. (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011, pág. 4)

9.2.1 Clasificación de las demarcaciones.

9.2.1.1 Líneas longitudinales.

Las líneas longitudinales se emplean para determinar carriles y calzadas; para indicar zonas con o sin prohibición de adelantar y/o estacionar; para delimitar carriles de uso exclusivo de determinados tipos de vehículos, como carriles exclusivos de bicicletas o buces; y, para advertir la aproximación a un cruce cebra (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011, pág. 9).

A. Las líneas amarillas definen:

1. La separación del tráfico viajando en direcciones opuestas.
2. Restricciones.
3. El borde izquierdo de la vía en caso de tener parterre.

B. Las líneas blancas definen:

1. La separación de flujos de tráfico en la misma dirección.
2. El borde derecho de la vía
3. Zonas de estacionamientos públicos y privados.

Las dimensiones, anchos y patrones de señalamiento para líneas longitudinales se estable que deben ser:

- La línea continua de color amarillo, prohíbe el cruce o rebasamiento.
- El ancho mínimo de línea es de 100 mm y máximo de 150 mm.
- Doble línea continua (línea de barrera). Consiste en dos líneas continuas de color amarillo, separadas por un espacio igual al ancho de la línea a utilizarse, prohíbe el cruce o rebasamiento.
- La línea segmentada tiene segmentos pintados separados por espacios sin pintar, e indica una condición permisiva, donde se puede rebasar.
- Las líneas segmentadas pueden ser adyacentes o pueden extender las líneas continuas.

9.2.1.1.1 Líneas de separación de flujos opuestos.

Se ubican generalmente en el centro de la calzada, serán siempre de color amarillo y se emplean en vías bidireccionales para indicar donde se separan los flujos de circulación opuestos. En ciertos casos pueden desplazarse del centro de la calzada por asuntos de juntas de construcción o asignación de carriles desiguales por sentido.

Deben estar siempre presentes en vías rurales y urbanas bidireccionales con anchos de calzada mínimo de 5.60 m y 6.80 m respectivamente, en vías con un TPDA de 300 vehículos o más, dada su importancia respecto a la seguridad del tránsito. Estas líneas pueden ser: segmentadas, continuas dobles o mixtas.

Para el caso del presente proyecto se implementara este tipo de líneas de señalización ya que la vía tiene un ancho de calzada de 6.90m y cabe indicar que se tiene algunos factores, como, áreas sujetas a neblina, aproximación a una vía mayor y un alto flujo de transito nocturno y turístico.

Las líneas de separación de flujos opuestos pueden ser: simples o dobles; y, además pueden ser continuas, segmentadas o mixtas.

a) Líneas segmentadas de separación de circulación opuesta.

“Estas líneas deben ser de color amarillo, y pueden ser traspasadas siempre y cuando haya seguridad, se emplean donde las características geométricas de la vía permiten el rebasamiento y los virajes, ver figura 86 y tabla 137” (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011, p. 11).

Tabla 137. Relación de señalización línea de separación opuesta segmentada.

Velocidad máxima de la vía [Km/h]	Ancho de la línea [mm]	Patrón [m]	Relación señalización brecha
Menor o igual a 50	100	12.00	3 - 9
Mayor a 50	150	12.00	3 - 9

Fuente: Normas (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011, p. 11)

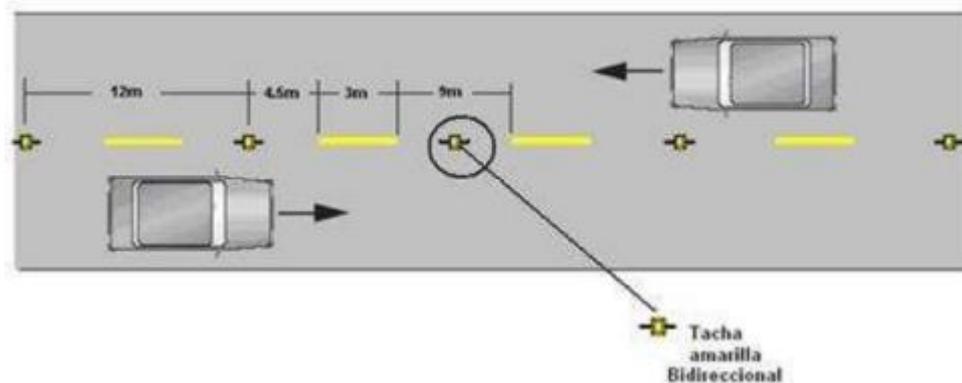


Figura 86. Líneas segmentadas de separación de circulación opuesta.

Fuente: Normas (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización, 2011, p. 11)

Para señalar la separación de carriles de sentido opuesto en la vía de acceso de la comunidad de San Pablito de Agualongo es una vía de baja velocidad (≤ 50 Km/h) se debe utilizar una línea de 100 mm de ancho, con un patrón de 12.00m y una relación de 3-9, es decir 3.00m pintados y 9.00 m de separación.

b) Doble línea continua (línea de barrera).

Las líneas de separación de carriles de circulación opuestas continuas dobles consisten en dos líneas amarilla paralelas, de un ancho de 100 a 150 mm con tachas a los costados, separadas por un espacio de 100 mm. Se emplean en calzadas con doble sentido de tránsito, en donde la visibilidad en la vía se ve reducida por curvas, pendientes u otros, impidiendo efectuar rebasamientos o virajes a la izquierda en forma segura (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización, 2011, p. 12).

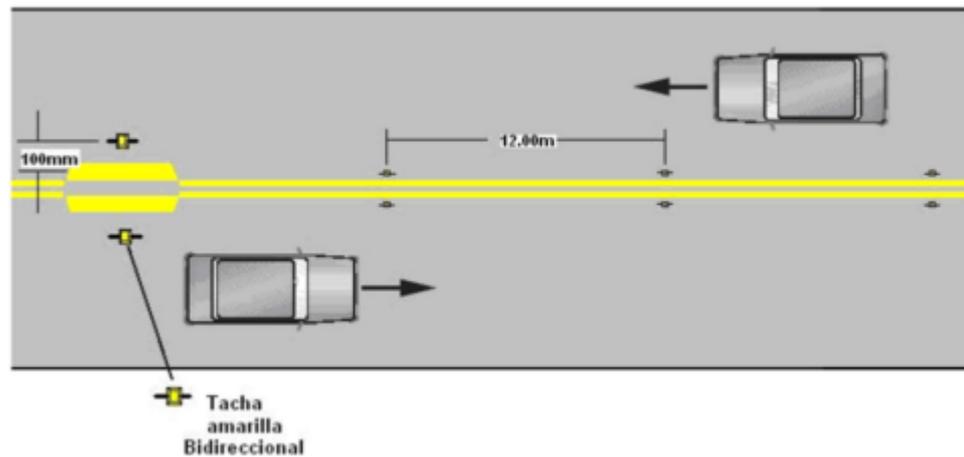


Figura 87. Doble línea continua, con ejemplo de ojos de gato (tachas) a 12.00m.
 Fuente: Normas (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011, p. 12)

c) Doble línea de separación mixta.

Consiste en dos líneas paralelas, una a continuación y la otra segmentada, de un ancho mínimo de 100 mm cada una, separadas por un espacio de 100 mm. Siempre que exista seguridad los vehículos pueden cruzar desde la línea segmentada para realizar rebasamientos; es prohibido cruzar desde la línea continua para realizar rebasamientos (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011, p. 12).

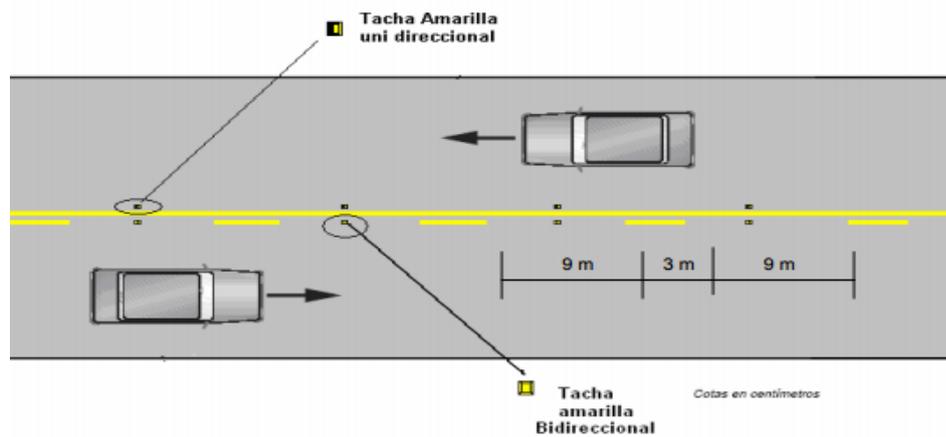
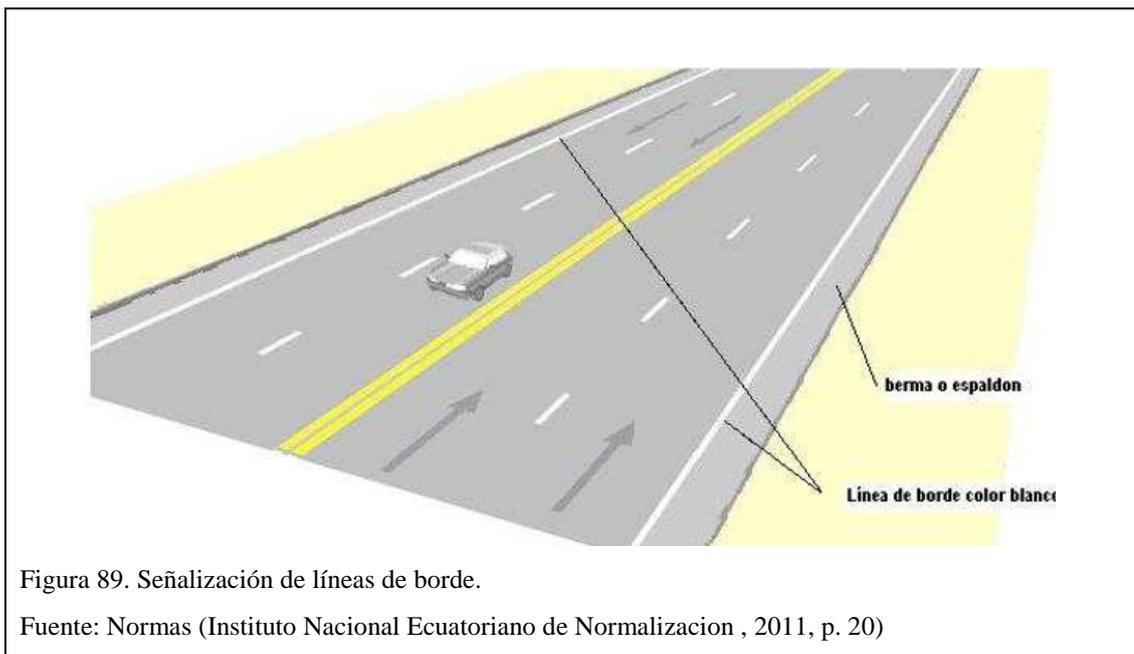


Figura 88. Doble línea mixta: continua y segmentada.
 Fuente: Normas (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011, p. 13)

9.2.1.1.2 Líneas de borde de calzada.

Estas líneas indican a los conductores, especialmente en condiciones de visibilidad reducida, donde se entra el borde de la calzada, lo que les permite posicionarse correctamente respecto a éste. Cuando un conductor es encandilado por un vehículo que transita en el sentido contrario, estas señalizaciones son la única orientación con que cuenta, por lo que son imprescindibles en carreteras, vías rurales y perimetrales (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011, p. 22).

Para el proyecto se utilizara esta clase de líneas, para mejorar la visibilidad nocturna del borde de la calzada ya que no se cuenta con bermas y las cunetas están próximas al carril vehicular.



Algunas características de las líneas de borde:

- Se deben señalar los bordes de calzada en las vías cuya velocidad máxima permitida sea igual o superior a 50 Km/h; en aquellas vías que no cuenten con espaldón o bordillo, así como en túneles, pasos a desnivel, intercambiadores y puentes.

- También se debe utilizar esta señalización en áreas urbanas cuando las características geométricas de la vía generan condiciones de riesgo, como curvas cerradas, variaciones de ancho de calzada o cuando no existe iluminación apropiada, entre otros casos.
- En vías rurales de menos de 5.60 m de ancho de calzada, donde resulta difícil conducir un vehículo sin invadir continuamente el carril de sentido de circulación contrario, se recomienda señalar solamente los bordes de calzada.
- Las líneas de borde de calzada son blancas y se ubican en el borde de la calzada, nunca fuera de ella, a excepción cuando está dividido por parterre o isla, debe utilizarse la línea amarilla al lado izquierdo del sentido del flujo vehicular (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011, p. 20).

9.2.2 Distancias de visibilidad.

La distancia de visibilidad se denomina a la longitud de la vía que puede ver el conductor continuamente.

Los aspectos a considerar en la distancia de visibilidad son:

- La distancia solicitada de parada del vehículo, este puede ser por limitaciones en la línea horizontal de visibilidad o en la línea vertical.
- La distancia necesaria de rebasamiento de un vehículo.

9.2.2.1 Distancias de visibilidad de parada o frenado.

Es la distancia mínima de visibilidad que debe proporcionarse en cualquier punto a lo largo de la carretera, esta distancia tiene que ser la suficiente para que conductor vea el objeto en la trayectoria y pueda frenar el carro antes de un colapso.

Ecuación de la distancia de visibilidad:

$$D_{vp} = D_1 + D_2$$

Dónde:

D₁ = Distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor visualiza un objeto hasta la distancia de frenado expresada en metros.

D₂= Distancia recorrida por el vehículo una vez aplicados los frenos.

Ecuación para Distancia de Frenado (D2):

$$D_1 = \frac{V_c * t}{3.6} \Rightarrow \frac{V_c * 2.5 \text{seg}}{3.6 \text{seg}} = 0.6944 * V_c$$

Dónde:

t = tiempo de percepción más reacción en seg.

Por lo tanto:

$$D_1 = 0,7 V_c$$

Dónde:

V_c = Velocidad de circulación del vehículo, expresada en Km/h.

Donde **V_c** = 46.50 Km/h para (TPDA <1000)

D₁= **32.55 m** (Distancia de visualización)

Ecuación para Distancia de Frenado (D2):

$$D_2 = \frac{V_c^2}{254 * f}$$

Dónde:

V_c = Velocidad de circulación del vehículo, expresada en Km/h.

f = coeficiente de fricción longitudinal.

El coeficiente de fricción longitudinal no es el mismo para las diferentes velocidades, pues decrece conforme aumenta la velocidad, dependiendo también de varios otros elementos, estando esta variación representada por la siguiente ecuación:

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

Con VC = 46.50 Km/h, se obtiene:

$$f = \frac{1.15}{46.50^{0.3}}$$

$$f = 0.3635$$

Reemplazando este valor en la ecuación:

$$D_2 = \frac{Vc^2}{254 * f}$$

$$D_2 = \mathbf{23.42 \text{ m}}$$
 (Distancia de recorrido un vez aplicado los frenos).

Reemplazando D₁ y D₂ en la ecuación:

$$D_{vp} = D_1 + D_2$$

$$D_{vp} = \mathbf{55.97 \text{ m}}$$
 (Esta distancia de visibilidad de parada ó frenado)

En la tabla 138 se puede observar los valores de distancia de visibilidad mínima de parada de un vehículo

Tabla 138. Distancias de visibilidades recomendadas.

VALORES DE DISEÑO DE LAS DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
MINIMAS PARA PARADA DE UN VEHICULO
(Metros)

Criterio de Diseño: pavimentos Mojados					<u>Valor</u>			<u>Valor</u>		
					<u>Recomendable</u>			<u>Absoluto</u>		
<u>Clase de Carretera</u>					<u>L</u>	<u>O</u>	<u>M</u>	<u>L</u>	<u>O</u>	<u>M</u>
R-I	o R-II	>	8.000	TPDA	220	180	135	180	135	110
1	3.000	a	8.000		180	160	110	160	110	70
II	1.000	a	3.000		160	135	90	135	110	55
III	300	a	1.000		135	110	70	110	70	40
IV	100	a	300		110	70	55	70	35	25
V	Menos	de	100		70	55	40	55	35	25

Fuente: (MOP M. d., 2003)

De la tabla anterior se toma la distancia de visibilidad mínima recomendada para clase de carretera III de 70.00 m en terrenos de topografía montañosa de acuerdo al área de desarrollo del proyecto.

9.2.2.3 Distancias de Visibilidad de Rebasamiento.

Es la distancia necesaria para que un vehículo que circula a velocidad de diseño rebasa a otro que va a una velocidad menor sin que se produzca la colisión con otro vehículo que circula en sentido contrario por la vía.

Sin embargo se puede dar el caso de múltiples rebasamientos simultáneos, no resulta práctico asumir esta condición; por lo general, se considera el caso de un vehículo que rebasa a otro únicamente.

Esta distancia de visibilidad para el rebasamiento se determina en base a la longitud de carretera necesaria para efectuar la maniobra de rebasamiento en condiciones de seguridad.

La AASHTO recomienda que cada dos kilómetros exista distancia de visibilidad de rebasamiento, porque resultaría antieconómico proyectar una carretera con distinta visibilidad de rebasamiento en toda su longitud (MOP M. d., 2003).

Las Hipótesis que se han adoptado para la determinación de la visibilidad de rebasamiento son:

- El vehículo rebasado viaja a una velocidad uniforme.
- El vehículo que rebasa es forzado a viajar a la misma velocidad que el vehículo rebasado, mientras atraviesa la sección de carretera en donde la distancia de visión no es segura para el rebase.
- Cuando se alcanza la sección segura de rebase, el conductor del vehículo que rebasa requiere un corto período de tiempo (tiempo de percepción) para observar el tránsito opuesto y decidir si es seguro el rebase o no.
- La maniobra de rebase se realiza acelerando en todo momento.
- Cuando el vehículo rebasante regresa a su propio carril del lado derecho, existe un espacio suficiente entre dicho vehículo y otro que viene en sentido contrario por el otro carril (MOP M. d., 2003).

La AASHTO establece que la diferencia de velocidad entre el vehículo rebasado y el rebasante es de 16 Km/Hora para que rebase en pendientes negativas, 24 Km/Hora en horizontal y 32 Km/Hora en pendientes positivas

Para carreteras de dos Vías, la distancia de visibilidad está representada por la suma de cuatro distancias parciales que son:

$$D_r = D_1 + D_2 + D_3 + D_4$$

Dónde:

- D_1 = distancia recorrida por el vehículo rebasante en el tiempo de percepción/reacción hasta alcanzar el carril izquierdo de la carretera.
- D_2 = distancia recorrida por el vehículo rebasante durante el tiempo que ocupa el carril izquierdo.
- D_3 = distancia entre el vehículo rebasante y el vehículo que viene en sentido opuesto, al final de la maniobra.

- D_4 = distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto durante dos tercios del tiempo empleado por el vehículo rebasante, mientras usa el carril izquierdo; es decir, $2/3$ de d_2 . Se asume que la velocidad del vehículo que viene en sentido opuesto es igual a la del vehículo rebasante.

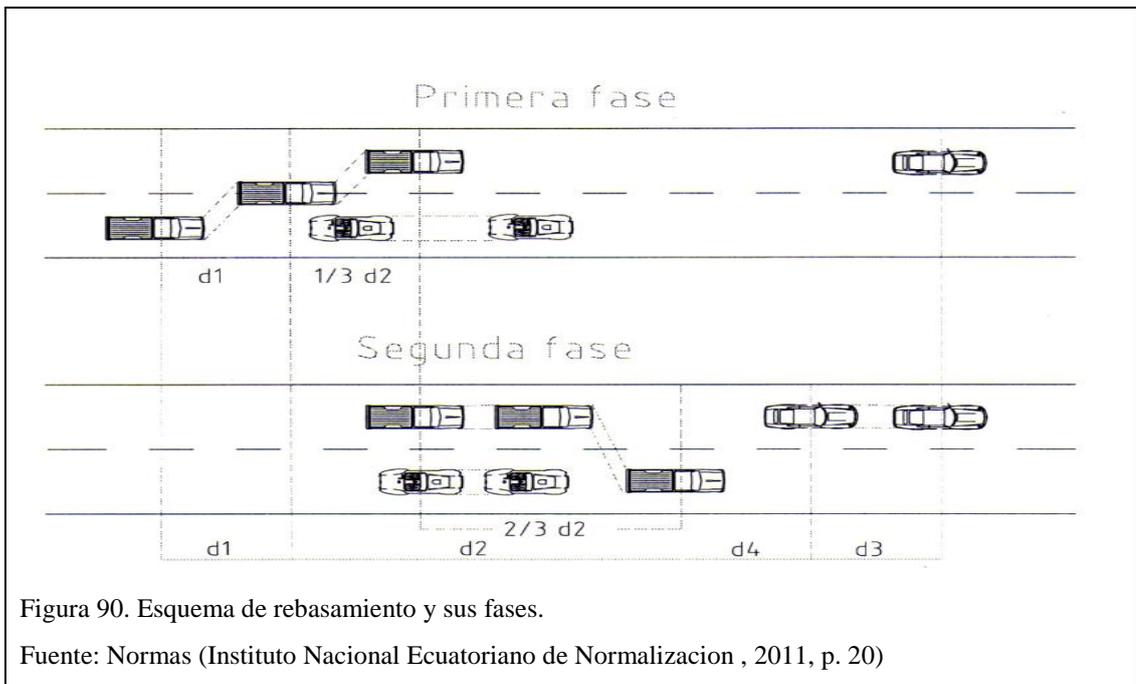


Figura 90. Esquema de rebasamiento y sus fases.

Fuente: Normas (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización, 2011, p. 20)

Estas distancias parciales se calculan a base de las siguientes fórmulas:

$$D_1 = 0.14 \cdot t_1 (2V - 2m + a \cdot t_1)$$

$$D_2 = 0.28 \cdot V \cdot t_2$$

$$D_3 = 0.187 \cdot V \cdot t_2 \quad (30 \text{ m a } 90 \text{ m})$$

$$D_4 = 0.18 \cdot V \cdot t_1$$

En las cuales:

D_1, D_2, D_3 y D_4 = distancias, expresadas en metros.

t_1 = tiempo de la maniobra inicial, expresado en segundos.

t_2 = tiempo durante el cual el vehículo rebasante ocupa el carril del lado izquierdo, expresado en segundos.

V = velocidad promedio del vehículo rebasante expresada en Km/Hora.

m = diferencia de velocidades entre el vehículo rebasante y el vehículo rebasado, expresada en Km/Hora; esta diferencia se la considera igual a **16 km/h** promedio.

a = aceleración promedio del vehículo rebasante, expresada en kilómetros por hora y por segundo.

En la tabla 139 se muestran los valores de los diferentes elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento y en la tabla 140 se consignan los valores de las velocidades de rebasamiento asumida y velocidad de circulación necesarias a aplicarse en las ecuaciones para el cálculo de las distancias parciales.

Tabla 139. Elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento.

ELEMENTOS DE LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA REBASAMIENTO EN CONDICIONES DE SEGURIDAD PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES				
Grupo de Velocidades- kph	48-64	64-80	80-96	96-112
Velocidad Promedio para Rebasamiento-kph	56,00	70,00	84,00	99,00
Maniobra inicial:				
a = aceleración promedio-kph/seg	2,24	2,29	2,35	2,40
t_1 = tiempo - seg	3,60	4,00	4,30	4,50
d_1 = distancia recorrida - m	44,00	66,00	88,00	112,00
Ocupación del carril del lado izquierdo:				
t_2 = tiempo - seg	9,30	10,00	10,70	11,30
d_2 = distancia recorrida - m	145,00	196,00	251,00	313,00
Vehículo opuesto:				
d_3 = distancia libre entre el vehículo rebasante y el vehículo opuesto	30,00	55,00	76,00	91,00
d_4 = distancia recorrida - m	30,00	55,00	76,00	91,00
Distancia de visibilidad para rebasamiento - m				
$d_r = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$	316	448	583	725

Fuente: (MOP M. d., 2003)

Tabla 140. Distancia Mínima de Visibilidad para el Rebasamiento de un vehículo.

Velocidad de diseño (Km/h)	Velocidad de Circulación asumida (Km/h)	Velocidad del Vehículo Rebasante (Km/h)	Mínima Distancia de Visibilidad para el Rebasamiento (m)	
			Calculada	Redondeada
40	35	51	268	270
50	43	59	345	345
60	50	66	412	415
70	58	74	488	490
80	66	82	563	565
90	73	89	631	640
100	79	95	688	690
110	87	103	764	830*

Fuente: (MOP M. d., 2003)

A continuación los resultados de las distancias parciales:

$$V_D = 50 \text{ Km/h}$$

$$t_1 = 3.6 \text{ s} \quad (\text{Tabla 2.6})$$

$$t_2 = 9.3 \text{ s} \quad (\text{Tabla 2.6})$$

$$V = 66 \text{ Km/h} \quad (\text{velocidad de rebase asumida Tabla 2.7})$$

$$V_c = 43 \text{ Km/h} \quad (\text{velocidad de circulación Tabla 2.7})$$

$$m = V - V_c = 16 \text{ Km/h}$$

$$a = 2.24 \text{ Kph/s}$$

Tabla 141. Cálculo de la distancia de visibilidad de rebasamiento.

Ecuaciones de distancia	Unidades (m)	AASHTO recomienda (m)
$D_1 = 0.14 * t_1 (2V - 2m + a * t_1)$	31.28	44.00
$D_2 = 0.28 * V * t_2$	111.97	145.00
$D_3 = 0.187 * V * t_2$	92.17	30-90
$D_4 = 0.18 * V * t_2$	71.98	30
$D_r = D_1 + D_2 + D_3 + D_4$	263.25	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

La distancia D_4 que debe existir entre el vehículo rebasante y el que viene en sentido contrario, al final de la maniobra es variable para las distintas velocidades y según las

pruebas realizadas por la AASHTO esta distancia para nuestro proyecto de 50 km/h de velocidad de diseño es de 30m.

Para nuestro proyecto el valor de la distancia de visibilidad de rebasamiento está por debajo del mínimo recomendado en las especificaciones del MOP para terreno ondulado.

Se tomara en cuenta la distancia de rebasamiento $D_r = 210 \text{ m}$ como se observa en la tabla.:

Tabla 142. Valores de diseño de la distancia de visibilidad mínimas para el rebasamiento.

**VALORES DE DISEÑO DE LAS DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
MININAS PARA EL REBASAMIENTO DE UN VEHICULO
(Metros)**

Clase de Carretera	Valor Recomendable			Valor Absoluto		
	L	O	M	L	O	M
R-I o R-II > 8000 TPDA	830	830	640	830	640	565
I 3000 a 8000 TPDA	830	690	565	690	565	415
II 1000 a 3000 TPDA	690	640	490	640	565	345
III 300 a 1000 TPDA	640	565	415	565	415	270
IV 100 a 300 TPDA	480	290	210	290	150	110
V Menos de 100 TPDA	290	210	150	210	150	110

L - Terreno Llano
O - Terreno Ondulado
M - Terreno Montañoso

Fuentes. (MOP M. d., 2003)

9.2.2.4 Zonas de no rebasar.

Las Zonas de no rebasar es donde la maniobra de rebasamiento es la de mayor riesgo al conducir, estas zonas son definidas conforme a los criterios especificados a continuación:

En aquellos sitios en los que exista una distancia de visibilidad de rebasamiento menor a la distancia de rebasamiento mínimo. Esta última distancia es la necesaria para que el vehículo abandone su carril, pase al vehículo que lo precede y retorne a su carril en forma segura, sin afectar la velocidad de vehículo que lo precede y retome a su carril en forma segura, sin afectar la velocidad del vehículo

rebasado ni la de otro que se desplace en sentido contrario por el carril utilizado para el rebasamiento

Para la distancia de visibilidad de rebasamiento se mide a lo largo del centro del carril más a la derecha en el sentido de circulación, entre dos puntos que se encuentran 1,10m sobre la superficie del pavimento, en la línea tangencial al radio interno u otra obstrucción que recorte la visibilidad dentro de la curva. Según la norma AASHTO para autopistas y calles la distancia de visibilidad está en función de la velocidad de diseño de la vía como se indica a continuación (Norma INEN, Señalización vial, Horizontal, 2011)

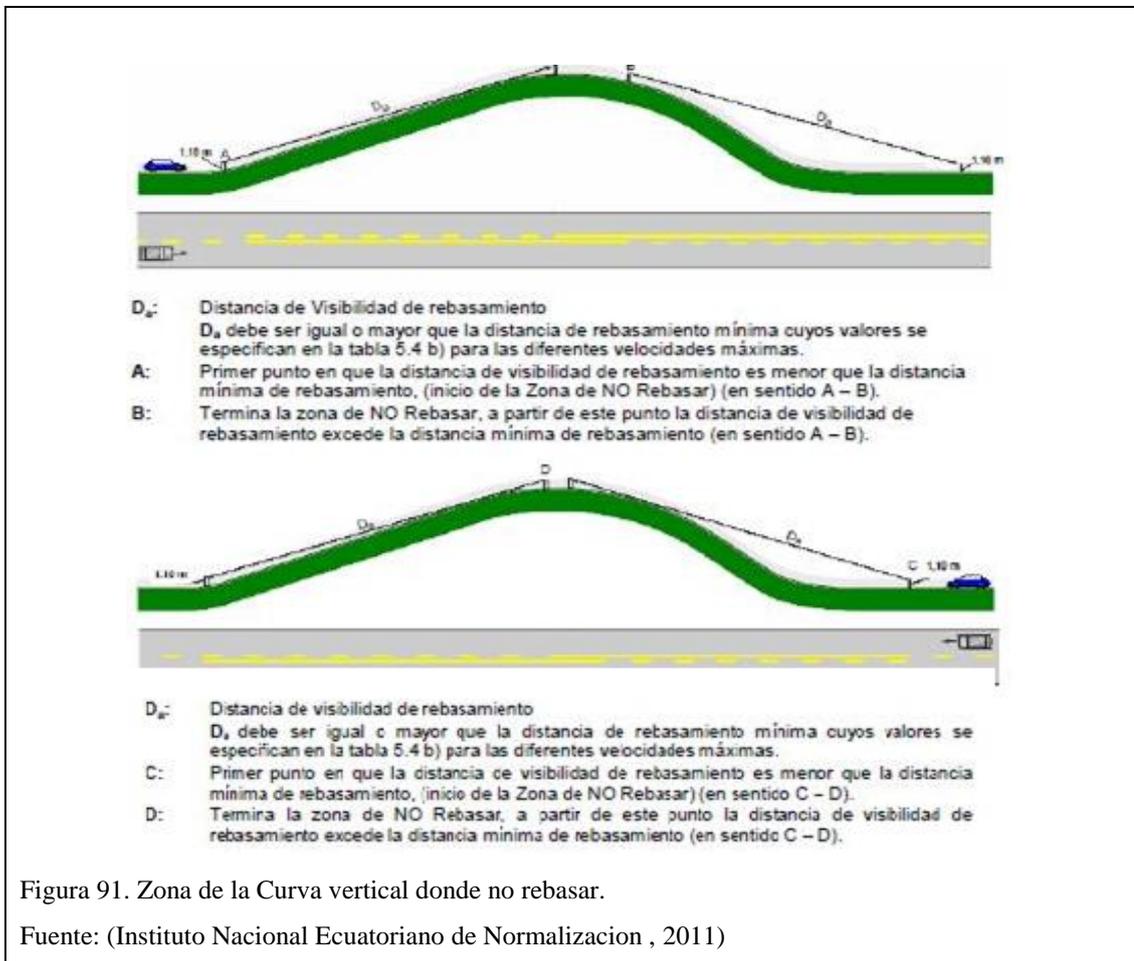


Figura 91. Zona de la Curva vertical donde no rebasar.

Fuente: (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización , 2011)

En ningún caso la prolongación del tramo con prohibición de rebasamiento debe ser inferior a 150m por razones de seguridad, si fuera el caso entre dos zonas de rebasamiento prohibido la distancia mínima debe ser de 120m, si dicha distancia resulta menor se debe prolongar la líneas doble continua.

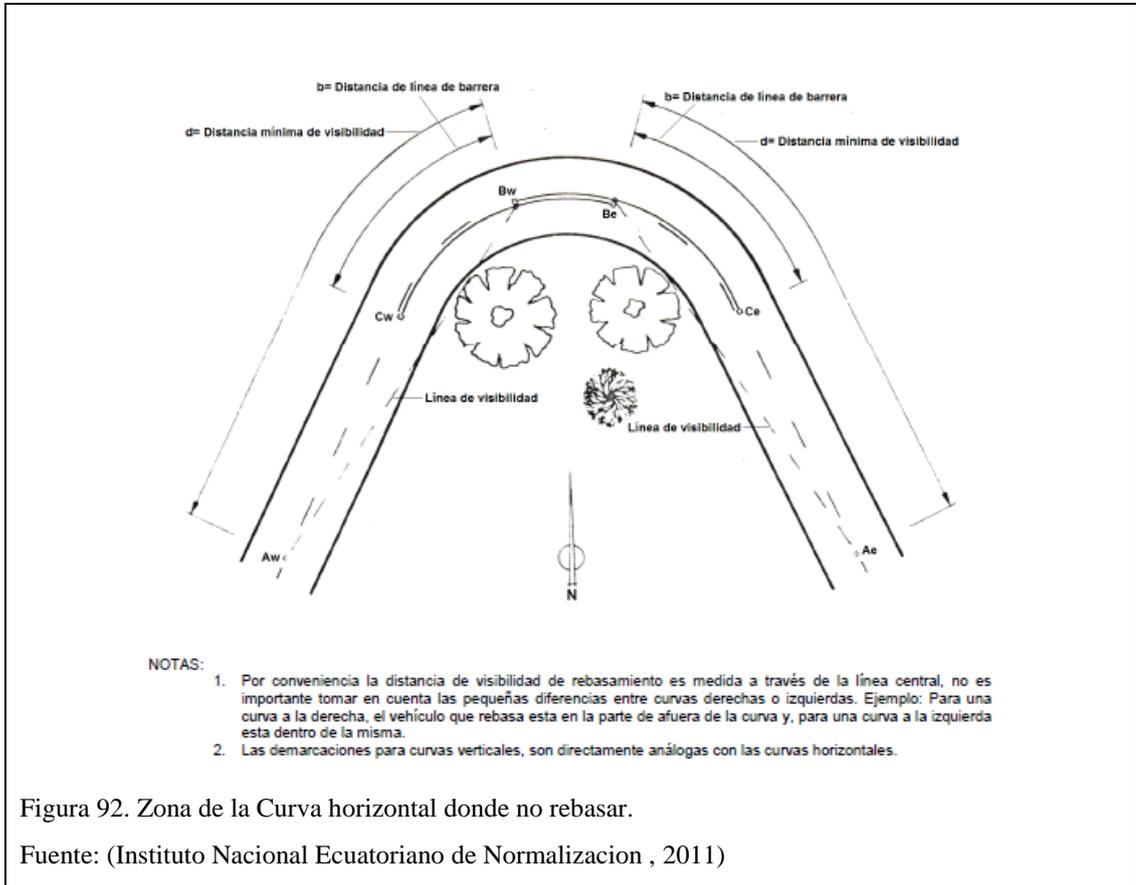


Figura 92. Zona de la Curva horizontal donde no rebasar.

Fuente: (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011)

Las zonas de no rebasar es justificado donde la distancia de visibilidad de rebasar es menor que la distancia de rebasamiento mínimo señalado en la siguiente tabla, estas señalizaciones deben ser indicadas mediante señales horizontales como verticales.

Tabla 143. Distancias de visibilidad.

Velocidad de diseño (km/h)	Velocidad del vehículo a ser rebasado (km/h)	Velocidad de rebasamiento (km/h)	Distancia de visibilidad mínima (m)
30	29	44	217
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	407
70	59	74	487
80	65	80	541
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	728
120	91	106	792

Fuente: (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011)

Tabla 144. Distancias de rebasamiento mínimas.

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia de rebasamiento mínima (m)
30	80
40	110
50	140
60	180
70	240
80	290
90	350
100	430

Fuente: (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalizacion , 2011)

Tabla 145. Tipo de líneas de alineamiento según diseño geométrico.

No.	Longitud en Curva	Tangente	Absc. Inicio	Absc. Fin	Tipo de señalización	No.	Longitud en Curva	Tangente	Absc. Inicio	Absc. Fin	Tipo de señalización
T1		42.46			Línea continua	PI 11	31.327m		1+234.20m	1+265.52m	línea continua
PI 1	50.025m		0+042.46m	0+092.49m		T12		36.82			
T2		33.43				PI 12	22.048m		1+302.34m	1+324.39m	
PI 2	112.661m		0+125.92m	0+238.58m		T13		61.58			
T3		67.24				PI 13	23.979m		1+385.97m	1+409.95m	
PI 3	9.719m		0+305.83m	0+315.54m		T14		77.64			
T4		43.8				PI 14	14.545m		1+487.59m	1+502.14m	
PI 4	138.071m		0+359.34m	0+497.42m		T15		31.83			
T5		17.46				PI 15	29.588m		1+533.97m	1+563.56m	
PI 5	26.218m		0+514.87m	0+541.09m		T16		218.2			
T6		63.18				PI 16	25.195m		1+781.75m	1+806.95m	línea discontinua
PI 6	27.517m		0+604.27m	0+631.79m		T17		31.38			
T7		177.85				PI 17	25.431m		1+838.33m	1+863.76m	línea continua
PI 7	45.495m		0+809.64m	0+855.13m		T18		8.1			
T8		56.44				PI 18	26.832m		1+871.86m	1+898.69m	
PI 8	37.979m		0+911.57m	0+949.55m		T19		0.07			
T9		58.93				PI 19	27.649m		1+898.77m	1+926.42m	
PI 9	67.612m		1+008.48m	1+076.09m		T20		52.97			
T10		30.53				PI 20	28.113m		1+979.39m	2+007.50m	
PI 10	82.673m		1+106.62m	1+189.29m		T21		51.11			
T11		44.91									

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

9.2.3 Características de señales.

Mensaje: Además, de separar y delinear calzadas o carriles, las líneas longitudinales dependiendo de su forma y color, señalan los sectores donde se permite o prohíbe adelantar, virar o estacionar.

Forma: Las líneas longitudinales pueden ser continuas y segmentadas. las primeras indican los sectores donde está prohibido estacionar o efectuar las maniobras de rebasamiento y giros; las segmentadas, donde dichas maniobras sean permitidas.

Colores: Los colores de la señalización longitudinal en el pavimento, debe estar ser conforme a lo siguiente:

Líneas transversales: Se emplean fundamentalmente en cruces para indicar el lugar antes del cual los vehículos deben detenerse y para señalar sendas destinadas al cruce de peatones o de bicicletas.

Símbolos y leyendas: Se emplean para indicar al conductor maniobras permitidas, regular la circulación y advertir sobre peligros, se incluyen en este tipo de señalización flechas, símbolo de ceda el paso y palabras como pare, solo, solo bus, entre otras.

Color: La señalización de las flechas y leyendas debe ser blanca.

Ubicación: Estas deben ser señalizadas en el centro de cada uno de los carriles en que se aplica (Norma INEN, Señalización vial, Horizontal, 2011).

Flechas

Las flechas señalizadas en el pavimento, se utilizarán para indicar y advertir al conductor la dirección y sentido obligatorio que deben seguir los vehículos que transitan por un carril de circulación en la inmediata intersección.

La tabla a continuación describe las abscisas donde será necesario la colocación de las flechas rectas y de viraje.

Tabla 146. Tipos de flechas de viraje.

Nombre	Descripción	Tipo de señal	Abscisas a colocarse en el lado este	Abscisas a colocarse en el lado oeste	Cantidad total de las flechas que se colocará
flecha recta y de viraje	Esta señal indica que el carril donde se ubica está destinado tanto al tránsito que continua en línea recta como al que vira en la dirección y sentido indicado por la flecha de viraje. Se utiliza en las aproximaciones de intersecciones y enlaces para advertir a los conductores las maniobras permitidas en los carriles laterales			0+710, 0+820, 1+136, 2+650	4 u
			0+330, 1+130, 2+190, 2+240, 2+600		5 u

Fuente:

(Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización, 2011)

9.3 Señalización vertical.

Las señales verticales son dispositivos de control de tránsito que informan a los usuarios de las regulaciones, dan prevención y guías necesarias para la operación uniforme y eficiente de todos los elementos que ayudan al movimiento seguro y ordenado de vehículos y peatones, además pueden contener instrucciones que el conductor debe obedecer en la vía, estas pueden ser de interés, de dirección e información sobre rutas.

Información específica a través de leyendas con símbolos o una palabra clave se consideran como señales verticales.

9.3.1 Clasificación de las señales verticales y sus funciones.

Según la función que desempeñan, se clasifican en cinco grupos como se describe a continuación:

- Señales regulatorias (Código R).
- Señales preventivas (Código P).
- Señales de información (Código I).
- Señales especiales delineadoras (Código D).
- Señales para trabajos en la vía y propósitos especiales (Código T).

9.3.1.1 Señales regulatorias (Código R).

“Regulan el movimiento del tránsito e indican cuando se aplica un requerimiento legal, la falta del cumplimiento de sus instrucciones constituye una infracción de tránsito” (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 7)

La ubicación longitudinal de las señales regulatorias, varía con el propósito de la señal.

Algunas se colocan un poco antes del punto en donde se requiere la acción, mientras otras se instalan en el sitio particular en donde se aplica la regulación, en concordancia con las señales horizontales asociadas. Deben ubicarse generalmente al lado derecho de la calzada, pero pueden ubicarse al izquierdo o a ambos lados, para reducir al mínimo el tiempo de percepción y reacción del conductor (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 16)

En la siguiente figura se muestran las señales regulatorias más representativas para el proyecto.



Figura 93. Señales regulatorias.

Fuente: (Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización, 2011)

Nota: Ver serie de prioridad de paso R1-1A, R1-1B y R1-1C en la norma del (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 16-17)

9.3.1.2 Señales preventivas (Código P).

“Advierten a los usuarios de las vías, sobre condiciones inesperadas o peligrosas en la vía o sector adyacente a la misma” (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 7) .

Las dimensiones de las señales preventivas están en función de la velocidad de circulación, como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 147. Dimensiones de las señales preventivas.

85 percentil velocidad [Km/h]	Dimensión de la señal [mm]
menos de 60	600 x 600
70 - 80	750 x 750
más de 90	900 x 900

Fuente: (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 7) .

La velocidad de circulación en la vía, determinada en el Capítulo 4 del estudio de tránsito del presente proyecto es de $V_c = 46.50$ Km/h, por lo tanto, las dimensiones para las señales preventivas serán de 600 x 600 mm.

9.3.1.3 Colocación lateral y altura.

La ubicación lateral de señales al costado de las vías, soportes de estructuras para señales aéreas y, altura de montajes son las siguientes:

- La colocación lateral se mide desde el filo de la vía al borde de la señal más cercano a la vía.
- La altura, debe ser desde la proyección de la superficie de la calzada al lado inferior de la señal, o del filo inferior de la señal más baja en el poste con varias señales.

Estas reglas se aplican a señales de naturaleza permanente, e incluyen señales para trabajos en la vía y propósitos especiales en los que estas están montadas en postes anclados en el terreno.

9.3.1.4 Colocación lateral en zona rural.

En vías sin bordillos en sectores rurales (carreteras), la señal debe estar a una distancia libre de por lo menos 600 mm del borde o filo exterior de la berma o espaldón, postes de guía o cara del riel o guardavía de protección; en caso de existir cuneta, esta distancia se considera desde el borde externo de la misma (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 12)

9.3.1.5 Altura en zona rural.

En sectores rurales, las señales deben montarse alejadas de la vegetación y claramente visibles bajo la iluminación de los faros de los vehículos por la noche. La altura libre de la señal no debe ser menor a 1.50 m desde la superficie del terreno hasta el borde inferior de la señal. Para señales direccionales de información en intersecciones y zonas pobladas la altura libre debe ser de 2.00 m (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 12)

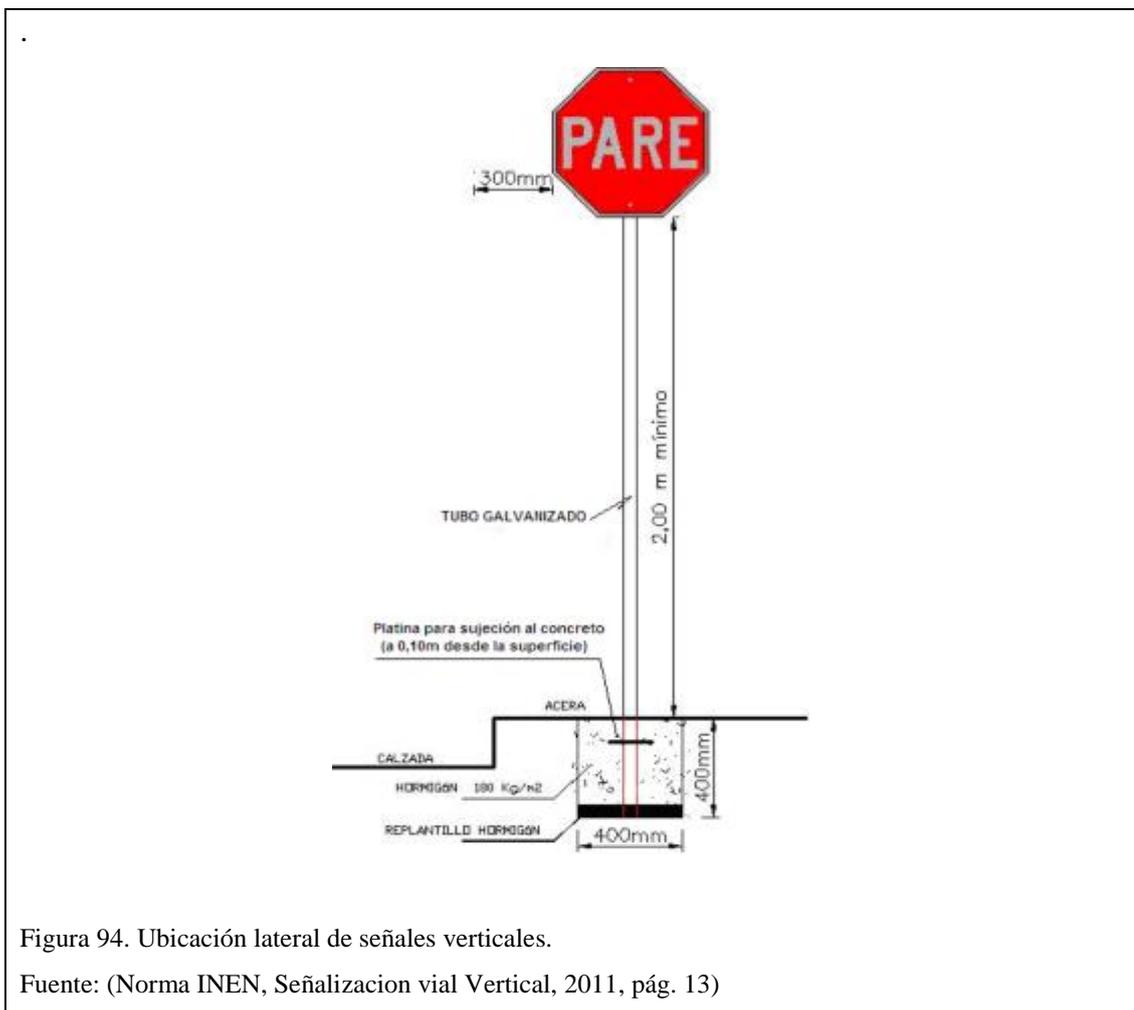


Figura 94. Ubicación lateral de señales verticales.

Fuente: (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 13)

Las señales que serán colocadas en la vía, se describen según sus respectivas abscisas.

Tabla 148. Señales regulatoria ocupadas en el proyecto.

Tipo de señal	Nombre	Codigo	Dimensiones (cm)	Abscisa de ubicación	Cantidad Total
	Pare	(R1-1)	60X60	Salida a la Av. P.N. 0+020. Ingreso B.derecho 0+480 Intersección 1+160 Ingreso B. derecho	6 u
	Doble vía	(R2-2)	60x60	Salida a la Av. P.N. 0+020. Salida Vía tren 2+050	2 u
	Límite máximo de velocidad	(R4-1)	60X60	Salida a la Av. P.N. 0+020. lado derecho-izquierdo 0+120 Salida Vía tren 2+050	4 u
	Parada de bus	(R5-6)	60X60	Salida a la Av. P.N. 0+000.	1u
	No rebasar	(R2-13)	60X60	Curva antes de salida a la Av. P.N. 0+180.	1u

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Tabla 149. Señales preventivas ocupadas en el proyecto.

Tipo de señal	Nombre	Codigo	Dimensiones (cm)	Abscisa de ubicación	Cantidad Total
	Cruce de línea férrea sin barrera	(P2-19b)	60X60	Intersección vía tren 2+050	1 u
	Ascenso pronunciado	(R6-5A)	60x60	Tramo de vía 2+000	1 u
	Descenso pronunciado	(P6-4A)	60X60	Salida Vía tren 2+050	1 u
	Cruce de maquinaria agrícola	(R6-12A)	60X60	Ingreso Comunidad 0+020, lado derecho.	1u
	Animales en la vía	(P6-17A)	60X60	Tramo de vía 0+200, lado derecho.	1u
	Niños	(P6-2A)	60X60	Tramo de vía 0+870-0+900, lado derecho e izquierdo	2u

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Tabla 150. Señales regulatoria ocupadas en el proyecto.

Tipo de señal	Nombre	Codigo	Dimensiones (cm)	Abscisa de ubicación	Cantidad Total
	Curva cerrada derecha	(P1-1D)	60X60	Trabo de vía lado derecho 1+370/ Lado izquierdo 1+470	2 u
	Curva cerrada izquierda	(P1-1I)	60x60	Trabo de vía lado derecho 1+460/ Lado izquierdo 1+860	2 u
	Curva abierta izquierda	(P1-2I)	60X60	Trabo de vía lado derecho 0+424/ Lado izquierdo 1+150/ 1+610 lado derecho/ 1+620 lado derecho.	4 u
	Curva abierta derecha	(P1-2D)	60X60	Trabo de vía lado derecho 0+000/ Lado derecho 1+100/ 1+250 lado izquierdo/ 1+462 lado izquierdo.	4u
	Vía sinuosa primera izquierda	(P1-5I)	60X60	Tramo de vía 1+860 lado derecho/ 2+020 lado izquierdo	2u

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

9.3.1.6 Señales de información (Código I).

“Informan a los usuarios de la vía de las direcciones, distancias, destinos, rutas, ubicación de servicios y puntos de interés turístico” (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011, pág. 7).

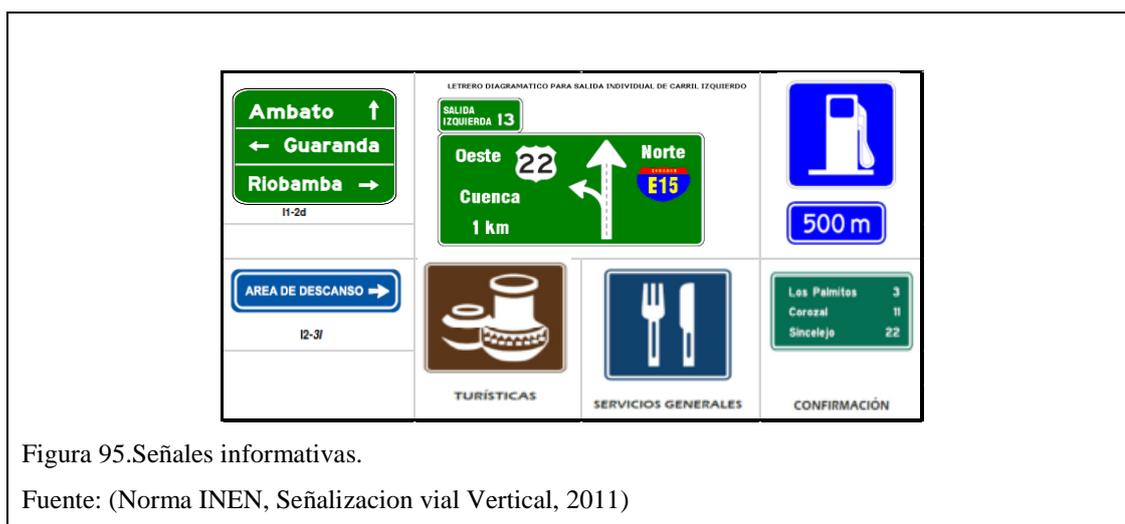


Figura 95. Señales informativas.

Fuente: (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011)

9.3.1.7 Señales especiales delineadoras (Código D).

Delinean el tránsito que se aproxima a un lugar con cambio brusco (ancho, altura y dirección) de la vía, o a la presencia de una obstrucción en la misma.

La señal de alineación debe ser visible a suficiente distancia para suministrar al usuario con un tiempo adecuado la reacción al cambio de alineación (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011)

Algunas de las señales especiales delineadoras se muestran en la siguiente figura.

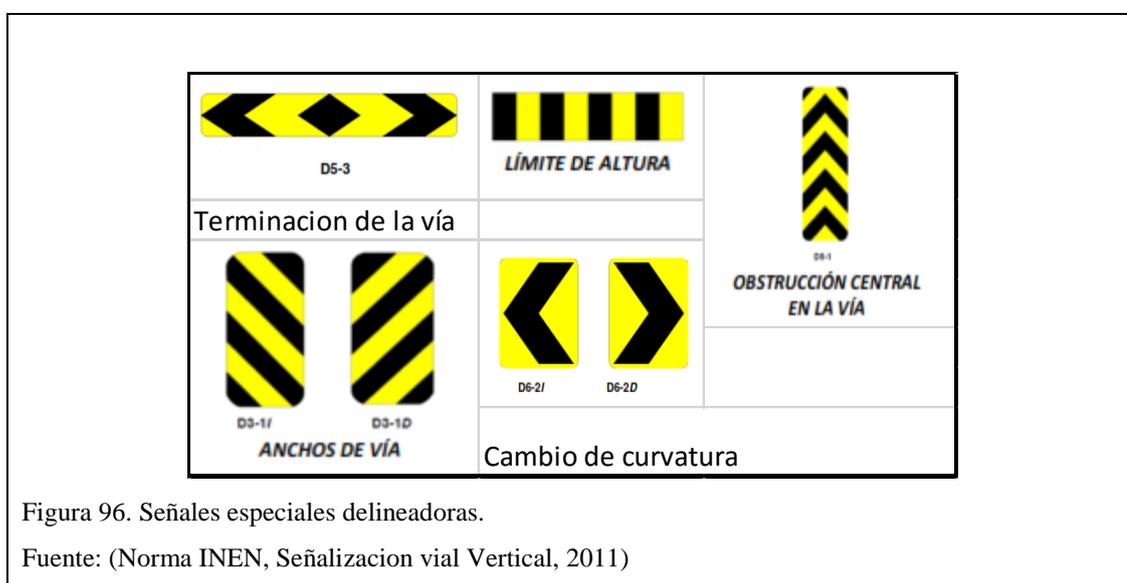


Figura 96. Señales especiales delineadoras.

Fuente: (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011)

9.3.1.8 Señales para trabajos en la vía y propósitos especiales (Código T).

“Advierten, informan y guían a los usuarios viales a transitar con seguridad sitios de trabajo en las vías y aceras además para alertar sobre otras condiciones temporales y peligrosas que podrían causar danos a los usuarios viales” (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011).

Algunas de las señales para trabajos en la vía y propósitos especiales se muestran en la siguiente figura.



Figura 97. Señales para trabajos en la vía.

Fuente: (Norma INEN, Señalización vial Vertical, 2011).

Los planos de diseño de señalización horizontal y vertical se encuentran detallados en el anexo planos de detalle.

9.5 Cálculo del rendimiento de pintura para la señalización horizontal.

El cálculo del rendimiento de la pintura se realiza en base a las Especificaciones Generales para La Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F 2002, en la cual se especifica que 39 lt/Km de franja continua con un ancho de 10 cm equivale a 12 m²/galón; para franjas entrecortadas y de líneas punteadas la tasa será de 9.6 lt/Km y 13 lt/Km respectivamente. Las franjas entrecortadas tendrán un patrón de (3-9), es decir 3m pintados y 9m sin pintar. (MOP-001-F-2002)

Doble línea continua (línea de barrera).

1 Km 39 lt de pintura

2.05 Km X = 97.5 lt de pintura = 22 galones de pintura amarilla

Se multiplica por dos líneas continuas, dando como resultado final 44 galones de pintura amarilla.

Línea de borde de calzada continúa.

1 Km 39 lt de pintura

2.05 Km X = 97.5 lt de pintura = 22 galones de pintura blanca

Como son dos líneas continuas, el resultado final es 44 galones de pintura blanca.

9.5 Especificaciones técnicas MOP-001-F-2002

Las especificaciones técnicas están consideradas de acuerdo a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002

Marcas permanentes del pavimento

Descripción.- Este trabajo tiene por objeto la aplicación de marcas permanentes sobre el pavimento terminado, de acuerdo con estas especificaciones, lo que indiquen los planos, o establezca el Fiscalizador. (MOP-001-F-2002)

Materiales.- Las franjas de pavimento colocadas en frío, de acuerdo con el espesor requerido, serán de uno de los materiales que se indican a continuación:

- 1.5 mm de polímero flexible retroreflectivo.
- 1.5 mm de premezclada de polímero flexible.
- 2.3 mm de plástico frío.

Procedimiento de trabajo:

Generales.- Las superficies sobre las cuales se apliquen las marcas, deben estar limpias, secas, libres de polvo y cualquier otro material nocivo.

Si las marcas se aplican sobre pavimentos de hormigón de cemento portland, se deberá limpiar el pavimento eliminando todo residuo, previo a la colocación de las marcas.

Las franjas deberán tener un ancho de 10 cm; y para las franjas dobles tendrán un espaciamiento de 14cm

Todas las marcas deberán presentar un acabado nítido y satisfactorio tanto en la noche como en el día, de lo contrario, el Contratista deberá corregirlas hasta ser aceptadas por el fiscalizador sin generar pago adicional.

Marcas de pintura.- El cabezal rociador será de tipo spray el cual permita aplicar satisfactoriamente la pintura a presión sobre el pavimento.

La pintura será mezclada previamente y será aplicada sobre el pavimento en el momento que la temperatura ambiente sobrepase los 4°C.

La tasa mínima de aplicación será:

- 39 lt/km para franjas solidas de 10 cm de ancho.
- Para micro esferas de vidrio, se aplican 0.7 kg por cada lt. de pintura.

Hasta que la pintura este lo suficientemente seca, las áreas pintadas estarán protegidas del tráfico.

Medida.- Las cantidades a pagarse serán medidas sobre la línea eje del camino o sobre las franjas de principio a fin. Estas marcas deberán estar terminadas y aprobadas por el Fiscalizador.

El precio contractual para el tipo o color de línea se basará en una línea de 10 cm de ancho, para anchos diferentes deberá estar establecido en el contrato o solicitado por el Fiscalizador para ajustar la longitud con relación al ancho de 10 cm; caso contrario, el pago se realizará según el ancho de 10 cm.

Pago.- Las cantidades entregadas y aprobadas serán pagadas al precio establecido en el contrato por la unidad de medida que se indica a continuación.

N°	del	rubro	de	pago	y	designación
						Unidad de medición
705-(1)		Marcas de pavimento (Pintura).....				Metro Lineal (m)
705-(2)		Marcas de pavimento (Pintura).....				Kilómetro (Km) (MOP-001-F-2002)

9.5.1 Materiales a ser empleados en la señalización vertical.

De acuerdo a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002; y a las Especificaciones Técnicas para Materiales y Colocación de Señales en Obras Viales MOP-1994, los materiales a ser empleados en la señalización vertical tendrán las siguientes características:

Material para postes: Los postes deberán ser elaborados en perfil en ángulo de hierro de 2” * 2” * 1/4”, con un límite de fluencia mínimo de 25 Kg/mm; o un tubo galvanizado de 2” (pulgadas) de diámetro, cuya longitud no será menor a 3 m, los cuales los primeros 50 cm estarán empotrados en el piso en un anclaje de concreto simple cuya resistencia a la compresión sea, como mínimo, 180 Kg/cm. En la parte inferior de los postes es conveniente soldar 3 chicotes para que sirvan de arriostramiento.

Anclaje de las señales al terreno: Como se indicó en el punto anterior las señales se instalarán en el piso en un anclaje de concreto simple cuya resistencia a la compresión sea, como mínimo, 180 Kg/cm²; para lo cual deberá realizarse una excavación de 40 *40 * 40 cm.

Material para tableros: Los tableros deberán estar constituidos por láminas de aluminio de 2 mm o más de espesor con bordes redondeados.

Anclaje poste-placa: Para su efecto se deberá realizar con la ayuda de dos pernos galvanizados, los cuales una vez ajustados deben ser remachados en su parte posterior para evitar el hurto o desajuste.

Material reflectivo: El material reflectivo para las señales verticales y delineadores será de alta intensidad tipo industrial, y a más de ello, cabe recalcar que las señales hechas de material reflectivo no deberán tener juntas o uniones.

CAPITULO 10

EVALUACIÓN AMBIENTAL

10.1 Antecedentes.

El territorio de la Parroquia estaba constituido por una gran hacienda llamada Tupigachi, de propiedad de Jesuitas.

La conformaban cuatro grandes sectores:

Loma Gorda, San Juan Loma, Chaupiloma y Cajas (estos lugares conservan aún sus nombres).

Todo lo que constituye el actual centro urbano de la parroquia era la parte baja de un potrero que se lo conocía como El Hospital.

Todas estas tierras fueron entregadas a militares retirados, muchos de los cuales se constituyen en los gestores de la parroquialización de Tupigachi.

En sesión Ordinaria del 25 de Abril de 1947, se realizan los nombramientos de los miembros de la Junta Parroquial, estos recaen en los Señores Teniente Luis A. Baquero, Rubén Flores y José Ignacio Calderón y como Tesorero parroquial al Sr. Segundo A. Cruz. El 15 de Mayo de 1947 Tupigachi se constituye en la parroquia más joven del Cantón. (Mi lindo Ecuador)

Los límites de la Parroquia de Tupigachi son: al norte limita con la parroquia Gonzáles Suárez del cantón Otavalo provincia de Imbabura, al sur con la parroquia urbana de Tabacundo, al Oriente con el cantón Cayambe y al Occidente con la parroquia Urbana de Tabacundo.

La delimitación específica comienza en los páramos de Tupigachi. Con dirección hacia el este siguen el curso de la Quebrada Santo Tomas, continúan por una línea imaginaria con dirección, este hasta la antigua carretera panamericana en su intersección con la quebrada Cajas, en este punto se juntan los cantones Otavalo de Imbabura y Cayambe y Pedro Moncayo de Pichincha. El limite

continúa por la antigua carretera en dirección sur hasta el cruce de esta vía con la quebrada Chacarrumi, conocida también como quebrada Andarbas, siguiendo por esta quebrada hasta su afluencia con el río Bobo, por este aguas abajo hasta el río Upayacu, siguiendo el curso de este río hasta su afluencia con el Granobles en el sector de la hacienda La Tola.

Por el Granobles hasta el sector Marianita de Jesús, donde comienza la Cabecera Cantonal Tabacundo. Con dirección noroeste y siguiendo caminos secundarios. El límite cruza por las comunidades de Granobles (Tupigachi), Simón Bolívar (Tabacundo), por la quebrada Paylaguayco hasta el sector Ugsha Alto, luego hacia el noreste hasta la quebrada de Tupigachi o San José, luego continúa el límite hasta el sector Pastuco en los páramos de Tupigachi (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo, 2016)

10.2 Diagnóstico de la situación

Tupigachi tiene 4117 hectáreas en total 52.40 hectáreas corresponden al centro poblado que tiene un trazado distinto al típico de damero que caracteriza a otras zonas urbanas del país. Se trata de un trama radial concéntrico, que parte del parque central y la iglesia, calles principales que parten radialmente desde el centro hacia la periferia, calles secundarias que forman polígonos concéntricos revela preocupación por la planificación urbana, sin embargo todavía no existe una consolidación de construcciones en estos espacios, aún existe manzanas enteras sin edificación alguna, dentro de esto se ubica la comunidad de San Pablito de Agualongo. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de "Tupigachi")

Tabla 151. Puntos de vía UTM-WGC84.

Distancia	2169.129
Inicio Este	812946.573
Inicio Norte	10011004.237
Punto medio Este	813766.235
Punto medio Norte	10011235.786
Final Este	813779.439
Final Norte	10011629.080

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

10.2.1 Área de influencia.

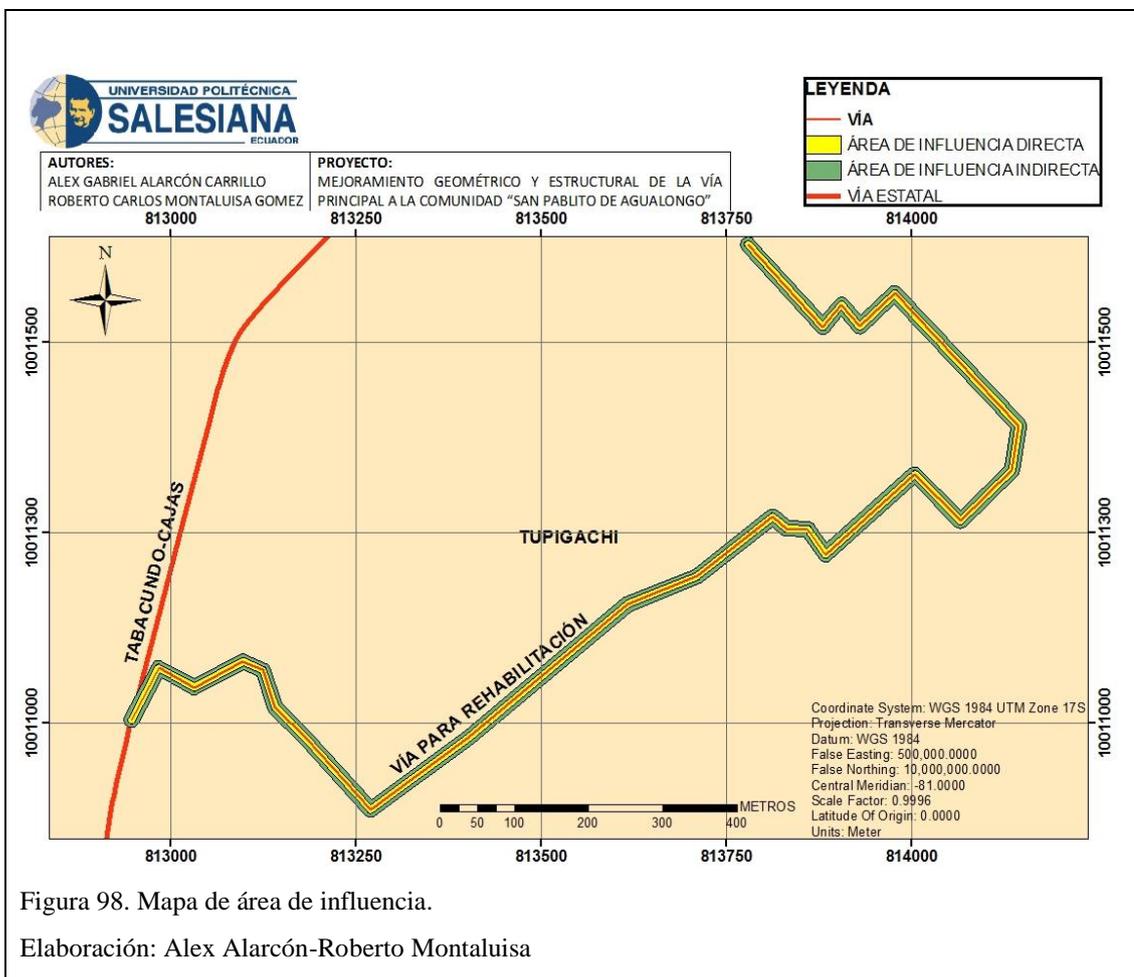


Figura 98. Mapa de área de influencia.

Elaboración: Alex Alarcón-Roberto Montaluisa

La determinación de las áreas de influencia se las considera bajo los siguientes conceptos, de acuerdo a la proximidad de la vía, según la topografía de la zona. Bajo estos conceptos se tomó las siguientes distancias para la determinación del área de

influencia directa una proximidad a la vía de 5 metros desde el borde, así también el área de influencia indirecta 10 metros, al tratarse de una obra de construcción vial debido a que los impactos son específicos en la zona de la realización de la construcción.

10.2.2 Área de influencia socio económica.

El área de influencia socioeconómica directa, es la población de la comunidad de San Pablito de Agualongo, donde se requiere que se ejecute el proyecto cuenta con 135 familias con un promedio de 5 personas cada una, lo cual representa 2.03% de la población de la parroquia.

El área de influencia indirecta corresponde a los poblados cercanos que son los siguientes; Tabacundo, Cayambe y Cajas, por su cercanía al sitio de implantación del proyecto constructivo.

10.3 Ubicación de botaderos.

El proyecto al tratarse de rehabilitación de una vía de segundo orden y al encontrarse dentro de la comunidad de una parroquia rural no posee botaderos cercanos al área de implantación del proyecto, por lo que una vez realizado la curva de masas de relleno y corte de suelo, se identificó que existe un excedente de material de 3716.37 m³, los cuales transportados al nuevo relleno sanitario de Tabacundo, que es de propiedad municipal, misma que cuenta con los estudios de preselección de alternativas de ubicación para la construcción del mismo.

El nuevo Relleno Sanitario está ubicado a 24.5 km desde el centro del eje de la vía del proyecto, su área es de 20,0 Ha aproximadamente, desde el punto de vista ambiental se considera procedente a la utilización de este sitio en virtud de que la afectación al ambiente es mínima y cumple con lo dispuesto en la normativa ambiental vigente.

El área que será ocupada para el relleno fue ubicada en campo mediante un levantamiento con GPS, los puntos son: X: 799348 Y: 1000426.

En cuyo caso se planificara la ejecución de trabajos de desalojo y relleno utilizando las respectivas normas de seguridad establecidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE).

10.4 Ordenanzas ambientales.

Actualmente el GAD de Tupigachi no posee ninguna ordenanza relacionando al cuidado del medio ambiente.

10.5 Caracterización ambiental.

En el proceso de caracterización ambiental se considera como principales sistemas al abiótico, biótico y antrópico.

10.5.1 Sistema abiótico.

10.5.1.1 Información climática.

Características Generales.- La parroquia no cuenta con una estación meteorológica, razón por la cual los datos obtenidos corresponden a la Estación del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) ubicada en Tomalón, parroquia La Esperanza. De acuerdo a los técnicos, la validez de la información es para un radio de 40Km por lo cual es perfectamente aplicable para el área de estudio.

10.5.1.1.1 Precipitaciones.

Las precipitaciones promedio de los años, 2000 al 2009 son de 496.8mm por año. Los años más lluviosos fueron el 2000 con 733 mm y 2008 con 823mm, los años más secos fueron el 2001, 2003, y el 2009, con precipitaciones por debajo de los 500mm.

10.5.1.1.2 Pluviosidad.

En la pluviosidad mensual, existe un comportamiento similar en los últimos 10 años, en los cuales los meses más secos fueron junio, julio, agosto y parte de septiembre, en tanto que los más lluviosos fueron los de marzo, abril y mayo, seguido por

octubre, noviembre y diciembre. Es importante señalar que el comportamiento de las precipitaciones coincide con el ciclo de siembra, cultivo y cosecha en la zona.

10.5.1.1.3 Temperatura.

Los datos de temperatura muestran que existe un comportamiento estable, con ligeras variaciones que van de 1 a 2 grados centígrados. La temperatura promedio para los últimos 9 años fue de 14.77°C.

10.5.1.1.4 Dirección y Velocidad del Viento.

En cuanto a la velocidad del viento, se aprecia que en los meses de junio, julio agosto y septiembre, son los meses en los cuales la velocidad del viento tiene un fuerte incremento; en cuanto a la dirección sur - este. Los meses de mayor intensidad de los vientos son junio, julio y agosto, período en el cual se producen las cosechas de los productos de la zona.

10.5.1.1.5 Evaporación.

La información presentada refleja que la época en la que existe mayor evaporación es junio, julio y parte de agosto, lo cual, complementado con los fuertes vientos en los mismos meses, provoca un período seco, sin la presencia de lluvias, la que es aprovechado por los agricultores para obtener las cosechas principalmente de maíz.

10.5.1.1.6 Heliofanía (horas de brillo solar).

Los meses que cuentan con mayor número de horas de sol son junio, julio y agosto, que son los meses que también presentan mayor velocidad de vientos y de evaporación, además son los meses de menor precipitación.

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) en sus boletines mensuales registra los siguientes datos sobre las precipitaciones y temperatura obtenidas en su estación de Tomalón de la parroquia La Esperanza en el año 2014.

Tabla 152. Precipitación año 2014.

CODIGO	ESTACION	VALOR	2014												
			Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL
MA2T	Tomalón -	Precipitación (mm)	57.5	54	77	85	58.7	28,6	13	8.3	33	63.9	69.5	69.3	617.8
	Tabacundo	Temperatura °C.	15.2	15.2	15.3	15.3	15.4	15.2	15.3	15.4	15.6	15.7	15.3	15.2	15.34

Fuente: <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/clima/Index> of /meteorología/boletines históricos/BCLIMA2014/MENSUAL

El mes de mayor precipitación fue en abril y el de menor presencia de lluvias fue en agosto del 2014. La mayor temperatura se registró en el mes de octubre y la menor en los meses de diciembre, enero y febrero.

10.5.1.2 Información geomorfológica.

Tabla 153. Geomorfología.

Parroquia Tupigachi		
Forma geomorfológica	Ha	%
Cimas Frías de las Cordilleras de Estructuras Volcánicas	243.64	5.80
Flancos Inferiores de Estructura Volcánicas	2840.1	67.56
Relieves de los Fondos de las Cuencas Interandinas con Relleno	1063.88	25.31

Fuente: Información cobertura y Uso de la Tierra metodología y trabajo de campo IEE-Ortofotos SIG Tierras 2010.

10.5.1.3 Información geológica.

La vía del acceso principal de la comunidad de San Pablito de Agualongo se halla enmarcada en una zona de topografía variada entre ondulada a montañosa, misma que fue tipificada según el relieve del terreno natural atravesado. En el proyecto se presenta pendientes transversales entre 7.18° a 14.04° y pendientes longitudinales que varían desde 4.08% en zonas relativamente onduladas hasta 18.18%. El proyecto presenta en la abscisa 0+00 km una altura aproximadamente de 3000.70 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m) siendo este el punto más alto y una altura de 2917.92 m.s.n.m. como punto más bajo dentro del trazado vial en la abscisa 1+550 km.

El proyecto se encuentra dentro del valle interandino. En la zona afloran rocas cretácicas volcanos-sedimentarias originadas de la formación Macuchi, depósitos sedimentarios con origen en las formaciones Silante y Yunguilla. Las edades de estas formaciones varían del cretáceo superior al paleoceno. Recubriendo gran parte del área se encuentran depósitos volcánicos del primer periodo cuaternario (Pleistoceno).

10.5.1.4 Uso y cobertura del suelo.

Con respecto a la evolución de la cobertura vegetal desde el año 1990 hasta el 2013, se puede indicar que la cobertura vegetal se ha diversificado de acuerdo a su uso, siendo comparables solamente 4 unidades vegetales.

Con el mosaico agropecuario, ha disminuido fuertemente, debido al apareamiento de diversos cultivos anuales y plantaciones forestales, que han sido acogidas por los productores dejando una diferencia de 472.11ha entre ambos años. Los pastizales no se han visto muy afectados y muestran una disminución en el tiempo de 141.32 ha, que ha aumentado al norte de la parroquia. Sin embargo ha disminuido al sur. En cuanto a la cobertura de páramo se observa una superficie ligeramente afectada en 23 años que representan 47.66 ha. La vegetación arbustiva ha disminuido 167.32 ha debido a falta de tiempo de desarrollo de bosques secundarios a primarios por regeneración natural de espacios antes explotados.

Tabla 154. Cobertura vegetal.

Unidad de uso o cobertura vegetal	Año 1990		Año 2013		Diferencia	
	(ha)	%	(ha)	%	(ha)	%
Bosque Nativo			7,14	0,18		
Plantación forestal			50,82	1,28		
Cultivo anual			257,77	6,47		
Mosaico agropecuario	1806,32	43,22	1334,21	33,51	-472,11	-9,71
Pastizal	1661,85	39,77	1520,53	38,19	-141,32	-1,58
Páramo	335,04	8,02	287,38	7,22	-47,66	-0,80
Vegetación arbustiva	375,88	8,99	208,56	5,24	-167,32	-3,76
Infraestructura			315,18	7,92		
	4179,09	100,00	3981,59	100,00	-828,41	100,00

Fuente: Bases geográficas del MAE, cobertura año 1990 y 2013.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

10.5.1.5 Recurso Agua.

Los principales recursos hídricos que forman las microcuencas de Tupigachi se encuentran en las siguientes: quebrada del río Upayacu, drenajes menores y río Cubi, microcuencas sin nombre y quebrada negra. El río Upayacu es el mayor aportante a la sub cuenca del río Guayllabamba y por ende a la cuenca del río Esmeraldas.

10.5.1.6 Identificación de Aguas Superficiales y Subterráneas.

La zona de Tupigachi cuenta con ojos de aguas propias, sistema de agua, Santa Gertrudis, Sigsicunga, Mojanda Yanaurcu y para la parte baja la vertiente de Chiriyacu potable que se encuentra dotando de este servicio a un promedio de mil familias que es el 80% de la población de la parroquia y canal de riego que abastece a un 40% de los terrenos de la parroquia. Por ello, las labores de reforestación son importantes para ir recuperando el caudal y llegar a los sectores que aún no cuentan con el servicio (Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Tupigachi 2012-2025).

Río Upayacu es la parte baja del río Bobo.

Tabla 155. Hidrografía.

Hidrografía de Tupigachi			
Cuenca	Sub cuenca	Microcuenca	Área
Río Esmeraldas	Río Guayllabamba	Río Upayacu	3712.74
		Drenajes menores	105.98
		Río Cubi	0.01
		Microcuenca s/n	89.43
		Quebrada Negra	295.47
TOTAL			4203.63

Fuente: Información de referencia cartográfica IGM 1: 50 000, Información Meteorológica INAMIH – DGAC, Verificación de estaciones meteorológicas realizadas por el IEE-MAGAP 201, Límites referencia CONALI.

10.5.1.7 Suelo.

Con respecto al recurso suelo, en la parroquia Tupigachi, hasta el año 2013 se han establecido niveles de cobertura que se desagregan de la siguiente manera Bosque Nativo 7.14 ha, plantaciones forestales 50.82 ha, cultivos anuales 257.77 ha; mosaicos agropecuarios (varios tipos de cultivo) 13334.21 ha; pastizal 1520.53 ha; páramo 287.38 ha; vegetación arbustiva 208.56 ha; infraestructura 315.18 ha.

Es evidente el incremento de actividades que se han desarrollado desde el año 1990 respecto al recurso suelo, cuando solamente se desarrollaba en ese entonces una cobertura vegetal poco diversa, es decir, un mosaico agropecuario 1806.32 ha; el pastizal se extendía sobre las 1661.85 ha; el páramo con una superficie de 335.04 ha; vegetación arbustiva hasta 375.88 ha.

10.5.2 Sistema biótico.

10.5.2.1 Recurso flora.

A lo largo de los diferentes estudios realizados por la consultoría CIMAS del Ecuador se ha determinado que el recurso más afectado a nivel de todo el cantón Pedro Moncayo han sido los recursos vegetales naturales, estos recursos se han ido perdiendo por las diferentes actividades productivas de los pobladores, es así que podemos concluir que su utilidad se ha visto afectada en todo nivel de la siguiente manera:

- Vegetación herbácea, que han servido sobre todo como medicinales en etnobotánica de la población, y forraje para los animales que pastorean la zona.
- Los arbustivos, que han sido utilizados principalmente como forraje, en algunos casos frutales.
- Los arbóreos principalmente utilizados como cerramientos naturales o de los predios, elementos de protección a modo de “cercas vivas” para proteger a los sembríos contra los vientos que erosionan el suelo. Algunos han sido reemplazados por plantaciones forestales con fines comerciales.
-

Tabla 156. Descripción de flora.

Nombre científico	Nombre común
<i>Stipa ichu</i> (Ruiz & Pav.) Kunth	Paja de páramo
<i>Oreopanax ecuadorensis</i> Seem.	Pumamaqui
<i>Hesperomeles obtusifolia</i> (Pers.) Lindl.	Cerote
<i>Polylepis incana</i> Kunth	Yagual
<i>Tecoma stans</i> Griseb.	Cholán

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

10.5.2.2 Recurso fauna.

“Los grandes mamíferos son responsables en gran parte de la distribución de semillas y plantas polinizadoras. Son importantes depredadores y presas y pueden contribuir a causar cambios significativos en la estructura y composición del paisaje y la vegetación circundante” (Sayre, 2002).

“La pérdida y fragmentación de los hábitats, es la mayor amenaza para la conservación de la biodiversidad y constituye la causa principal para la extinción de las especies silvestres” (Suárez, 1998).

“La fragmentación de hábitats ocurre cuando una porción extensa y continua de un ecosistema es transformada o reducida en uno o varios parches naturales embebidos en una matriz de áreas disturbadas” (Norse, E. A., 1986).

Tabla 157. Descripción de fauna.

Nombre científico	Nombre común
<i>Puma concolor</i> (Linnaeus, 1771)	Puma
<i>Pseudalopex culpaeus</i>	Lobo de páramo
<i>Sylvilagus brasiliensis</i>	Conejo de páramo
<i>Tyto alba</i>	Lechuza común
<i>Gastrotheca sp</i>	Sapo

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

10.5.2.3 Recurso Paisaje.

Dentro de los recursos que la comunidad ha identificado plenamente es la pérdida del paisaje natural, eso se da debido a la expansión de la frontera agrícola que se ha incrementado en los últimos años a nivel de todo el cantón incluyendo al páramo dentro de esta sobre expansión degradado varias zonas de protección con el aprovechamiento de suelos sobre los 3600 msnm, lo que ha provocado grandes pérdidas al ecosistema de altura y de la flora nativa de páramo, así como la erosión del suelo y los problemas que acarrear como son la falta de protección en la zonas altas que permiten la captación y producción de agua para la formación de las cuencas hídricas. La diversidad paisajística, junto con la diversidad específica, forman parte integral de la biodiversidad de una zona (Almeida, 2003).

“Se ha manifestado que entre más diversos los ecosistemas incluyendo los ecosistemas intervenidos mayor es el número de especies y de nichos ecológicos disponibles” (Sierra, R. (Ed.), 1999).

10.5.2.4 Ecosistemas frágiles y prioridades de conservación.

Los ecosistemas que se encuentran en la parroquia Tupigachi son Arbustal siempre verde montano del norte de los Andes, Bosque siempre verde montano alto de Cordillera Occidental de los Andes y Herbazal del Páramo. Los ecosistemas determinados de acuerdo al Sistema de Clasificación de los ecosistemas del Ecuador Continental.

Tabla 158. Ecosistema de Tupigachi.

Ecosistemas	Superficie Tupigachi	
	(ha)	%
Arbustal siempre verde montano del norte de los Andes	16.1	0.38
Bosque siempre verde montano alto de Cordillera Occidental de los	1.88	0.04
Herbazal del Páramo	332.47	7.91
Intervención	3852.95	91.67
Total	4203.4	100

Fuente: Sistema de Clasificación de Ecosistemas del Ecuador. MAE

10.5.3 Medio antrópico.

10.5.3.1 Localización y descripción de los asentamientos humanos.

La comunidad de San Pablito de Agualongo perteneciente a la parroquia de Tupigachi está comprendida entre los siguientes límites.

Al Norte: Las comunidades Loma Gorda y Florencia.

Al Sur: Las comunidades Tupigachi y Santa clara

Al Este: La comunidad Florencia

Al Oeste: La comunidad Ñaño Loma.

En la actualidad la población se concentra en la parte centro-sur de la parroquia, en asentamientos humanos poco consolidados, un tanto desordenados en cuanto a la ocupación del territorio, con equipamientos y servicios que no avanzan a atender a toda la población parroquial. Sus principales poblados o barrios son El Centro y Cajas Jurídica Ñañoloma que presentan densidades poblacionales altas y muy altas y dónde se concentra la Población Económicamente Activa (PEA), el comercio y los servicios.

Otros barrios o comunas con densidad poblacional media y baja son Chaupiloma, Santa Clara, en San Juan Loma, Granobles y Bellavista San Pablito de Agualongo, Santa Mónica, en donde existe mayor dispersión de viviendas y habitantes.

Todos los asentamientos humanos parroquiales tienen su principal vinculación con Cayambe, tanto por el flujo de personas y mercancías, cuanto por relaciones sociales y por demanda de servicios.

Se considera que un 40% de la población está dedicada a la agricultura y a la ganadería, en cambio el 60% a las actividades florícolas.

Ciudades como cabecera cantonal Quito, Otavalo e Ibarra constituyen un segundo ámbito de relaciones de los habitantes de la parroquia en relación a empleo, comercio y servicios. Un tercer espacio de articulación está representado por grandes y medianas explotaciones agrícolas como empresas florícolas y, principalmente en lo referido a empleo.

10.5.3.2 Turismo.

La parroquia Tupigachi se diferencia de las demás del cantón pues la mayoría de sus comunidades están agrupadas en la TURUJTA, quienes se auto identifican netamente indígenas descendientes de los Cayambis.

Fiestas de la Virgen de Fátima.- Se celebra el 12 de mayo en donde con una banda disco móvil se recorre las diferentes calles del centro poblado con la virgen en hombros, al regreso se realiza la Santa Misa, luego se queman las chamizas, hay *vacas locas*, juegos pirotécnicos, organización de comparsas y bailes, en estos participa de manera inicial el Grupo de Danza Esperanza del Mañana, formado por pobladores de la zona.

Turismo Comunitario.- El turismo comunitario gana cada vez más importancia de este sector de la economía ecuatoriana resultando una alternativa de desarrollo sustentable, debido a que tanto los conocimientos como recursos naturales están a la mano de los pobladores. Para lograr este objetivo la parroquia deberá aprovechar los recursos naturales presentes en el sector y a través de la asociación con otras parroquias podrá ofrecer varias alternativas sin regirse únicamente a un solo tipo de turismo.

El desarrollo del turismo en el Ecuador contribuirá a reducir la pobreza de los habitantes del sector rural que son quienes conocen las artes del campo y quienes a través de capacitaciones en la prestación de servicios hoteleros y turísticos dispondrán de un potencial prometedor aún poco explotado en el país.

10.5.3.3 Análisis demográfico.

Tupigachi es la parroquia rural más grande del Cantón Pedro Moncayo en cuanto al número de habitantes, alcanzando en el año 2010 la cantidad de 6.174 personas, lo que representa el 18.6% de la población del Cantón.

Entre los años 2001 y 2010, la parroquia registró una tasa de crecimiento poblacional de 2.08%, valor superior a la tasa nacional que para dicho período fue de 1.95%. De acuerdo a las estimaciones del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Tupigachi tendrá 11.334 habitantes para el año 2020.

De acuerdo a la normativa vigente, se considera que todas las personas de Tupigachi residen en el área rural, sin embargo existen pequeños núcleos urbanizados que concentran gran parte de su población.

Al igual que la mayoría de las parroquias del país, las mujeres tienen un ligero predominio numérico sobre los hombres, alcanzando el 52.58% del total que corresponde a 3.246 personas, en tanto que los hombres representan el 47.42% restante para totalizar 2.928 individuos.

Tupigachi presenta una estructura de edades característica de poblaciones jóvenes, donde el 58% de su población es menor a 25 años y cuya representación gráfica toma forma piramidal con una base ancha de niños y una cúspide estrecha de adultos mayores. Por grupos de edades se observa la siguiente distribución:

Tabla 159. Distribución de población.

Grupo de edad	Número	Porcentaje
Niños < 12 años	1912	30.97
Adolescentes 12-17 años	850	13.77
Jóvenes 18 – 29 años	1357	21.98
Adultos 30 – 64 años	1709	27.68
Adultos mayores 65 y + años	346	5.60
Total	6174	100.00

Fuente: INEC 2010

En lo que hace relación a la auto identificación étnica, los habitantes de la parroquia se definen como mestizos en un 25% e indígenas en 73%. El conjunto de otros grupos étnicos llega al 2%. De acuerdo al método de Necesidades Básicas, la parroquia tiene al 95,2% de su población en niveles de pobreza y en extrema pobreza al 46% de sus habitantes.

Los grupos de atención prioritaria de la parroquia son los siguientes:

- 346 adultos mayores de los cuales 104 están atendidos.
- 283 personas con discapacidad, 25 de ellos están atendidos.
- 780 niños y niñas menores de 5 años, 270 atendidos en Centros Infantiles del Buen Vivir (CIBV).

- 150 niños y adolescentes de 8 a 17 años que están fuera del sistema educativo.

10.5.3.4 Educación.

La educación de la población de Tupigachi ha venido mejorando en la última década en aspectos como el acceso al sistema educativo y la culminación de ciclos de enseñanza-aprendizaje. Se verifican altos niveles de asistencia en la Educación General Básica, junto a porcentajes menores en los niveles inicial y bachillerato, siendo bastante limitado el acceso a la educación superior.

Tabla 160. Ecosistema de Tupigachi.

	Básica	Bachillerato	Superior
Tasa Neta de Asistencia	94.2%	53.9%	9.4%

Fuente: Redatan, INEC 2010.

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Comparada con las otras cinco parroquias de Pedro Moncayo, Tupigachi exhibe la tasa más baja de asistencia neta a educación superior.

Aunque los progresos alcanzados son importantes, la población de Tupigachi aún tiene un modesto nivel de escolaridad; en promedio, los adultos mayores de 23 años de edad alcanzan los 6.2 años de estudio, lo que en teoría sería suficiente como para completar la antigua educación primaria, aunque no alcanzaría para culminar la educación básica actual de 10 años. Es posible pensar que en años anteriores no existieron las condiciones adecuadas en el sistema educativo y en la economía familiar como para acumular más años de estudio, junto a la antigua creencia de que “con la primaria es suficiente”.

Las tasas de culminación de estudios confirman en el año 2010 los modestos avances educativos; la conclusión de la educación básica, alcanza al 30.1%, de la población mayor de 14 años. La culminación de los estudios de bachillerato es de 17.2% de la población mayor a 17 años, y el 5.1% ha recibido instrucción superior (completa o incompleta).

Tupigachi posee la tasa más alta de analfabetismo del cantón, que alcanza al 16.8 % de la población.

En lo que hace relación con la deserción escolar, los alumnos de la parroquia permanecen en su gran mayoría en las aulas hasta completar su educación básica; sin embargo, en todos los años de educación básica se produce un abandono de alrededor del 5% de los estudiantes.

10.5.3.5 Salud.

De acuerdo al “Anuario de Estadísticas Vitales: nacimientos y defunciones 2013” del INEC, Tupigachi presenta una tasa de mortalidad general que alcanza a 233 defunciones por 100.000 habitantes. Niñas y niños presentan muy altos niveles de desnutrición crónica del orden del 39%, problema altamente asociado a la pobreza, a la indisponibilidad de alimentos al interior de los hogares y a condiciones insalubres del entorno.

283 personas presentan algún tipo de discapacidad, representando el 5% de la población total parroquial. Las condiciones de discapacidad más frecuentes son de orden físico-motor en 39%, auditivo en 23%, visual con 19%, intelectual 14% y mental 5%.

La tasa global de fecundidad es de 2.49 nacidos vivos por mujer en edad fértil.

10.5.3.6 Económico.

10.5.3.6.1 Indicadores socioeconómicos del territorio.

La parroquia Tupigachi posee una población de 6174 habitantes de acuerdo al Censo de Población y Vivienda (CPV) del 2010, en su mayoría joven – adulta con un 63% del total ubicándose como la parroquia más poblada del cantón Pedro Moncayo, con un crecimiento poblacional del 20.59% con respecto al registrado en el Censo de Población y Vivienda (CPV) del año 2001. En el análisis comprendido entre los años 1950 y 2010 se presenta un decrecimiento que ocurre en el periodo comprendido entre 1982 y 1990 (9.86 %) esta tendencia puede ser explicada por la migración campo - ciudad provocada por el aumento de las florícolas ubicadas principalmente en la parroquia Tabacundo y Tupigachi. “A partir del año 1990 se experimenta un

crecimiento poblacional fuerte (58.42%) debido al crecimiento de las exportaciones de flores en el Cantón Pedro Moncayo” (BCE, 2010).

Así mismo, según cifras del Censo de Población y Vivienda (CPV) de 2010, la mayor parte de la población de Tupigachi (72.91%) se identifica como indígena siendo la única parroquia del cantón Pedro Moncayo que se puede considerar como parroquia indígena. Se observa un crecimiento de la población indígena en un 53.86% con referencia al 2001. Además se registra un decrecimiento de los pobladores auto identificados como mestizos durante el periodo 2001 y 2010. Mientras que el restante 2.15% de la población se distribuye entre los pobladores autos identificados como: indígenas, blancos, afro ecuatorianos, mulato y otros, siendo los grupos minoritarios.

Si partimos de lo mencionado por Ospina (2009) donde se muestra que las zonas rurales y predominadas por indígenas (víctimas de la historia de desplazamiento y despojo de los procesos de reformas agrarias y modernización) poseen indicadores de condiciones de pobreza más alto de los valores nacionales y cantonales, esto es claramente evidente en los indicadores de pobreza por necesidades básicas insatisfechas (NBI). En la parroquia Tupigachi, afecta al 92.10% de su población, de las cuales el 64.9% se encuentra en extrema pobreza superando los promedios cantonales que son 74.3% y 41.4% respectivamente, siendo la parroquia con los índices más altos en términos de pobreza por NBI del cantón Pedro Moncayo.

10.5.6.2 Trabajo y empleo.

En la parroquia Tupigachi la población económicamente activa (PEA) se compone de 2428 habitantes que representa el 39.32% de la población total, de los cuales el mayor número corresponde a hombres como en la mayoría de las parroquias del cantón Pedro Moncayo.

Mientras que la población económicamente inactiva (PEI) en la parroquia Tupigachi se compone de 2133 habitantes que representa el 34.54% de la población total, de los cuales el mayor número corresponde a mujeres a diferencia de la PEA.

Se observa que las actividades económicas de la parroquia de Tupigachi al igual que las otras parroquias rurales del cantón Pedro Moncayo históricamente giran alrededor

de las actividades agrícolas con más del 60% del total del PEA (períodos 1990 y 2010). Para el año 2010 se observa un decrecimiento para trabajar y buscaban empleo. En otras palabras, es la suma de la población ocupada y desocupada. Lo importante de la reactivación de la actividad agrícola del 15.03%, lo que demuestra el abandono de las actividades agrícolas debido principalmente a la crisis del año 2000 acompañado del proceso de dolarización.

10.5.3.6.3 Migración.

De acuerdo al Censo de Población y Vivienda (2010), se observa que existe un alto número de habitantes de Tupigachi, que viven en otros cantones donde esperan mejorar sus condiciones de vida. En Tupigachi el mayor porcentaje de migrantes nacidos en la parroquia se trasladaron hacia el cantón Quito (60.0%). Cayambe es el segundo destino escogido por los habitantes con un 37.46% y en el resto se dividen entre Mejía, Rumiñahui, Pedro Vicente Maldonado y Puerto Quito.

Así mismo, un número considerable de nacidos en Tupigachi (5162 personas) habitan en diferentes provincias del país, particularmente Pichincha (97.28%), Imbabura con el 1.74% y el 0.98% restante se reparten entre Santo Domingo, Guayas, Cotopaxi, Orellana y Tungurahua. Por supuesto estas cifras dejan fuera un número considerable de migrantes internos ocasionales que transitan en el territorio nacional en busca de trabajo, sin dejar necesariamente su lugar de nacimiento a modo de residencia habitual.

10.5.4 Identificación de impactos ambientales.

La construcción, operación y cierre la vía en la parroquia, requiere la ejecución de varias actividades, las mismas que pueden ocasionar impactos ambientales significativos, sobre determinados elementos ambientales identificados para el entorno donde se instalará el proyecto.

De la descripción del proyecto y el conocimiento del medio ambiente existente en el área estudiada, así como la determinación de las actividades que puedan ocasionar posible impacto ambiental negativo

o positivo, sobre los componentes ambientales físicos, bióticos y socio económico culturales, se determinarán las posibles afectaciones al medio ambiente a las cuales se deberá implementar medidas preventivas, de mitigación o de control. (Haro)

La metodología a utilizar para la identificación de los impactos ambientales se centrará en la utilización de matrices de interacción causa-efecto. (Haro)

10.5.4.1 Criterios para Identificación y Evaluación de Impactos Ambientales

Para la identificación de los posibles impactos ambientales que generan las actividades del proyecto a implementar, se emplean tres herramientas;

- Matriz de Interacción
- Matriz de valoración
- matriz de importancia y magnitud
- Matriz de Significancia. (Haro)

10.5.4.2 Matrices de Interacción.

Se refiere a una matriz que interrelaciona las actividades que se realiza en el proyecto con los impactos generados a cada aspecto de esta forma se realizan una primera determinación de los impactos que debe ser analizado o descartados. (Haro)

10.5.4.3 Matrices de valoración

Es la matriz donde se valora para cada interacción encontrada los criterios establecidos, y se determinar si un impacto es positivo o negativo, para poder determinar posteriormente la magnitud, la importancia y la significancia de la interacción encontrada. (Haro)

Para la valoración se aplican los siguientes criterios:

a) Carácter genérico del impacto o variación de la calidad ambiental

Se refiere a si el impacto será positivo o negativo con respecto al estado pre operacional de la actividad.

- Positivo (+): si el componente presenta una mejoría con respecto a su estado previo a la ejecución del proyecto.
- Negativo (-): si el componente presenta deterioro con respecto a su estado previo a la ejecución del proyecto. (Haro)

b) Duración del impacto

Se refiere a la duración del impacto con relación al tiempo de exposición de la actividad que lo genera.

- Permanente: cuando la permanencia del impacto continúa aun cuando haya finalizado la actividad.
- Temporal: si se presenta mientras se ejecuta la actividad y finaliza al terminar la misma.
- Periódica: se presenta en forma intermitente mientras dure la actividad que los provoca. (Haro)

c) Intensidad del impacto

Es la fuerza con la que el impacto alterará un componente ambiental.

- Alta: alteración muy notoria y extensiva, que puede recuperarse a corto o mediano plazo, siempre y cuando exista una intervención oportuna y profunda del hombre, que puede significar costos elevados.
- Moderada: alteración notoria, producida por la acción de una actividad determinada, donde el impacto es reducido y puede ser recuperado con una mitigación sencilla y poco costosa.
- Baja: impactos que con recuperación natural o con una ligera ayuda por parte del hombre, es posible su recuperación. (Haro)

d) Extensión del impacto

Hace referencia a la extensión espacial que el efecto tendrá sobre el componente ambiental.

- Regional: la región geográfica del proyecto

- Local: aproximadamente tres kilómetros a partir de la zona donde se realizarán las actividades del proyecto.
- Puntual: en el sitio en el cual se realizarán las actividades y su área de influencia directa. (Haro)

e) Reversibilidad del impacto

Implica la posibilidad, dificultad o imposibilidad de que el componente ambiental afectado retorne a su situación inicial, y la capacidad que tiene el ambiente para retornar a una situación de equilibrio dinámico similar a la inicial.

- Irreversible: si el elemento ambiental afectado no puede ser recuperado.
- Recuperable: señala un estado intermedio donde la recuperación será dirigida y con ayuda humana, a largo plazo (> 5 años).
- Reversible: si el elemento ambiental afectado puede volver a un estado similar al inicial en forma natural (0 – 1 año). (Haro)

f) Riesgo del impacto

Expresa el nivel de riesgo que provoca la ocurrencia del impacto, para el ambiente y sus componentes.

- Alto: expresa un riesgo alto del impacto, frente al componente ambiental.
- Medio: expresa un riesgo intermedio del impacto sobre el componente ambiental.
- Bajo: expresa un riesgo bajo del impacto sobre el componente ambiental. (Haro)

Para este estudio, los valores asignados a las variables analizadas son los siguientes:

Tabla 161. Matriz de variables de calificaciones.

Variable	Símbolo	Carácter	Valor asignado
Para la Magnitud (M):			
Intensidad	i	Alta	3
		Moderada	2
		Baja	1
Extensión	e	Regional	3
		Local	2
		Puntual	1
Duración	d	Permanente	3
		Temporal	2
		Periódica	1
Para la Importancia (I):			
Reversibilidad	r	Irreversible	3
		Recuperable	2
		Reversible	1
Probabilidad	g	Alto	3
		Medio	2
		Bajo	1

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

La magnitud y la importancia son parámetros que se han calculado, sobre la base de los valores de escala dados a las variables señaladas anteriormente.

10.5.4.4 Matriz de importancia.

La importancia está dada en función de las características del impacto, razón por la cual su valor puede deducirse de la sumatoria acumulada de la extensión, reversibilidad y probabilidad.

Para el cálculo de la importancia, se asumen los siguientes valores de peso:

Peso del criterio de extensión = 0.40

Peso del criterio de reversibilidad = 0.35

Peso del criterio de probabilidad = 0.25

La fórmula para calcular la importancia para cada una de las interacciones ambientales encontradas en la evaluación, es la siguiente:

$$I = (e \times 0.40) + (r \times 0.35) + (g \times 0.25)$$

Para facilitar la interpretación de los resultados obtenidos, se procedió a asignar un equivalente al valor calculado del impacto, tanto para la magnitud como para la importancia: (Haro)

Tabla 162. Matriz de valoración de importancia del impacto.

Escala valores estimados	Valoración de la importancia del impacto
1.0 – 1.6	Bajo
1.7 – 2.3	Medio
2.4 - 3.0	Alto

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

10.5.4.5 Matriz de magnitud.

La magnitud en términos numéricos, es la valoración del efecto de la acción, basado en la sumatoria acumulada de los valores obtenidos para las variables intensidad, extensión y duración.

Para el cálculo de la magnitud, se asumen los siguientes valores de peso:

Peso del criterio de intensidad = 0.40

Peso del criterio de extensión = 0.30

Peso del criterio de duración = 0.30

La fórmula para calcular la magnitud para cada una de las interacciones ambientales encontradas en la evaluación, es la siguiente: (Haro)

$$M = (i \times 0.40) + (e \times 0.30) + (d \times 0.30)$$

Tabla 163. Matriz de valoración de la magnitud del impacto.

Escala valores estimados	Valoración de la magnitud del impacto
1.0 – 1.6	Bajo
1.7 – 2.3	Medio
2.4 – 3.0	Alto

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

10.5.4.6 Matriz de Severidad.

La severidad se define como el nivel de impacto ocasionado sobre el componente ambiental. El valor se obtiene de multiplicar la magnitud por la importancia, lo cual nos permite priorizar los impactos ambientales para la implementación de medidas, ya sea de minimización, mitigación o prevención.

El resultado se lo compara con la escala de valores asignado para el efecto: (Haro)

Tabla 164. Matriz de valoración de importancia del impacto.

Escala valores estimados	Severidad del impacto
0,1 - 0,9	Leve
1,0 - 3,0	Moderado
3,1 - 6,0	Severo
6,1 - 9,0	Crítico

Elaborado por: Alarcón y Roberto Montaluisa.

10.5.4.7 Impactos Ambientales significativos.

10.5.4.7.1 Impactos al aire.

Como impactos al recurso aire se tiene la generación de ruido, material particulado y emisiones de fuentes móviles los cuales se han evaluado como impactos moderados, encontrándose éstos impactos en las actividades de construcción, en movimiento de tierras, construcción de infraestructura e instalación de equipos. (Haro)

10.5.4.7.2 Impactos al suelo.

En todas las fases y actividades del proyecto se puede encontrar que se genera impactos al suelo que se puede generar es la contaminación del suelo cuando no existe una adecuada disposición de los mismos, por lo que un buen plan de manejo de los desechos es adecuado para prevenir y minimizar la afectación al suelo, en todas sus fases y en especial para la fase de operación. (Haro)

10.5.4.7.3 Impactos al agua.

El tipo de proyecto no contempla una afectación negativa al agua, sino al contrario, la fase de operación del proyecto pretende realizar tratamiento previo a las descargas con mínimas cargas contaminantes, ya que a la fecha las descargas hacia ésta quebrada han sido descargadas sin tratamiento, por lo que el impacto al agua del proyecto es positivo. (Haro)

10.5.4.7.4 Impacto social.

El proyecto en su fase de construcción va tener un grado leve de afectación a la comunidad, por las molestias propias de las actividades constructivas, por lo que un buen programa de prevención minimizará las molestias a la comunidad.

Un impacto positivo que ha sido evaluado hacia la comunidad es la generación del servicio de tratamiento de aguas negras.

La modificación del paisaje se ha considerado como un impacto moderado, ya que el sitio se encuentra ya intervenido, pero la rehabilitación de las áreas afectadas, minimizará la afectación al paisaje.

Los posibles accidentes laborales son un impacto latente a nivel social, pero las adecuadas medidas preventivas y el uso adecuado de EPP, minimiza los posibles riesgos de accidentes.

En todo proyecto nuevo se genera fuentes de empleo lo que es considerado como un impacto positivo, en éste tipo de proyectos se generará fuentes de empleo en su fase de construcción y plazas permanentes en la fase de operación del proyecto.

Un adecuado plan de manejo alineado a plantear medidas de mitigación a los impactos al aire, suelo, y social permitirá desarrollar las actividades del proyecto de forma amigable con el ambiente. (Haro)

Nota: Ver la identificación de impactos ambientales en el Anexos 18.

10.5.5 Plan de manejo ambiental.

Nota: Ver el Plan de prevención y mitigación de impacto en el Anexo 19.

11.5.6 Costos ambientales

Nota: Ver en el Anexo 20

CAPITULO 11

ANÁLISIS ECONÓMICO Y FINANCIERO

11.1 Alcances de los estudios.

A través del análisis económico financiero del proyecto se determina los costos de los ingresos (beneficios) y egresos (costos de construcción y mantenimiento).

Los ingresos del proyecto se determinan a partir del beneficio que brinda el proyecto en funcionamiento, medido como cuantificables (peajes, tarifas) o Cualitativas (beneficios sociales en la producción, plusvalía y ahorros de operación vehicular).

Los egresos del proyecto se determinan a partir de la inversión en la ejecución del proyecto (presupuesto obra) y el mantenimiento durante la vida útil (presupuesto mantenimiento).

11.2 Ingresos.

La estimación de los beneficios sirve para apoyar la toma de decisiones para la construcción, operación y mantenimiento de la carretera; a continuación se cuantifica el costo de operación vehicular, transporte, producción y plusvalía.

11.2.1 Beneficios Valorados Operación vehicular, Transporte, Plusvalía y producción.

Costos de Operación Vehicular y Transporte.

Para determinar los costos:

- a) Se toma en cuenta las características del camino, velocidad de circulación, tiempo de recorrido con proyecto y sin proyecto.

Tabla 165. Promedio Velocidad / Tiempo Vehicular Proyecto.

Sin Proyecto		Con Proyecto		Ahorro
2,145 km		2,059 km		
Circulación (km/h)	Tiempo (min)	Circulación (km/h)	Tiempo (min)	tiempo (min)
15	8,58	40	3,09	5,49

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

- b) Se requiere la información del tránsito vehicular, se utiliza la obtenida del TPDA (Ver capítulo 4.1.5.1.1).

Tabla 166. Tráfico promedio diario anual.

(T.P.D.A.) del proyecto		
Tipo de vehículos	Total	TPDA
Livianos 2D	1409	201
Buses 2DB	247	35
Camiones V2DB	45	6
Σ	1701	242

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Estos datos se utilizan en el análisis de los costos de consumo de combustibles, lubricantes, neumáticos, amortiguadores, sistema de frenos y transporte de productos; en dos escenarios sin proyecto y con proyecto.

Combustible.

Para el costo del uso de combustible se asume que consume un galón al recorrer 42 Km para vehículos livianos y para camiones al recorrer 25 km. El costo del combustible de gasolina es de \$ 1.42 y diésel es \$1.02.

Tabla 167. Cálculo Beneficio uso de Combustible vehicular al año.

Sin proyecto						
Tipo de vehículo	vía Km	Galones utilizados	No. de viajes	Costo combustible anual	TPDA Vehículos	Total Costo de Combustible
Autom óvil o camioneta	2,145	0,051	2	\$ 52,94	201	\$ 10.641,07
Buses	2,145	0,086	6	\$ 191,66	35	\$ 6.708,10
Camión	2,145	0,086	2	\$ 63,89	6	\$ 383,32
Uso de Combustible Anual sin Proyecto (A)						\$ 17.732,49
Con proyecto						
Tipo de vehículo	Vía Km	Galones utilizados	No. de viajes	Costo combustible anual	TPDA Vehículos	Total Costo de Combustible
Autom óvil o camioneta	2,059	0,049	2	\$ 50,82	201	\$ 10.214,43
Buses	2,059	0,082	6	\$ 183,98	35	\$ 6.439,15
Camión	2,059	0,082	2	\$ 61,33	6	\$ 367,95
Uso de Combustible Anual con Proyecto (B)						\$ 17.021,54
Ahorro Uso de Combustible en el año (A-B)						\$ 710,95

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Lubricantes.

Para el costo del uso de lubricantes se estima que se realiza al menos un cambio cada 3.000 km, para vehículos livianos el costo es de \$35 y para camiones es \$47.

Tabla 168. Cálculo Beneficio Cambios Lubricantes al año.

Sin proyecto							
Tipo de vehículo	Vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de aceite	Costo Cambio de aceite	Costo Cambio de aceite	TPDA Vehículos	Total Costo de Cambio de Aceite
Automóvil o camioneta	2,145	1565,85	0,52	\$ 35,00	\$ 18,27	201	\$ 3.671,92
Buses	2,145	1565,85	0,52	\$ 47,00	\$ 24,53	35	\$ 858,61
Camión	2,145	1565,85	0,52	\$ 47,00	\$ 24,53	6	\$ 147,19
Cambio de Lubricantes Anual sin Proyecto (A)							\$ 4.677,72
Con proyecto							
Tipo de vehículo	Vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de aceite	Costo Cambio de aceite	Costo Cambio de aceite	TPDA Vehículos	Total Costo de Cambio de Aceite
Automóvil o camioneta	2,059	1503,07	0,50	\$ 35,00	\$ 17,54	201	\$ 3.524,70
Buses	2,059	1503,07	0,50	\$ 47,00	\$ 23,55	35	\$ 824,18
Camión	2,059	1503,07	0,50	\$ 47,00	\$ 23,55	6	\$ 141,29
Cambio de Lubricantes Anual con Proyecto (B)							\$ 4.490,17
Ahorro Cambio de Lubricante en el año = (A-B)							\$ 187,54

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Neumáticos.

Para el costo de uso de neumáticos se estima que se realizara un cambio a los 30.000 km, en vehículos livianos el costo por llanta es \$220 se requiere 4 llantas y vehículos pesados es de \$300 se requiere 6 llantas.

Tabla: Cálculo Beneficio Cambio de neumáticos de los vehículos al año

Sin proyecto							
Tipo de vehículo	vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de neumáticos	TPDA Vehículos	Costo Cambio de neumáticos	No. de neumáticos por vehículo	Total Costo Cambio de Neumáticos
Automóvil o camioneta	2,145	1565,85	0,052	201	\$ 220,00	4,00	\$ 9.232,25
Buses	2,145	1565,85	0,052	35	\$ 300,00	6,00	\$ 3.288,29
Camión	2,145	1565,85	0,052	6	\$ 300,00	6,00	\$ 563,71
Cambio de Neumaticos Anual sin Proyecto (A)							\$ 13.084,24
Con proyecto							
Tipo de vehículo	vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de neumáticos	TPDA Vehículos	Costo Cambio de neumáticos	No. de neumáticos por vehículo	Total Costo Cambio de Neumáticos
Automóvil o camioneta	2,059	1503,07	0,050	201	\$ 220,00	4,00	\$ 8.862,10
Buses	2,059	1503,07	0,050	35	\$ 300,00	6,00	\$ 3.156,45
Camión	2,059	1503,07	0,050	6	\$ 300,00	6,00	\$ 541,11
Cambio de Neumaticos Anual con Proyecto (B)							\$ 12.559,65
Ahorro Cambio de neumaticoen el año = (A-B)							\$ 524,59

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Amortiguadores.

Para el costo de uso de amortiguadores se estima que se realizara un cambio a los 30.000 km con la vía sin proyecto y con proyecto a los 40.000 km, el precio se considera \$60,00 para vehículos livianos y \$120,00 para vehículos pesados.

Tabla 169. Cálculo Beneficio Cambio de los amortiguadores de los vehículos al año.

Sin proyecto							
Tipo de vehículo	vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de amortiguadores	TPDA Vehículos	Costo Cambio de amortiguadores	No. de amortiguadores por vehículo	Total Costo Cambio de Amortiguadores
Automóvil o camioneta	2,145	1565,85	0,052	201	\$ 60,00	4	\$ 2.517,89
Buses	2,145	1565,85	0,052	35	\$ 120,00	4	\$ 876,88
Camión	2,145	1565,85	0,052	6	\$ 120,00	4	\$ 150,32
Cambio de Amortiguadores Anual sin Proyecto (A)							\$ 3.545,08
Con proyecto							
Tipo de vehículo	vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de amortiguadores	TPDA Vehículos	Costo Cambio de amortiguadores	No. de amortiguadores por vehículo	Total Costo Cambio de Amortiguadores
Automóvil o camioneta	2,059	1503,07	0,030	201	\$ 60,00	4	\$ 1.450,16
Buses	2,059	1503,07	0,030	35	\$ 120,00	4	\$ 505,03
Camión	2,059	1503,07	0,030	6	\$ 120,00	4	\$ 86,58
Cambio de Amortiguadores Anual con Proyecto (B)							\$ 2.041,77
Ahorro Cambio de Amortiguadores en el año = (A-B)							\$ 1.503,31

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Sistema de Frenos

Para el costo de uso del Sistema de Frenos se estima que se realizara un cambio a los 30.000 km; los precios de estiman entre \$260,00 para vehículos livianos y \$480,00 para vehículos pesados.

Tabla 170. Cálculo Beneficios Cambio de Sistema de Frenos los vehículos al año.

Sin proyecto							
Tipo de vehículo	vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de Sistema de Frenos	TPDA Vehículos	Costo Cambio de Sistema de Frenos	No. de Sistema de Frenos por vehículo	Total Costo Cambio de Sistema de Frenos
Automóvil o camioneta	2,145	1565,85	0,052	201	\$ 260,00	1,00	\$ 2.727,71
Buses	2,145	1565,85	0,052	35	\$ 480,00	1,00	\$ 876,88
Camión	2,145	1565,85	0,052	6	\$ 480,00	1,00	\$ 150,32
Cambio de Sistema de Frenos sin Proyecto (A)							\$ 3.754,91
Con proyecto							
Tipo de vehículo	vía Km	Recorrido km anual	No. cambios de Sistema de Frenos	TPDA Vehículos	Costo Cambio de Sistema de Frenos	No. de Sistema de Frenos por vehículo	Total Costo Cambio de Sistema de Frenos
Automóvil o camioneta	2,059	1503,07	0,050	201	\$ 260,00	1,00	\$ 4,00
Buses	2,059	1503,07	0,050	35	\$ 480,00	1,00	\$ 841,72
Camión	2,059	1503,07	0,050	6	\$ 480,00	1,00	\$ 144,29
Cambio de Sistema de Frenos Anual con Proyecto (B)							\$ 990,01
Ahorro Sistema de Frenos en el año = (A-B)							\$ 2.764,89

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Transporte Productos.

El costo se fija en relación al número de veces (uno por semana) que los pobladores sacan sus productos a la feria, actualmente los precios del transporte por la situación de la vía es de \$25,00 y con la mejora de la vía probablemente su costo sea de \$20,00.

Tabla 171. Cálculo Beneficio Valorado Transporte de los Productos al año.

Sin proyecto						
Tipo de vehículo	vía Km	TPDA Vehículos	Flete semanal	Fletes al año	Costo Flete	Total Costo Transporte Productos
Camión	2,145	6	1	48	\$ 25,00	\$ 7.200,00
Costo Transporte Productos Anual sin Proyecto (A)						\$ 7.200,00
Con proyecto						
Tipo de vehículo	vía Km	TPDA Vehículos	Flete semanal	Fletes al año	Costo Flete	Total Costo Transporte Productos
Camión	2,059	6	1	48	\$ 20,00	\$ 5.760,00
Costo Transporte Productos Anual con Proyecto (B)						\$ 5.760,00
Ahorro Transporte productos en el año = (A-B)						\$ 1.440,00

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Plusvalía

La comunidad San Pablito de Agualongo tiene una extensión territorial de 135.18 hectáreas; actualmente en la zona de influencia directa a la vía el costo de la tierra es de \$6,00 el m² y en la zona de influencia indirecta es de \$4,00.

Al mejorar la vía el m² se estima que tendrá un incremento de \$2,00 a las áreas directas a la vía; mientras que para resto de las tierras de la comunidad se estima un incremento de \$0,50.

Tabla 172. Plusvalía de la Tierra.

Sin Proyecto				
Zona de Influencia	Área Hect.	Área Mts. 2	Costo Mtrs. 2	Total Costo Plusvalía
Vía Directa	30,61	306100	\$ 6,00	\$ 1.836.600,00
Vía Indirecta	104,57	1045700	\$ 4,00	\$ 4.182.800,00
Total Plusvalía sin Proyecto (A)				\$ 6.019.400,00
Con Proyecto				
Zona de Influencia	Área Hect.	Área Mts. 2	Costo Mtrs. 2	Total Costo Plusvalía
Vía Directa	30,61	306100	\$ 8,00	\$ 2.448.800,00
Vía Indirecta	104,57	1045700	\$ 4,50	\$ 4.705.650,00
Total Plusvalía con Proyecto (B)				\$ 7.154.450,00
Beneficio por Incremento Plusvalía = (B-A)				\$ 1.135.050,00

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Producción.

Del territorio total de la comunidad el 93,79% es de uso agrícola y ganadero, actualmente se considera que pierde un 30% de la comercialización de sus productos por no disponer de la vía.

Se estima que el rendimiento total de la producción por hectárea es de \$3.000,00; el área destinada para la agricultura y ganadería es de 126.79 hectáreas.

Tabla 173. Producción Agrícola y Ganadera.

Sin Proyecto		
Área Hect. de Producción Agrícola y Ganadera	Utilidad de Producción por Hectárea	Total Costo de Producción por Hectárea
126,79	\$ 2.100,00	\$ 266.249,18
Total Producción sin Proyecto (A)		\$ 266.249,18
Con Proyecto		
Área Hect. De Producción Agrícola Y Ganadera	Utilidad de Producción por Hectárea	Total Costo de Producción por Hectárea
126,79	\$ 3.000,00	\$ 380.355,97
Total Producción con Proyecto (B)		\$ 380.355,97
Beneficio por Producción = (B-A)		\$ 114.106,79

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

11.3 Egresos.

11.3.1 Costos anuales de Mantenimiento.

Se refiere al mantenimiento vial que es el conjunto de actividades que se realizan para conservar en buen estado los diferentes elementos que constituyen la vía y garantizar que el transporte sea cómodo, seguro y económico.

En la práctica lo que se busca es preservar las buenas condiciones de la vía y evitar su deterioro físico prematuro en el tiempo.

En todo proyecto vial se debe realizar un mantenimiento rutinario como se indica en las siguientes tablas:

Costo Mantenimiento vial.

En el análisis del mantenimiento vial del pavimento flexible se considera que debe darse un mantenimiento ordinario para cada año una vez terminada la obra mismo que variaría en sus actividades y rubros para cada año, en vista que se ejecutan diferentes trabajos a lo largo del primer periodo de los diez años previo al reasfaltado e intervención de la vía para dicho periodo, este proceso se deberá repetir para los siguientes diez años que dura el tiempo de vida útil de la vía.

Por otra parte en el análisis del mantenimiento vial con pavimento adoquinado se realizara únicamente el mantenimiento rutinario anual ya que dicha estructura no requiere de mayor intervención durante su vida útil por poseer adoquines de alta resistencia.

Tabla 174. Análisis de costo de mantenimientos para pavimentos flexibles.

Mantenimiento vial pavimento flexible anual								
Nro	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Subtotal	Nº años	Total
1	506129	Limpieza de alcantarilla a mano	m3	120,00	18,14	2.176,80	14	30475,2
2	506826	Limpieza de caja de revision	u	16,00	5,79	92,64	14	1296,96
3	504502	Limpieza de cunetas	m3	984,00	3,96	3.896,64	14	54552,96
TOTAL:						6.166,08		86325,12
Mantenimiento vial pavimento flexible en el segundo año operación								
Nro	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total		
1	506129	Limpieza de alcantarilla a mano	m3	120,00	18,14	2.176,80		
2	506826	Limpieza de caja de revision	u	16,00	5,79	92,64		
3	504502	Limpieza de cunetas	m3	984,00	3,96	3.896,64		
5	506335	Capa de sello de mortero asfaltico (slurry seal)	m2	8.959,00	0,78	6.988,02		
TOTAL:						13.154,10		
Mantenimiento vial pavimento flexible en el sexto año de operación								
Nro	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total		
1	506129	Limpieza de alcantarilla a mano	m3	120,00	18,14	2.176,80		
2	506826	Limpieza de caja de revision	u	16,00	5,79	92,64		
3	504502	Limpieza de cunetas	m3	984,00	3,96	3.896,64		
4	506372	Bacheo asfaltico en caliente	m3	424,00	114,15	48.399,60		
5	506335	Capa de sello de mortero asfaltico (slurry seal)	m2	8.959,00	0,78	6.988,02		
TOTAL:						61.553,70		
Mantenimiento vial pavimento flexible a los diez años								
Nro	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total		
1	506129	Limpieza de alcantarilla a mano	m3	120,00	18,14	2.176,80		
2	506826	Limpieza de caja de revision	u	16,00	5,79	92,64		
3	504502	Limpieza de cunetas	m3	984,00	3,96	3.896,64		
4	506341	Fresado de pavimento asfaltico	m3	998,00	10,44	10.419,12		
5	500356	Carpeta asfaltica 03"	m2	14248	7,26	103440,48		
TOTAL:						120.025,68		

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Costos de Mantenimiento vía Adoquinada.

Tabla 175. Análisis de costo de mantenimientos para pavimento adoquinado.

Mantenimiento vial pavimento adoquin anual								
Nro	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Subtotal	Nº años	Total
1	506129	Limpieza de alcantarilla a mano	m3	120,00	18,14	2.176,80	19	41359,2
2	506826	Limpieza de caja de revision	u	16,00	5,79	92,64	19	1760,16
3	504502	Limpieza de cunetas	m3	984,00	3,96	3.896,64	19	74036,16
TOTAL:						6.166,08		117155,52
Mantenimiento vial pavimento adoquin a los 20 años								
Nro	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Total		
1	506129	Limpieza de alcantarilla a mano	m3	120,00	18,14	2.176,80		
2	506826	Limpieza de caja de revision	u	16,00	5,79	92,64		
3	504502	Limpieza de cunetas	m3	984,00	3,96	3.896,64		
4	500360	Readoquinado	m2	2.829,00	4,08	11.542,32		
TOTAL:						17.708,40		

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

11.3.2 Costos y presupuesto de Obra.

11.3.2.1 Costos de construcción de la vía.

El análisis de los costos de un proyecto es primordial en la planificación, dada la necesidad de estimar el valor total del proyecto y definir las posibles fuentes de financiación, como también el programa de desembolsos en función al cronograma de ejecución de la obra.

En construcción, los costos se consideran como Costos Directos y Costos Indirectos.

Costos Directos.- se refiere al costo de aquellos recursos que participan en las actividades del proyecto de forma directa con la elaboración del rubro de trabajo, como: Costo de Mano de Obra, Costo de Materiales, Costo de Equipo-Herramientas y Costo de Transporte.

Costos Indirectos.- se refiere al costo de aquellos recursos que participan en las actividades del proyecto de forma indirecta, como: Gastos de Administración (salario del gerente y personal administrativo) y Gastos Generales (arriendos. Servicios, mantenimiento de vehículos, suministros de oficina, pruebas de laboratorio, entre otros).

Generalmente, los costos indirectos se tienden a calcular como un porcentaje de los costos directos.

11.3.2.2 Presupuesto.

El costo total de un proyecto es la suma total de los costos directos e indirectos de los diferentes rubros que comprende el proyecto. (Anexo 21-24)

Costos de Mano de Obra.- La información se toma de la tabla remuneración básica unificada mínima año 2016 de la Contraloría General del Estado para la construcción, servicios técnicos y arquitectónicos; clasificados según las diferentes estructuras ocupacionales.

Costos de Material.- Se toma de los precios referenciales de mercado a esta fecha, los ítems y cantidades estarán determinado por los requerimientos de las especificaciones técnicas del proyecto.

Costos Equipo y Herramienta.-Se toma de los precios referenciales de arrendamiento de maquinaria a esta fecha, los ítems y rendimientos estarán determinados por los requerimientos de las especificaciones técnicas.

Costos de Transporte Pétreo.-se toma de los precios referenciales de transporte a esta fecha considerando (\$/m³/km), la mina CONSTRUCAL se encuentra ubicada al sur –oeste a orillas del río de Pisque a una distancia de 12,4 Km del proyecto.

11.3.3 Cantidades de Obra.

Obtenido los planos definitivos y las especificaciones técnicas de cada rubro, se cuantifica los volúmenes de obra rubro a rubro de acuerdo a las unidades de medida (metros lineales, metros cuadrados, metros cúbicos, unidad, global, etc.).

11.3.4 Análisis de Precios Unitarios.

El análisis de precios unitarios se refiere al cálculo detallado del costo de cada rubro de trabajo por unidad de medida; donde se determina los costos de los materiales, costos de mano de obra, costos de equipo-herramienta y costos de transporte.

Para análisis económico financiero se utilizó el apoyo del programa PROEXCEL (2015).

11.4 Beneficios y Costos Económicos del proyecto.

11.4.1 Beneficios Económicos.

El detalle los beneficios Económicos se encuentran analizados en el capítulo 11.2; que se resumen:

Tabla 176. Beneficios Económicos.

Beneficios Económicos				TOTAL BENEFICIOS
Operación Vehicular	Sin Proyecto	Con Proyecto	Ahorro/ Incremento	
Combustible	\$ 17.732,49	\$ 17.021,54	\$ 710,95	
Cambios de Lubricantes	\$ 4.677,72	\$ 4.490,17	\$ 187,54	
Cambio de Neumáticos	\$ 13.084,24	\$ 12.559,65	\$ 524,59	
Cambio de Amortiguadores	\$ 3.545,08	\$ 2.041,77	\$ 1.503,31	
Cambio de Sistema de Frenos	\$ 3.754,91	\$ 990,01	\$ 2.764,89	
Suma	\$ 42.794,44	\$ 37.103,15	\$ 5.691,30	\$ 5.691,30
Transporte de Productos				
	Sin Proyecto	Con Proyecto	Ahorro	
Transporte de Productos	\$ 7.200,00	\$ 5.760,00	\$ 1.440,00	
Suma	\$ 7.200,00	\$ 5.760,00	\$ 1.440,00	
Producción Agrícola y Ganadera				
	Sin Proyecto	Con Proyecto	Ahorro	
Producción Agrícola y Ganadera	\$ 266.249,18	\$ 380.355,97	\$ 114.106,79	
Suma	\$ 266.249,18	\$ 380.355,97	\$ 114.106,79	
Plusvalía				
	Sin Proyecto	Con Proyecto	Ahorro	
Plusvalía de la Tierra	\$ 6.019.400,00	\$ 7.154.450,00	\$ 1.135.050,00	
Suma	\$ 6.019.400,00	\$ 7.154.450,00	\$ 1.135.050,00	
TOTAL BENEFICIOS	\$ 6.335.643,62	\$ 7.577.669,11	\$ 1.256.288,09	\$ 1.256.288,09

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa.

Los Ahorros estimados por costo de operación vehicular y transporte de productos para el primer año son de \$5.691,30 y \$1.440,00 respectivamente; para la proyección se realiza el cálculo en función del incremento obtenido del TPDA a 20 años.

La Producción Agrícola y Ganadera tiene un incremento estimado de \$114.106,79 para el primer año, para la proyección el valor obtenido es fijo para todos los años de vida útil.

La Plusvalía tiene un incremento estimado de \$1.135.050,00 este valor se lo considera por una sola vez dentro de la tabla de proyección.

La tabla proyectada a 20 años de vida útil se detalla a continuación:

Tabla 177. Beneficios totales valorados con una proyección de 20 años.

Años	Operación Vehicular	Transporte Productos	Producción Agrícola y Ganadera	Plusvalía	Total Beneficios
2015	5.691,30	1.440,00	114.106,79	1.135.050,00	1.256.288,09
2016	5.902,96	1.440,00	114.106,79		121.449,75
2017	6.138,13	1.440,00	114.106,79		121.684,92
2018	6.373,31	1.680,00	114.106,79		122.160,10
2019	6.632,01	1.680,00	114.106,79		122.418,80
2020	6.867,18	1.680,00	114.106,79		122.653,97
2021	7.125,88	1.680,00	114.106,79		122.912,67
2022	7.408,09	1.920,00	114.106,79		123.434,88
2023	7.690,30	1.920,00	114.106,79		123.717,09
2024	7.972,52	1.920,00	114.106,79		123.999,31
2025	8.301,77	2.160,00	114.106,79		124.568,56
2026	8.607,50	2.160,00	114.106,79		124.874,29
2027	8.936,75	2.160,00	114.106,79		125.203,54
2028	9.289,51	2.400,00	114.106,79		125.796,30
2029	9.642,28	2.400,00	114.106,79		126.149,07
2030	10.018,56	2.400,00	114.106,79		126.525,35
2031	10.394,85	2.640,00	114.106,79		127.141,64
2032	10.818,17	2.640,00	114.106,79		127.564,96
2033	11.217,97	2.640,00	114.106,79		127.964,76
2034	11.641,29	2.880,00	114.106,79		128.628,08
2035	12.111,64	2.880,00	114.106,79		129.098,43

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

11.5.2 Costos Económicos del proyecto

Costo Proyecto

El proyecto “Mejoramiento Geométrico y Estructural de la Vía Principal a la Comunidad San Pablito de Agualongo” diseñado en este trabajo de titulación, se evalúa el costo de construcción:

Tabla 178. Tabla Resumen Presupuesto vía Asfaltada.

Tabla Resumen Presupuesto vía Asfaltada		
Nro.	DESCRIPCION	TOTAL
1	Preliminares	1.029,67
2	Movimiento Tierras	441.786,44
3	Obras de Drenaje Alcantarillas Metálicas	31.366,90
4	Obras de Drenaje Cunetas	138.475,01
5	Muro de Gaviones	35.662,95
6	Asfaltado, Bordillos y Aceras	362.028,04
7	Ambientales	8.495,05
8	Señalización Vial	7.715,20
	TOTAL:	1.026.559,26

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 179. Tabla Resumen Presupuesto vía Adoquinada.

Tabla Resumen Presupuesto vía Adoquinada		
Nro.	DESCRIPCIÓN	TOTAL
1	Preliminares	1.029,67
2	Movimiento Tierras	413.457,42
3	Obras de Drenaje Alcantarillas Metálicas	31.366,90
4	Obras de Drenaje Cunetas	138.475,01
5	Muro de Gaviones	35.662,95
6	Adoquinado, Bordillos y Aceras	480.927,38
7	Ambientales	8.495,05
8	Señalización Vial	7.715,20
TOTAL:		1.117.129,58

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Costo mantenimiento Vía.

El costo de mantenimiento de operación para vía asfáltica se repite hasta cumplir los años de vida útil.

Tabla 180. Costos Mantenimiento vía Asfaltada.

Costos Mantenimiento vía Asfaltada	
Mantenimiento vial pavimento flexible en el año uno de operación	6.166,08
Mantenimiento vial pavimento flexible en el año dos de operación	13.154,10
Mantenimiento vial pavimento flexible desde el año tres al año cinco de operación	6.166,08
Mantenimiento vial pavimento flexible en el año seis de operación	61.553,70
Mantenimiento vial pavimento flexible desde el año siete al año nueve de operación	6.166,08
Mantenimiento vial pavimento flexible al año diez de operación	120.025,68

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Tabla 181. Costos Mantenimiento vía Adoquinada..

Costos Mantenimiento vía Adoquinada	
Mantenimiento vial pavimento adoquinado desde el año uno al año diecinueve de operación	6.166,08
Mantenimiento vial pavimento adoquinado al año veinte de operación	17708,40

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

11.6 Vialidad Financiera y/o Económica.

De acuerdo a la Guía General para la presentación de Proyectos de Inversión y cooperación Externa/Interna NO Reembolsables. Los Proyectos de inversión que por sus características no contemplan el cobro por la prestación de servicios, no requieren de la EVALUACION FINANCIERA.

Se debe tener en cuenta que la mayoría de proyectos de desarrollo social, por sus características, no van a generar ingresos o beneficios de tipo monetario; sin embargo generan bienestar en los beneficiarios directos e indirectos, garantizando a la población crecimiento socio económico. Por ser tesis se realizara el análisis económico.

Metodologías utilizadas para el análisis económico de la inversión total, costos mantenimiento e ingresos beneficios.

- a) En el caso de los **beneficios del proyecto que vienen a constituirse en los ingresos del flujo económico**, la base metodológica a ser aplicada, es la aceptada y utilizada normalmente en proyectos sociales, así utilizaremos la metodología de Análisis básico económico del Valor Presente Neto (VAN) Tasa Interna de Rendimiento (TIR) y el análisis de Costo Beneficio (ACB) extendido ó de Liberación de Recursos; esta metodología incluye una mejor evaluación de proyectos de infraestructura rural, en los cuales se considera que **la reducción de costos reflejado en el ahorro por la implementación del proyecto** se traduce en beneficios para la comunidad.
- b) Un factor importante es la tasa de descuento que es igual a la tasa de Interés de Mercado.
En virtud que la TMAR (Tasa Mínima de Aceptación de Rendimiento) se calculó de la siguiente manera:
$$\text{TMAR} = \text{Tasa Pasiva} + \text{EMBI (Riesgo País)}$$
$$\text{TMAR} = 4,53\% + 8,37\% = 12,90\% \text{ dato Banco Central del Ecuador (BCE).}$$
- c) La vida útil para el proyecto se estima de 20 años.
- d) El proyecto está concebido con fin de mejorar las condiciones de vida de la comunidad comunidad “San Pablito de Agualongo

11.6.1 Indicadores Financieros Y/O Económicos.

11.6.1.1 Valor Actual Neto o Valor Presente Neto (VAN O VPN).

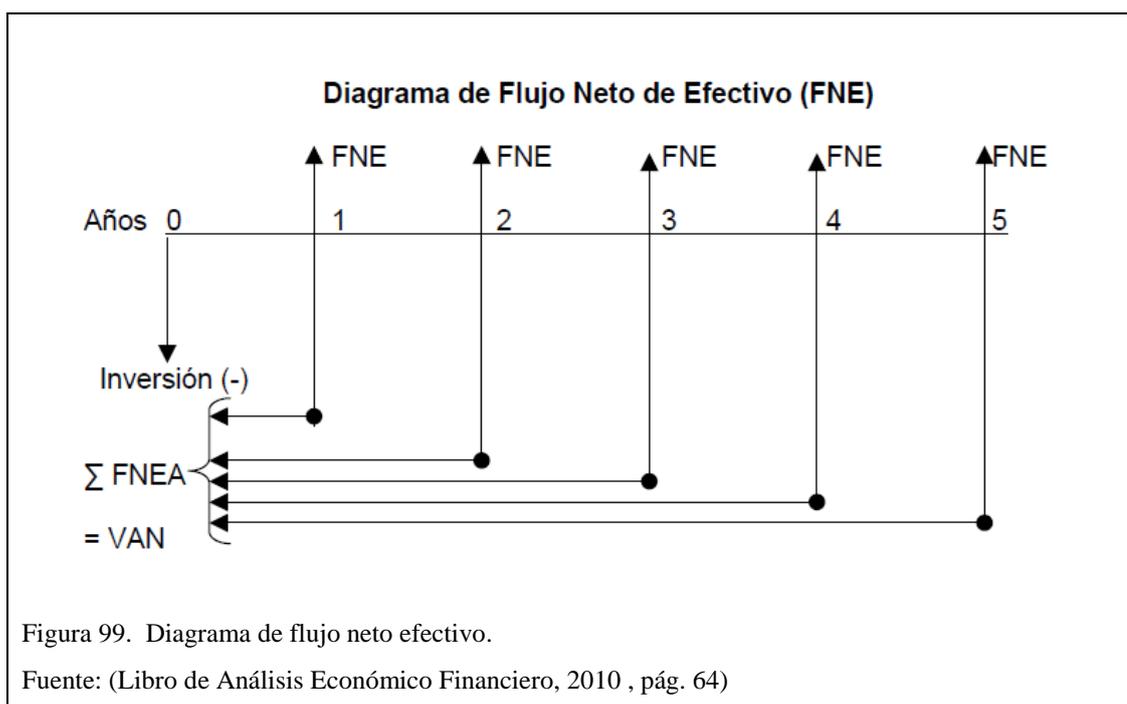
Es el valor monetario que resulta de restar la suma de los flujos descontados a la inversión inicial. El VAN utiliza una tasa de descuento, llamada así porque descuenta el valor de dinero en el futuro a su equivalente en el presente. A los flujos traídos al tiempo cero se les llama flujos descontados.

Fórmula: $VAN = \Sigma FNEA (-) Inversión$

Dónde:

$\Sigma FNEA$ = Sumatoria de Flujos Netos de Efectivo Actualizados

Para comprender que son los flujos netos de efectivo observe el siguiente diagrama:



Como se puede observar en el diagrama anterior, al realizar una proyección económica de 5 años de flujos netos de efectivo (FNE), la idea principal es actualizarlos al año cero. Esto con el único fin de obtener la $\Sigma FNEA$ y restárselos a la inversión inicial para obtener un VAN.

Criterio de decisión.

El criterio de decisión para saber si se acepta o se rechaza un proyecto, según el VAN obtenido, se contempla en el cuadro siguiente:

Tabla 182. Criterios de Decisión (VAN).

Criterios de Decisión (VAN)	
Resultado	Decisión
POSITIVO (VAN > 0)	SE ACEPTA (Alternativa que más conviene)
CERO (VAN = 0)	SEGÚN CRITERIO
NEGATIVO(VAN < 0)	SE RECHAZA

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Bajo este concepto se procede a realizar el análisis VAN del proyecto a ejecutarse como se puede apreciarse en el siguiente cuadro:

Tabla 183. Tabla cálculo VAN vía Asfaltada.

Tabla cálculo VAN vía Asfaltada						
AÑOS	INGRESO	EGRESO	FLUJO NETO	FACTOR	FNE ACTUAL	ACUMULADO FNEA
				12,90%		
0	INVERSION:	-1.026.559,26	-1.026.559,26	1,00	-1.026.559,26	-1.026.559,26
1	1.256.288,09	-\$ 6.166,08	1.250.122,01	0,88574	1.107.282,56	80.723,30
2	121.449,75	-\$ 13.154,10	108.295,65	0,78453	84.961,68	165.684,98
3	121.684,92	-\$ 6.166,08	115.518,84	0,69489	80.273,28	245.958,26
4	122.160,10	-\$ 6.166,08	115.994,02	0,61549	71.393,69	317.351,95
5	122.418,80	-\$ 6.166,08	116.252,72	0,54517	63.377,25	380.729,20
6	122.653,97	-\$ 61.553,70	61.100,27	0,48288	29.503,91	410.233,11
7	122.912,67	-\$ 6.166,08	116.746,59	0,42770	49.932,88	460.165,98
8	123.434,88	-\$ 6.166,08	117.268,80	0,37883	44.425,36	504.591,34
9	123.717,09	-\$ 6.166,08	117.551,01	0,33555	39.444,00	544.035,34
10	123.999,31	-\$ 120.025,65	3.973,66	0,29721	1.181,00	545.216,34
11	124.568,56	-\$ 6.166,08	118.402,48	0,26325	31.169,33	576.385,67
12	124.874,29	-\$ 13.154,10	111.720,19	0,23317	26.049,80	602.435,47
13	125.203,54	-\$ 6.166,08	119.037,46	0,20653	24.584,56	627.020,02
14	125.796,30	-\$ 6.166,08	119.630,22	0,18293	21.883,95	648.903,98
15	126.149,07	-\$ 6.166,08	119.982,99	0,16203	19.440,64	668.344,61
16	126.525,35	-\$ 61.553,70	64.971,65	0,14351	9.324,40	677.669,01
17	127.141,64	-\$ 6.166,08	120.975,56	0,12712	15.378,03	693.047,04
18	127.564,96	-\$ 6.166,08	121.398,88	0,11259	13.668,59	706.715,63
19	127.964,76	-\$ 6.166,08	121.798,68	0,09973	12.146,68	718.862,31
20	128.628,08	-\$ 120.025,65	8.602,43	0,08833	759,88	719.622,19
VALOR ACTUAL NETO VAN=						719.622,19

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Como se aprecia el VAN del proyecto es de \$719.622,19; lo cual indica que el proyecto es económicamente rentable, esto debido a que los flujos de efectivo proyectados logran cubrir la inversión.

Tabla 184. Tabla cálculo VAN vía Adoquinada.

Tabla cálculo VAN vía Adoquinada						
AÑOS	INGRESO	EGRESO	FLUJO NETO	FACTOR	FNE ACTUAL	ACUMULADO FNEA
				12,90%		
0	INVERSION:	-1.117.129,58	-1.117.129,58	1,00	-1.117.129,58	-1.117.129,58
1	1.256.288,09	-5 6.166,08	1.250.122,01	0,88574	1.107.282,56	-9.847,02
2	121.449,75	-5 6.166,08	115.283,67	0,78453	90.444,03	80.597,00
3	121.684,92	-5 6.166,08	115.518,84	0,69489	80.273,28	160.870,28
4	122.160,10	-5 6.166,08	115.994,02	0,61549	71.393,69	232.263,97
5	122.418,80	-5 6.166,08	116.252,72	0,54517	63.377,25	295.641,22
6	122.653,97	-5 6.166,08	116.487,89	0,48288	56.249,30	351.890,53
7	122.912,67	-5 6.166,08	116.746,59	0,42770	49.932,88	401.823,41
8	123.434,88	-5 6.166,08	117.268,80	0,37883	44.425,36	446.248,77
9	123.717,09	-5 6.166,08	117.551,01	0,33555	39.444,00	485.692,76
10	123.999,31	-5 6.166,08	117.833,23	0,29721	35.020,98	520.713,75
11	124.568,56	-5 6.166,08	118.402,48	0,26325	31.169,33	551.883,07
12	124.874,29	-5 6.166,08	118.708,21	0,23317	27.679,19	579.562,27
13	125.203,54	-5 6.166,08	119.037,46	0,20653	24.584,56	604.146,82
14	125.796,30	-5 6.166,08	119.630,22	0,18293	21.883,95	626.030,77
15	126.149,07	-5 6.166,08	119.982,99	0,16203	19.440,64	645.471,41
16	126.525,35	-5 6.166,08	120.359,27	0,14351	17.273,35	662.744,76
17	127.141,64	-5 6.166,08	120.975,56	0,12712	15.378,03	678.122,79
18	127.564,96	-5 6.166,08	121.398,88	0,11259	13.668,59	691.791,38
19	127.964,76	-5 6.166,08	121.798,68	0,09973	12.146,68	703.938,06
20	128.628,08	-5 17.708,40	110.919,68	0,08833	9.797,83	713.735,89
VALOR ACTUAL NETO VAN=						713.735,89

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Como se aprecia el VAN del proyecto es de \$713.735.89; lo cual indica que el proyecto es económicamente rentable, esto debido a que los flujos de efectivo proyectados logran cubrir la inversión.

11.6.1.2 Tasa Interna de Retorno (TIR).

Es la tasa que iguala la suma de los flujos descontados a la inversión inicial. La TIR es la tasa de interés real que genera el proyecto en “n” períodos.

Fórmula:

$$TIR = R + (R_2 - R_1) \frac{VAN(+)}{(VAN+) - (VAN -)}$$

Dónde:

R = Tasa inicial de descuento.

R1 = Tasa de descuento que origina el VAN (+)

R2 = Tasa de descuento que origina el VAN (-)

VAN (+)= Valor Actual Neto positivo.

VAN (-)= Valor Actual Neto negativo.

Criterios de decisión.

Como puede en el siguiente cuadro, cuando el TIR obtenido es mayor al TREMA (Tasa de Descuento), se acepta el proyecto. Pero, cuando es igual a la TREMA, será según el criterio.

Tabla 185. Criterios de Decisión (TIR).

Criterios de Decisión (TIR)	
Resultado	Decisión
TIR > TREMA	Se Acepta (Alternativa que más conviene)
TIR = TREMA	Se Acepta (Según criterio)

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Con este criterio se realiza el análisis del TIR con los costos referenciales del proyecto, asumiendo una tasa de descuento del 45% para obtener el VAN negativo.

Tabla 186. Cálculo del TIR vía Asfaltada.

CALCULO DEL TIR VIA ASFALTADA				
		TD	VAN	TIR
A (COSTO REFERENCIAL)	R1	12,90%	719.622,188	45,04%
1.026.559,26	R2	45,00%	849,773	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

La tasa interna de retorno de la inversión es del 45,05%, lo cual indica que supera la expectativa, por tal razón se le recomienda realizar la inversión en el proyecto.

Tabla 187. Cálculo del TIR vía Adoquinada.

CALCULO DEL TIR VIA ADOQUINADA				
	TD		VAN	TIR
A (COSTO REFERENCIAL)	R1	12,90%	713.735,886	41,86%
1.117.129,58	R2	45,00%	-77.379,541	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

La tasa interna de retorno de la inversión es del 41,86%, lo cual indica que supera la expectativa, por tal razón se le recomienda realizar la inversión en el proyecto.

11.6.1.3 Beneficio-costo.

Método utilizado para evaluar el proyecto a través de los ingresos y los costos, el cual determina que cuando la relación da un resultado superior a la unidad se considera favorable; porque demuestra que los ingresos que genera el proyecto son superiores a los costos que obtendrá en sus operaciones. Es importante mencionar, que esta herramienta toma en cuenta solamente los ingresos por beneficios y los egresos (presupuesto proyecto y costo mantenimiento vía).

Fórmula:

$$\text{RBC} = \frac{\text{VAN Ingresos Brutos}}{\text{VAN Costos / Gasto Brutos}}$$

Dónde:

VAN Ingresos Brutos: Valor actual neto de los ingresos /Beneficios

VAN Costos/gastos brutos: Valor actual neto de los costos/gastos

Criterios de decisión

La R B/C es mayor que la unidad (1) se acepta el proyecto en función del siguiente cuadro.

Tabla 188. Criterios de decisión (Relación Beneficio-Costo).

Criterios de decisión (Relación Beneficio-Costo)	
Resultado	Decisión
Mayor (B / C > 1)	Se Acepta
Igual (B / C = 1)	Se Acepta (Según criterio)
Menor (B / C < 1)	Se rechaza

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Nota: En base a este concepto se procede a realizar el análisis BENEFICIO y COSTO.

Tabla 189. Cálculo costos - beneficio vía asfaltada.

Tabla calculo Costos - Beneficio Vía Asfaltada					
AÑOS	INGRESO	EGRESO	FACTOR	FNE ACTUAL INGRESOS	FNE ACTUAL GASTOS
			12,90%		
0		1026.559,26	1,00000		1026.559,26
1	1256.288,09	\$ 6.166,08	0,88574	1112.744,10	5.461,54
2	12.1449,75	\$ 13.154,10	0,78453	95.281,53	10.319,85
3	12.1684,92	\$ 6.166,08	0,69489	84.558,05	4.284,77
4	122.160,10	\$ 6.166,08	0,61549	75.188,88	3.795,19
5	122.418,80	\$ 6.166,08	0,54517	66.738,80	3.361,55
6	122.653,97	\$ 61.553,70	0,48288	59.226,76	29.722,85
7	122.912,67	\$ 6.166,08	0,42770	52.570,13	2.637,25
8	123.434,88	\$ 6.166,08	0,37883	46.761,28	2.335,92
9	123.717,09	\$ 6.166,08	0,33555	41513,01	2.069,02
10	123.999,31	\$ 120.025,65	0,29721	36.853,59	35.672,59
11	124.568,56	\$ 6.166,08	0,26325	32.792,54	1.623,21
12	124.874,29	\$ 13.154,10	0,23317	29.116,94	3.067,14
13	125.203,54	\$ 6.166,08	0,20653	25.858,02	1.273,47
14	125.796,30	\$ 6.166,08	0,18293	23.011,91	1.127,96
15	126.149,07	\$ 6.166,08	0,16203	20.439,72	999,08
16	126.525,35	\$ 61.553,70	0,14351	18.158,27	8.833,87
17	127.141,64	\$ 6.166,08	0,12712	16.161,84	783,81
18	127.564,96	\$ 6.166,08	0,11259	14.362,84	694,25
19	127.964,76	\$ 6.166,08	0,09973	12.761,61	614,93
20	128.628,08	\$ 120.025,65	0,08833	11362,06	10.602,18
VALOR ACTUAL NETO VAN=				1.875.461,88	1.155.839,69
BENEFICIO Y COSTO				1,62	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Se acepta el proyecto ya que la relación beneficio costo obtenido es 1,69 que es mayor que uno, debido a que los ingresos generados alcanzan la cobertura de costos y gastos.

Tabla 190. Cálculo costos - beneficio vía adoquinada.

Tabla calculo Costos - Beneficio Vía Adoquinada					
	INGRESO	EGRESO	FACTOR 12,90%	FNE ACTUAL INGRESOS	FNE ACTUAL GASTOS
0		1.117.129,58	1,00000		1.117.129,58
1	1.256.288,09	\$ 6.166,08	0,88574	1.112.744,10	5.461,54
2	121.449,75	\$ 6.166,08	0,78453	95.281,53	4.837,50
3	121.684,92	\$ 6.166,08	0,69489	84.558,05	4.284,77
4	122.160,10	\$ 6.166,08	0,61549	75.188,88	3.795,19
5	122.418,80	\$ 6.166,08	0,54517	66.738,80	3.361,55
6	122.653,97	\$ 6.166,08	0,48288	59.226,76	2.977,46
7	122.912,67	\$ 6.166,08	0,42770	52.570,13	2.637,25
8	123.434,88	\$ 6.166,08	0,37883	46.761,28	2.335,92
9	123.717,09	\$ 6.166,08	0,33555	41.513,01	2.069,02
10	123.999,31	\$ 6.166,08	0,29721	36.853,59	1.832,61
11	124.568,56	\$ 6.166,08	0,26325	32.792,54	1.623,21
12	124.874,29	\$ 6.166,08	0,23317	29.116,94	1.437,74
13	125.203,54	\$ 6.166,08	0,20653	25.858,02	1.273,47
14	125.796,30	\$ 6.166,08	0,18293	23.011,91	1.127,96
15	126.149,07	\$ 6.166,08	0,16203	20.439,72	999,08
16	126.525,35	\$ 6.166,08	0,14351	18.158,27	884,92
17	127.141,64	\$ 6.166,08	0,12712	16.161,84	783,81
18	127.564,96	\$ 6.166,08	0,11259	14.362,84	694,25
19	127.964,76	\$ 6.166,08	0,09973	12.761,61	614,93
20	128.628,08	\$ 17.708,40	0,08833	11.362,06	1.564,23
VALOR ACTUAL NETO VAN=				1.875.461,88	1.161.726,00
BENEFICIO Y COSTO				1,61	

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

Se acepta el proyecto ya que la relación beneficio costo obtenido es 1,61 que es mayor que uno, debido a que los ingresos generados alcanzan la cobertura de costos y gastos.

Cálculo comparativo del beneficio costo para los dos tipos de pavimento.

Tabla 191. Calculo comparativo del B/C de las dos alternativas viales.

	Pavimento flexible	Pavimento Articulado
VAN de beneficios	1.875.461,88	1.875.461,88
VAN de costos	1.155.839,69	1.161.726,00
B/C	1,62	1,61

Elaborado por: Alex Alarcón y Roberto Montaluisa

En la tabla 191 se puede observar que los dos tipos de pavimento son proyectos aceptables y rentables. Además, en caso de realizar en la vía el pavimento flexible tendrá un costo en su presupuesto de 1'026.559,26 dólares, mientras que el pavimento articulado tendrá un costo presupuestario de 1'117.129,58 dólares, estos valores son sin el mantenimiento vehicular, costo de operación y producción.

Se tiene un ahorro del 90.570,32 dólares con la alternativa en pavimento flexible en comparación al pavimento articulado (Adoquinado), de donde se recomienda la implementación de Asfalto en la alternativa para la vía del Acceso Principal de la Comunidad de San Pablito de Agualongo.

CAPITULO 12

CONCLUSIONES

- ✓ El VAN calculado de cada uno de los proyecto es de \$719.622,19 para estructura en pavimento asfaltico y de \$713.735,89 para estructura de adoquín; lo cual indica que los proyecto son económicamente rentables, esto debido a que los flujos de efectivo proyectados logran cubrir la inversión para cada uno de ellos.
- ✓ Asumiendo una tasa de descuento del 45% para obtener un VAN negativo se realiza el análisis del TIR con los costos referenciales para cada proyecto, de donde se determinó que la tasa interna de retorno TIR de la inversión es de 45,05% para el proyecto en asfalto y de 41,86% para el proyecto adoquinado, lo cual indica que superan las expectativas, por tal razón se recomienda realizar la inversión en cualquiera de las dos alternativas.
- ✓ Se acepta el proyecto ya que la relación beneficio costo obtenido es de 1,62 para estructura en pavimento flexible y 1.61 para estructura de pavimento adoquinado cuyos valores son mayores que uno, debido a que los ingresos generados alcanzan la cobertura de costos y gastos de cada uno de los proyecto.
- ✓ El presupuesto de la vía en estructura de pavimento flexible tendrá un costo de 1'026.559,26 dólares, mientras que en estructura de pavimento adoquinado tendrá un costo de 1'117.129,58 dólares, estos valores son sin el mantenimiento vehicular, costo de operación y producción.
- ✓ Los costos de mantenimiento para la vía en pavimento asfaltico son superiores a los costos de operación y mantenimiento del pavimento adoquinado, pese a esto dichos costos sumados al valor del presupuestos del pavimento asfaltico no superan el costo de inversión inicial más mantenimiento del pavimento adoquinado, durante la vida útil del proyecto.

- ✓ En el análisis económico financiero se determinó que los dos tipos de alternativas de pavimento son viables económicamente, pero la alternativa más económica es la del pavimento flexible, se tiene un ahorro del 90.570,32 dólares con la alternativa en pavimento flexible en comparación al pavimento articulado (Adoquinado), de donde se recomienda la implementación de vía en estructura asfáltica para el acceso Principal de la Comunidad de San Pablito de Agualongo.

- ✓ Para la primera alternativa estructural de la vía en pavimento flexible se obtuvo los siguientes resultados: La sub-base clase III (espesor=30cm), base clase II (espesor=15cm) y una carpeta asfáltica (espesor=7,5cm), toda la estructura de la vía se diseñó por el método AASHTO 93.

- ✓ Para la segunda alternativa estructural en pavimento articulado, se utilizará adoquines de 8cm, cama de arena de 5cm y una sub-base clase III de 33 cm de espesor, con colocación de bermas cada 50 metros en pendientes máximas de 5% y en pendientes mayores al 8% cada 25 metros, esta alternativa fue diseñada por el método Colombiano de Asfaltos ICPC.

- ✓ Por medio del conteo manual diario de los vehículos, se determinó un TPDA_d = 636 vehículos, para el año 2035, lo que determinó mediante las Normas de Diseño Geométrico vigentes (MOP 2003), que clasifica a la vía como Colectora clase III.

- ✓ Con el trazado geométrico de diseño se disminuyó la distancia de recorrido de 2.150 km a 2.050 km permitiendo una disminución en el tiempo de traslado en influyendo directamente en la velocidad de circulación actual de 15 km/hora promedio a 46.50 km/hora, todo esto gracias a que se tendrá una mejor infraestructura vía para los usuarios.

- ✓ En el diseño de las alcantarilla ubicadas en las Absc. 0+180 y 1+380 se determina un diámetro de 1200 mm, con una longitud de 30 metros y 10 metros, las alcantarillas contarán con muros de ala al ingreso y salida de la tubería, su colocación está establecida según planos de detalle.

- ✓ La mina Construcal Cía. Ltda. Compañía Pétreos anteriormente llamada Cantera Peñalosa ubicada al Sur-Oeste del proyecto, a orillas del río Pisque, situada a una distancia de 12.4 km desde el proyecto, es la fuente de material calificada, ya que cumple con las especificaciones técnicas de los agregados para sub-base, mezclas asfálticas, hormigones y permisos ambientales.

- ✓ Una de las fallas inferidas identificadas se encuentra al nor-oeste del proyecto, aproximadamente a 3.291 kilómetros, misma que se encuentra cubierta por depósitos de andesita y brecha, siendo estos depósitos volcánicos del Mojanda, de igual manera al nor-este se identifica otra fractura a 4.458 kilómetros del proyecto, cuyas características se identifican como andesita y aglomerados volcánicos del Cusin, dichas fallas no afectarán de forma directa al proyecto.

- ✓ En el acceso principal a la comunidad, existen tres tipos de suelo A - 4, A - 6 y A - 7 - 5, que son Limos y Arcillas; el suelo que predomina a lo largo de la vía es el A4 (0), estos tres tipos de suelo tienen índices de grupos variables que indican que el material tiene una capacidad de soporte entre regular a buena, la capacidad portante CBR de diseño obtenido mediante ensayo de laboratorio el suelo tiene (10.75) %, el cual califica como regular a bueno a la subrasante.

RECOMENDACIONES

- ✓ En el análisis del mantenimiento vial del pavimento flexible se considera que debe darse un mantenimiento ordinario para cada año una vez terminada la obra mismo que variaría en sus actividades y rubros para cada año, en vista que se ejecutan diferentes trabajos a lo largo del primer periodo de los diez años previo al reasfaltado e intervención de la vía para dicho periodo, este proceso se deberá repetir para los siguientes diez años que dura el tiempo de vida útil de la vía.
- ✓ En el análisis del mantenimiento vial con pavimento adoquinado se recomienda realizar únicamente el mantenimiento rutinario anual ya que dicha estructura no requiere de mayor intervención durante su vida útil por poseer adoquines de alta resistencia.
- ✓ Se recomienda asignar los trabajos de mantenimiento a la misma empresa constructora que se adjudique el contrato.
- ✓ Para la construcción del proyecto se recomienda realizarlo en los meses de menores precipitaciones agosto, enero, mayo, junio, julio y septiembre para un adecuado rendimiento de ejecución de la obra.
- ✓ Los materiales de desalojo serán transportados al nuevo relleno sanitario de Tabacundo, que es de propiedad municipal, que está ubicado a 24.5 km desde el centro del eje de la vía del proyecto, su área es de 20,0 Ha aproximadamente, desde el punto de vista ambiental se considera procedente a la utilización de este sitio en virtud de que la afectación al ambiente es mínima y cumple con lo dispuesto en la normativa ambiental vigente.
- ✓ La ejecución del proyecto debe realizarse de acuerdo a los diseños y planos de detalle.

- ✓ Todos los materiales a ser utilizados deben cumplir las especificaciones técnicas y además la maquinaria debe estar en perfecto estado de funcionamiento.

- ✓ Para la fabricación del hormigón in situ, es necesario controlar la cantidad de agua mediante la medición del asentamiento con el Cono de Abrams.

CAPITULO 13

BIBLIOGRAFÍA

(s.f.).

(s.f.). Recuperado el 30 de 05 de 2016

(s.f.). Quito.

Ing. Gustavo Corredor. (01 de 08 de 2011). *Diseño de pavimentos I*. Cámara de la construcción, Quito. Recuperado el 2015, de <https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/manual-transito.pdf>

Agencia de Regulación y control Minero. (2014). *Bases geográficas del ARCOM*. Quito: SN.

Almeida, R. F. (2003). *boundaries and composition of lipid rafts*. *Biophys. J.*

ARIAS, L. A. (2010). DETERMINACIÓN DE FACTORES DE CAMIÓN PARA EL DISEÑO. En D. D. DISEÑO, *LUIS ALBERTO CASPROWITZ ARIAS* (pág. 80). GUATEMALA.

Arias, L. A. (03 de 11 de 2010). *Determinación de los factores de camión para el diseño de pavimentos flexibles en Guatemala*. Obtenido de biblioteca.usac.edu.gt: http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3092_C.pdf

ASSHTO 93. (1993). *Coeficientes estructurales. Metodo AASHTO 93*.

ASTM. (2009). *Norma ASTM D6851/D6951M-09*. SN.

ASTM. (s.f.). *ASTM D-6951-03*.

(1883). *ASTM D 05*.

Ayala, P. (4 de 11 de 2013). *Evaluación no destructiva de pavimentos mediante el georadar (espesores de estructura) con aplicación en las vías urbanas de*

quito. Quito: SN. Recuperado el 20 de 8 de 2015, de www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/2221/1/T-UCE-0011-76.pdf

Ayala, P. (4 de 11 de 2013). www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/2221/1/T-UCE-0011-76.pdf. Recuperado el 20 de 8 de 2015, de www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/2221/1/T-UCE-0011-76.pdf

Cárdenas, J. (2002). *Diseño Geométrico de Carreteras*. Bogotá, D.C.: s.e.

CASTAÑEDA, L. M., AYALA , C., & MORALES. (25 de Septiembre de 2008). admon5860.blogspot.com. Recuperado el 2015, de <http://tadmon5860.blogspot.com/2008/09/elaboracin-de-una-calicata-por.html>

CENSOS INEC. (2010). *Censo poblacional del cantón Pedro Moncayo*. Pedro Moncayo: SN.

civilgeeks.com/. (19 de 04 de 2011). *Manual de ensayo CBR*. Recuperado el 19 de 04 de 2015, de <file:///C:/Users/admin/Downloads/Manual%20ensayo%20deCBR.pdf>

Colegio de Economistas de Pichincha. (2010). *Libro de Análisis Económico Financiero*. Quito: SN.

Colegio de ingenieros del Peru . (2003). *Ensayo de Modulo Resiliente*. Consejo departamental de Loreto del Colegio de Ingenieros del Peru. IQUITOS: SN.

Das, B. M. (2006). *Principios de la ingeniería de cimentaciones (Braja M. Das) (5 ed.)*. Thomson.

EMAAP-Q. (2009). *Norma de diseño de sistema de alcantarillado*. Quito.

F. Amparicio . (04 de 01 de 2004). *Fundamentos de hidrologia de superficie*. Recuperado el 23 de 07 de 2016, de <http://datateca.unad.edu.co/contenidos/30172/MODULO%20HIDROLOGIA/bibliografia2.html>

Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Pedro Moncayo. (23 de 10 de 2016). *Tupigachi*. Recuperado el 14 de 02 de 1015, de <http://tupigachi.gob.ec/pichincha/?cat=1>

GOBIERNO AUTONOMO DESCENTRALIZADO PARROQUIAL DE TUPIGACHI. (16 de 04 de 2016). *GAD TUPIGACHI*. Obtenido de http://tupigachi.gob.ec/pichincha/?page_id=21&paged=2

Gobierno de la provincia de Pichincha. (01 de 01 de 2002). Caracterización Cantonal y Parroquial. Tabacundo, Canton Pedro Moncayo, Ecuador.

Google. (27 de Noviembre de 2014). *Google Earth*. Obtenido de www.google.com/earth

Google. (julio de 2016). *Google Earth*. Obtenido de www.google.com/earth

Guevara, J. (2012). *Análisis de Frecuencia*. Guayaquil: SN.

Gutierrez Caiza, C. A. (2014). Hidrología Básica y Aplicada. En C. A. Guetierrez Caiza, *Hidrología Básica y Aplicada* (págs. 8-20). Quito: ABYA YALA Universidad Politécnica Salesiana.

IGM. (02 de 04 de 2007). *IGEMP-STGR*. Obtenido de <http://sni.gob.ec/coberturas>

INAMHI. (2010). *Anuarios meteorológicos, Estación Tomalón-Tabacundo*. Quito: SN.

INIGEMM. (2010). *Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico*. Otavalo : SN.

Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala. (20 de 10 de 2014). *ICCG*. Obtenido de www.iccg.org.gt

Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización. (2011). *Norma INEN, Señalización vial, Horizontal*. Quito: SN.

- Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización. (2011). *Norma INEN, Señalización vial Vertical*. Quito: SN.
- INVIAS. (2007). *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con bajos*. Bogotá D.C.: SN.
- Knapton, J. (14 de 10 de 2014). *British Ports Manual Asociación de Altas Prestaciones Diseño de Pavimentos*. Obtenido de https://translate.googleusercontent.com/translate_c?depth=1&hl=es&prev=search&rurl=translate.google.com.ec&sl=http://www.john-knapton.com
- KRAEMER, C., PARDILLO, J., ROCCI, M. G., SÁNCHEZ, V., & DEL VAL, M. Á. (2004). Ingeniería de carreteras. En C. F. Madrid (Ed.). MADRID, ESPAÑA: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA DE ESPAÑA, S.A.U. Recuperado el 15 de 02 de 2016
- Lemos, R. R. (1999). *Drenaje vial superficial y subterráneo*.
- Llamas, J. (1993). *Hidrología General, Principios y Aplicaciones*. Bilbao: Universidad del País Vasco.
- Maps, Google. (2016). *Google Maps*. Obtenido de <https://www.google.es/maps/@-0.089929,-78.4716789,14z>
- Moncayo, J. (1950). *Manual de Pavimentos* (Vol. Primera Edición). Gadalajara: Compañía Editorial Continental S.A. Mexico. Recuperado el 30 de 05 de 2016
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería* (Segunda ed.). Bogota D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- MOP, M. d. (2003). *Normas de diseño geométrico de carreteras, MOP*. Quito.
- MOP-001-F-200. (2002). Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. En R. d. Comunicaciones. Quito: SN.

- MTOP, M. d. (2003). *Normas de diseño geométrico de carreteras, MTOP*. Quito.
- NEVI B, Ministerio de Transporte y Obras Públicas . (2013). *NEVI-12-MTOP Norma Ecuatoriana Vial, Libro B* . Quito: SN.
- NEVI-12-MTOP, M. d. (2013). Volumen 2-Libro A Normas para Estudios y Diseños Viales. En N. E. NEVI-12-MTOP. QUITO: SN.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC. (2015). *Cargas sísmicas de diseño sismo resistente*. Quito: SN.
- Norse, E. A. (1986). *Conserving biological diversity in our national forests*. Washington, DC.
- Pardo, L., Hernan, F., & Pachacama Caiza, E. A. (2012). *Analisis y diseño de muros de Contención*. UCE. Quito: SN.
- Preconcretos_S.A. (18 de 02 de 2011). *www.preconcretos.net /Cúcuta - Colombia*.
Obtenido de <http://es.slideshare.net/CHIHUANI/adoquin>
- PROY-NOM-034-SCT2. (2010). *Proyecto de Norma Oficial Mexicana* . Mexico.
- Rocabado, J. P. (05 de 10 de 2015). *Docslide*. Recuperado el 30 de 05 de 2016, de <http://myslide.es/documents/efecto-del-clima-en-los-pavimentos.html>
- Rodriguez, J. M. (2000). *“Cuenca Hidrológica” Master en hidrología general y aplicada*. Madrid, España: Centro de estudios de Técnicas Aplicadas CEDEX.
- Sandoval, C. H. (2011). *Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos para carreteras*. Cauca: Imprenta y Publicaciones de la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia.
- Sayre, R. E. (2002). *Evaluaciones ecológicas rápidas*. . Arlington, Virginia, USA.

- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2015). *Características de los materiales*. Quito: SN.
- Secretaría de Territorio, Hábitat y Vivienda. (2010). *Alcaldía de Quito*. Obtenido de <http://sthv.quito.gob.ec/index>
- Sierra, R. (Ed.). (1999). *Proyecto INEFAN/GEF-BIRF Y Ecociencia*. . Quito: SN.
- SIISE. (5 de 12 de 2010). *Sistema de indicadores sociales del Ecuador*. Obtenido de <http://www.siise.gob.ec/siiseweb/>
- Soria, L. (9 de Septiembre de 2014). *Reivax Constructora*. Recuperado el 09 de Septiembre de 2014, de <http://www.constructorareivax.com/blog/2014/10/09/parroquia-carcelen-norte-quito-ecuador/>
- Suárez, L. (1998). *La fragmentación de los bosques y la conservación de los mamíferos*. Quito.
- Universidad Rafael Landívar. (14 de 10 de 2011). *Wikipedia*. Obtenido de http://es.wikipedia.org/wiki/Tama%C3%B1o_de_la_muestra
- Vera, P. V. (01 de 03 de 2012). <http://es.scribd.com/>. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/59690148/Metodos-de-conteo#scribd>
- Zambrano, D. B. (2006). *Research Gate*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/277987920_Estudio_de_factibilidad_del_proyecto_de_creacion_de_un_patrio_de_comidas_de_la_empresa_comunitaria_de_los_comerciantes_informales_del_barrio_carcelen_en_la_ciudad_de_Quito

