



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO GEOMÉTRICO Y ESTRUCTURA DE RODAMIENTO CON ADOQUIN
DE 4 KM LINEALES DE CARRETERA, TRAMO DE VALLE CASAS VIEJAS –
PIE DE LA CUESTA DEL MUNICIPIO EL JÍCARO, DEPARTAMENTO DE
NUEVA SEGOVIA”**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Alejandra Antonieta Morales Ruiz

Br. Francis María Olivas Medina

Br. Josué Alfredo Hernández Mejía

Tutor

Msc. Ing. Jimmy Sierra Mercado

Managua, julio 2021

DEDICATORIA

Con mucho esfuerzo, este trabajo está dedicado primeramente a **Dios**, quien ha sido mi apoyo y mi centro de fuerza, para poder superar todas las dificultades que se han presentado a lo largo de mi vida y que me han servido para forjar mi camino.

A mis padres, **Edgar Morales y Brenda Ruiz**; quienes me han brindado su amor, sus consejos; por confiar en mi como nadie más lo hizo, por hacerme ver mis faltas, por celebrar mis triunfos, por estar ahí cuando más los necesité, por su continua motivación en momentos de flaqueza y por todos los sacrificios que tuvieron que realizar para ser quien soy hoy.

A mi hermano, **Edgar Antonio**; por ser una de las personas que me ha servido de inspiración por su dedicación, valentía y su nobleza que lo caracteriza, por demostrarme su apoyo incondicional y que con sacrificios los sueños pueden hacerse realidad.

A mis abuelos, tías y demás familiares, **Salomón Ruiz, Evarista Bustillo; Marta Bustillo, Marling Ruiz**, quienes con su amor me han servido de apoyo y sin duda alguna han sido pilares importantes en mi formación.

A mis amigos, quienes han sido como hermanos **Alina Sánchez, Karla Alfaro, Samuel Jiménez**; por su arduo apoyo incondicional, por estar presentes en el transcurso de mi formación, compartiendo buenos y malos momentos.

A mis compañeros y amigos de universidad, **Francis Olivas, Josué Hernández**, con quienes logramos culminar esta etapa, superando cada obstáculo presentado.

De manera muy especial dedico este trabajo a una persona excepcional, **Luisita Peña**; quién me demostró la mayor expresión de amor, que, a pesar de no tener ningún lazo sanguíneo, me apoyó incondicionalmente en todo momento y aunque ya no esté presente en esta vida, donde quiera que vaya, su recuerdo permanecerá siempre en mi corazón.

Br. Alejandra Antonieta Morales Ruiz.

DEDICATORIA

La presente monografía se lo dedico principalmente a **Dios, Nuestro Señor**, por haberme regalado el don de la sabiduría y fuerza necesaria para llegar hasta donde estoy. A la **Virgen Santa y Milagrosa de Guadalupe**, por conducir mi camino y llenarme de fortaleza en todo momento.

A mis padres: **Héctor José Olivas Tercero y Reyna Victoria Medina García** por formarme y ser mis pilares fundamentales, y ofrecerme su apoyo incondicional en esta carrera universitaria y en cada etapa de mi vida.

A mis hermanos: **Reyna del Carmen Olivas Medina y Héctor José Olivas Medina** por ser grandes ejemplos en mi vida, estar presentes en el transcurso de mi profesión, y brindarme consejos de motivación a ser cada día mejor.

A mis lindas sobrinas: **Melania Guadalupe Urbina Olivas, Ana Lucía Olivas Paiva y Regina Sayuri Fukaura Olivas** por ser motivo de mis alegrías y deseos de superación para brindarles un futuro mejor.

A mis abuelas: **María del Carmen Tercero y Bertha Fidelina García** quienes cuidaron de mí desde pequeña, inculcándome buenos valores, humildad y a no darme por vencida y que con su inmenso cariño me encomendaron a Dios para cumplir todos mis sueños y ser una gran persona.

A mi familia y amigos: que me acompañaron de principio a fin en esta meta, por depositar confianza en mí y desearme siempre con amor éxitos en todo lo que me proponga.

A mis compañeros: **Alejandra Antonieta Morales Ruiz y Josué Alfredo Hernández Mejía**, por ser más que compañeros de clase; ser amigos y habernos esforzados como trabajo de equipo hasta coronar la carrera.

Br. Francis María Olivas Medina.

DEDICATORIA

En primer lugar, le dedico este esfuerzo a **Dios** y le doy muchas gracias por la vida, la salud de mi familia, cada una de las bendiciones que me ha dado y también por darme la oportunidad de dar un paso más al culminar esta etapa de mi vida.

Dedico este trabajo a mis **padres José Alfredo Hernández y Felipa de Jesús Mejía Tórrez** por ser las personas que han estado ahí en los momentos más difíciles de mi vida, agradezco mucho su apoyo incondicional y ser uno de los motivos de mi inspiración para seguir adelante porque siempre creen, confían y desean lo mejor para mí, dándome palabras de aliento y consejos que me han guiado durante mi vida.

Le dedico este trabajo a mis **hermanos Abner Isaí Hernández Mejía y Magdiel Elí Hernández Mejía** que son personas muy importantes en mi vida y también son uno de los motivos por los cuales no quería rendirme, porque ellos también me animaban a seguir en esta lucha que ahora está por culminar y así poder tener la dicha de que ellos al igual que mis padres se sientan orgullosos de mí.

Se las dedico a mis **abuelitas Elvia Rosa Tórrez López e Ipólita Leonsa Hernández Carazo**, que ahora, aunque ya no se encuentran con nosotros en este mundo terrenal siempre fueron y serán esos ángeles que con sus actitudes y acciones me demostraron cuánto me querían, cosas que nunca olvidaré y siempre tendré presentes en mi corazón porque ellas fueron un gran ejemplo de humildad y sinceridad para mí. Que **Diosito** las tenga en su **Santa Gloria**.

Me siento muy agradecido con **Dios** y con cada una de las personas que han estado presentes durante todo este tiempo como mi demás **familia y amigos** que también pusieron un granito de arena para poder lograr todo esto, igualmente agradecerme a mí mismo por seguir adelante a pesar de los problemas y dificultades que tuve, pero de los cuales he aprendido y sólo le pido a Dios que nunca se aparte de mí vida y me dé sabiduría para ser una mejor persona.

Br. Josué Alfredo Hernández Mejía.

AGRADECIMIENTOS

Le agradecemos primeramente a **Dios** por nuestra tesis monográfica ya que nos dio la fuerza, paciencia y valor para lograr esta meta tan anhelada en nuestras vidas.

Damos gracias a nuestros padres por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por sus consejos, valores y principios que nos han inculcado.

Agradecemos a todas aquellas personas especiales y amigos que siempre nos acompañaron en las diferentes etapas de nuestras vidas compartiendo buenos momentos y que han sido parte del proceso de superación y esperanza.

A nuestros docentes de la universidad por haber compartido sus conocimientos a lo largo de nuestra carrera.

A nuestro tutor Msc. Ing. Jimmy Sierra Mercado por habernos apoyado y brindado su tiempo hacia nosotros para poder culminar con nuestro trabajo monográfico.

Br. Alejandra Antonieta Morales Ruíz.

Br. Francis María Olivas Medina.

Br. Josué Alfredo Hernández Mejía.

RESUMEN EJECUTIVO

El presente estudio fue elaborado con la finalidad de realizar el diseño geométrico y estructura de rodamiento con adoquín para el tramo de carretera que se encuentra entre las comunidades de Valle Casas Viejas y Pie de la Cuesta localizada en el municipio de El Jícaro, departamento de Nueva Segovia, el cual posee una longitud de 4 kilómetros lineales.

Dicho documento posee información básica y criterios necesarios del diseño de la estructura de pavimento articulado, aplicando el método de la AASHTO – 93.

Este proyecto consta de seis capítulos, donde cada uno está constituido por un tema específico, los cuales son los siguientes.

CAPÍTULO I. ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se abordó las generalidades del proyecto tales como la ubicación del tramo en estudio, introducción, antecedentes, justificación; todo esto relacionado con la importancia del diseño de 4 km de carretera y los objetivos planteados que fueron necesarios para lograr con éxito su diseño aplicando el método AASHTO – 93.

CAPÍTULO II. ESTUDIO DE TRÁNSITO

En este se presentan los estudios de tráfico, el cual consiste en realizar un conteo vehicular para determinar el número ESAL's y los distintos parámetros para llevarse a cabo el estudio antes mencionado. Describe la recopilación de datos, clasificación de vehículos, clasificación del tipo de vehículo de acuerdo con la disposición de sus ejes, procesamiento de la información, tasas de crecimiento (T_c), período de diseño, proyección del tránsito, factor de crecimiento (FC), factor de distribución direccional (Fd), factor carril (Fc), y número de vehículos (TD) en el periodo de diseño (n).

CAPÍTULO III. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Se efectuaron los análisis físicos – mecánicos del suelo, la información en este estudio fue facilitado por la Alcaldía Municipal de El Jícaro tanto en la línea del tramo como en los bancos de materiales próximos al proyecto, los cuales se les

realizaron las diferentes pruebas para la determinación de su utilidad en la vía como base, subbase y sub rasante que soportarán las cargas a las que serán sometidas, inducidas por la cantidad de ejes equivalentes de diseño, el análisis granulométrico y su respectiva clasificación. Estos análisis se efectuaron de acuerdo a las especificaciones AASHTO – 93 permitiendo conocer así las posibles alternativas de utilización de estos suelos.

CAPÍTULO IV. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

En este capítulo se determina la posición relativa de los puntos sobresalientes localizados sobre la superficie de la tierra relacionado con la planimetría y altimetría del terreno, levantamiento de los BMs, curvas horizontales – verticales y rectas importantes a lo largo del tramo, los cuales permitirán obtener una representación gráfica que proporcione las principales características del relieve, mediante un plano topográfico.

CAPITULO VI. DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAMO

Este capítulo comprende el diseño óptimo de la línea definitiva, la cual estará sujeta a las alineaciones vertical, horizontales, peraltes, sobre – ancho y al derecho de vía en base a las normas establecidas en el Manual de Diseño Geométrico para la Región Centroamericana (SIECA 2004).

Se definieron los parámetros tales como: Radio Mínimo (R_{min}), distancia entre ejes (L), coeficiente de fricción longitudinal (f_{max}), Grado de curvatura (G_c), pendiente transversal (e_{min}), distancia de visibilidad de parada (DVA) y rebase (DVR); en función de la velocidad de diseño (V_d). Teniendo en cuenta todas las limitantes encontradas en el campo y auxiliado con una herramienta muy importante como es el programa Autodesk Civil 3D.

CAPÍTULO V. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE RODAMIENTO

Comprende el cálculo de los espesores de las capas que conformaran el pavimento articulado, en este capítulo se detallan cada uno de los parámetros que afectan dicho diseño como ejes equivalentes (ESAL's) total del tránsito, Confiabilidad (R), Serviciabilidad (P_o , P_t), Desviación Estándar (S_o) y el CBR de

diseño, determinado con este último, el módulo de resiliencia de los suelos (M_r), permitiendo obtener los coeficientes estructurales de dichas capas (a_1 , a_2 , a_3) y números estructurales (SN_1 , SN_2 , SN_3), una vez obtenidos estos datos se verificaron los SN en el programa Ecuación de la AASHTO-93 para luego, determinar los espesores requeridos de la estructura de pavimento.

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones se fundamentan en los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, tanto en los estudios como en los diseños. Las recomendaciones deberán ser tomadas en cuenta para la construcción del tramo en estudio y a la vez para el desarrollo de otros diseños similares.

Al final del documento se muestran las referencias bibliográficas, así como todos los anexos relacionados con el desarrollo de este documento.

ÍNDICE

I. GENERALIDADES

1.1.	Introducción	1
1.2.	Antecedentes	2
1.3.	Justificación	3
1.4.	Objetivos	4
1.4.1.	Objetivo General	4
1.4.2.	Objetivo Específico	4
1.5.	Ubicación	5
1.5.1.	Macro localización	5
1.5.2.	Micro localización.....	6

II. ESTUDIO DE TRANSITO

2.1.	Introducción	7
2.1.1.	Recopilación de datos	7
2.1.2.	Procesamiento de datos.....	7
2.1.3.	El Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).....	7
2.1.4.	Las proyecciones de la demanda de tránsito	7
2.1.5.	Tránsito de diseño	8
2.2.	Metodología	8
2.2.1.	Procesamiento de datos	9
2.3.	Resultados	9
2.3.1	Determinación del Tránsito Promedio Diurno (TPDI).....	9
2.3.2	Cálculo Promedio Diario Anual TPDA.....	12
2.3.3	Determinación de tasas de crecimiento vehicular.....	15

2.3.4	Tasa de crecimiento ponderado	15
2.3.5	Análisis del Producto Interno Bruto (PIB).....	17
2.3.6	Análisis de Población (POB).....	18
2.3.7	Proyección de tráfico	18
2.3.8	Correlación TPDA vs POB	22
2.3.9	Correlación LN TPDA vs LN POB.....	23
2.3.10	Cálculo de proyección de tráfico.....	24
2.3.11	Resultados de las tasas de crecimiento vehicular	25
2.3.12	Tránsito de diseño (TD)	27
2.3.13	Factor de crecimiento (FC)	28
2.3.14	Factor Distribución Por Dirección (FD)	28
2.3.15	Factor distribución por carril.....	29

III. ESTUDIO GEOTÉCNICO

3.1. Introducción.....	31
3.1.1. Suelos.....	31
3.1.2. Clasificación de los suelos.....	31
3.1.3. Pruebas de laboratorio.....	31
3.2. Metodología	33
3.2.1. Sondeos manuales sobre la vía	33
3.2.2. Sondeos manuales sobre los bancos de materiales	34
3.3. Resultados	35
3.3.1. Sondeos manuales sobre la línea.....	35
3.3.2. Perfil estratigráfico	37
3.3.3. Sondeos de los bancos de materiales	37

3.3.4.	Resultados en los bancos de préstamo	38
3.3.5.	Consideraciones para la elección del banco a utilizar	40
3.3.6.	Análisis de explotación de los bancos	42
3.3.7.	Dosificación de mezcla	44

IV. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

4.1.	Introducción	45
4.1.1.	Clasificación de topografía.....	45
4.1.2.	Rumbo	45
4.1.3.	Azimut.....	45
4.1.4.	Equipo Topográfico.....	46
4.2.	Metodología	46
4.2.1.	Trabajo de campo	46
4.2.2.	Control Horizontal	47
4.2.3.	Control planimétrico	47
4.2.4.	Control altimétrico	48
4.3.	Resultados	49
4.3.1.	Trabajo de gabinete.....	49
4.3.2.	Puntos de Georreferenciación	53
4.3.3.	Puntos topográficos	55

V. DISEÑO GEOMÉTRICO

5.1.	Introducción	57
5.2.	Metodología	57
5.2.1.	Sección típica	57
5.2.2.	Tipo de calzada.....	59

5.2.3.	Clasificación funcional	59
5.2.4.	Vehículo de diseño	59
5.2.5.	Velocidad de diseño del proyecto (VD).....	60
5.2.6.	Ancho de carril.....	61
5.2.7.	Distancia de visibilidad de parada (DVP).....	61
5.2.8.	Distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA)	63
5.2.9.	Pendiente Transversal o bombeo	65
5.2.10.	Alineamiento Horizontal de las Carreteras.....	66
5.2.11.	Radios mínimos y grados máximos de curvatura	68
5.2.12.	Pendiente longitudinal máxima	69
5.2.13.	Pendiente longitudinal mínima.....	70
5.2.14.	Elementos geométricos de la curva horizontal	71
5.2.15.	Sobre ancho en curvas (S)	72
5.2.16.	Longitud de transición (LT)	73
5.2.17.	Tangente.....	74
5.2.18.	Estacionamientos tangenciales donde comienza la curva PC y tangencia donde termina la curva PT.....	74
5.2.19.	Alineamiento vertical.....	74
5.2.20.	Cálculo de curvas verticales en cresta.....	75
5.2.21.	Estacionamientos para curva vertical en cresta y en columpio.....	76
5.2.22.	Cálculo de curvas verticales en columpio	77
5.3.	Resultados	78
5.3.1.	Velocidad de diseño.....	78
5.3.2.	Distancia de visibilidad de parada.....	78

5.3.3.	Distancia de velocidad de adelantamiento (DVA).....	78
5.3.4.	Pendiente transversal o bombeo	79
5.3.5.	Factor de fricción lateral.....	79
5.3.6.	Tasa de sobreelevación o peralte (e):.....	80
5.3.7.	Pendiente.....	80
5.3.8.	Radio mínimo y grado máximo de curvatura del proyecto	80
5.3.9.	Elementos geométricos de la curva circular horizontal.....	81
5.3.10.	Cálculo de curvas verticales en cresta.....	83
5.3.11.	Cálculo de curvas verticales en columpio	84
5.3.12.	Alineamiento horizontal y vertical.....	85

VI. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE RODAMIENTO

6.1.	Introducción.....	91
6.1.1.	Pavimento articulado o adoquines	91
6.1.2.	Serviciabilidad.....	92
6.1.3.	Confiabilidad	92
6.1.4.	Módulo resiliente (Mr)	92
6.1.5.	Número Estructural (SN).....	92
6.2.	Metodología	92
6.2.1.	El índice de serviciabilidad inicial (P_o).....	92
6.2.2.	El índice de serviciabilidad final (P_t).....	93
6.2.3.	Pérdida de serviciabilidad (Δ PSI).....	93
6.2.4.	Número Estructural para ESAL's de diseño.....	93
6.2.5.	Factor de equivalencia (FESAL)	94
6.2.6.	Ejes Equivalentes (ESAL o W18).....	94

6.2.7.	CBR de diseño.....	94
6.2.8.	Módulo de resiliencia	95
6.2.9.	Confiabilidad del diseño (R).....	95
6.2.10.	Desviación Estándar	97
6.2.11.	Coeficiente de drenaje (mi).....	97
6.2.12.	Número estructural	98
6.2.13.	Coeficientes de capa (a_n).....	98
6.2.14.	Coeficiente estructural para carpeta de rodamiento (a_1).....	99
6.2.15.	Coeficiente estructural base (a_2).....	99
6.2.16.	Coeficiente estructural de la subbase (a_3)	99
6.2.17.	Cálculo de los espesores de capa	99
6.3.	Resultados	100
6.3.1.	Serviciabilidad.....	100
6.3.2.	Número Estructural para ESAL's	101
6.3.3.	Factor equivalente (FESAL).....	101
6.3.4.	Ejes equivalentes (ESAL's).....	102
6.3.5.	CBR de diseño.....	103
6.3.6.	Módulo de resiliencia (M_r).....	104
6.3.7.	Confiabilidad de diseño (R).....	105
6.3.8.	Desviación estándar (S_o).....	105
6.3.9.	Coeficiente de drenaje (mi).....	105
6.3.10.	Coeficiente estructural para carpeta de rodamiento (a_1).....	105
6.3.11.	Coeficiente estructural para base granular estabilizada (a_2).....	106
6.3.12.	Cálculo de los espesores de diseño	107

6.3.13.	Espeores finales de diseño	111
---------	----------------------------------	-----

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1.	Conclusiones	113
------	---------------------------	-----

7.2.	Recomendaciones	114
------	------------------------------	-----

7.3.	Bibliografía	115
------	---------------------------	-----

ANEXOS

ÍNDICE DE MAPAS

Mapa 1. Macro localización del proyecto.....	5
Mapa 2. Micro localización del proyecto.....	6

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos generales del aforo vehicular	8
Tabla 2. Tráfico Promedio Diurno Semanal de 12 Horas	10
Tabla 3. Estaciones de mayor y menor cobertura	12
Tabla 4. Factores del primer cuatrimestre del año Enero - Abril.....	13
Tabla 5. Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA).....	14
Tabla 6. Tasa de crecimiento TPDA.....	16
Tabla 7. Producto interno bruto (PIB).....	17
Tabla 8. Datos históricos de población (POB).....	18
Tabla 9. Correlación TPDA vs PIB	19
Tabla 10. Correlación LN TPDA vs LN PIB	20
Tabla 11. Resultados de los modelos de correlación	21
Tabla 12. Correlación TPDA vs POB.....	22
Tabla 13. Datos de LN TPDA vs LN POB	23
Tabla 14. Resultados de correlaciones	24
Tabla 15. TPDA - Tasa de crecimiento.....	26
Tabla 16. Tasa de crecimiento vehicular	26
Tabla 17. Período de diseño según tipo de carretera.....	28
Tabla 18. Factor distribución por dirección (FD).....	29
Tabla 19. Factor de distribución por carril	29
Tabla 20. Tránsito de diseño en un período de 15 años	30

Tabla 21. Relación entre presión y penetración en un material arbitrario.....	33
Tabla 22. Ensayos realizados a muestras recopiladas.....	34
Tabla 23. Resultados obtenidos del CBR.....	36
Tabla 24. Banco de materiales propuesto para usar en el desarrollo del proyecto	37
Tabla 25. Pruebas de laboratorio	38
Tabla 26. Granulometría y clasificación del banco de materiales.....	40
Tabla 27. Propiedades físico – mecánicas del banco de materiales	40
Tabla 28. Especificaciones de materiales empleados en capa base.....	41
Tabla 29. Especificaciones de materiales empleados en capa subbase.....	42
Tabla 30. Requerimientos mínimos del banco para la capa base y subbase.....	43
Tabla 31. Requerimientos mínimos del banco para la capa base y subbase.....	43
Tabla 32. Dosificaciones de la mezcla suelo cemento	44
Tabla 33. Puntos georreferenciados del Sub – Tramo Valle Casas Viejas – Pie de la cuesta	54
Tabla 34. Puntos concluyentes del Sub – Tramo Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta	56
Tabla 35. Tipo de Superficie y Número de Carriles según tipo de vía y TPDA ..	59
Tabla 36. Dimensionamiento de los Vehículos de Diseño.....	60
Tabla 37. Velocidades de diseño en kilómetros por hora, en función de los volúmenes de tránsito y la topografía del terreno.....	60
Tabla 38. Distancia de Visibilidad de Parada y de decisión en terreno plano. ...	62
Tabla 39. Distancias mínimas de diseño para carreteras rurales de dos carriles, en metros.....	64
Tabla 40. Distancias mínimas de diseño para carreteras rurales de dos carriles, en metros.....	64

Tabla 41. Factores de fricción lateral.....	67
Tabla 42. Tasas de Sobreelevación	68
Tabla 43. Clasificación de los terrenos en función de las pendientes naturales.	70
Tabla 44. Pendientes Máximas y Pendientes Mínimas según tipo de terreno ...	70
Tabla 45. Resultado de la Distancia de Visibilidad de Parada	78
Tabla 46. Resultado para la Distancia de Visibilidad de Adelantamiento	79
Tabla 47. Resultados de las curvas horizontales	86
Tabla 48. Resultados de las curvas horizontales	87
Tabla 49. Resultados de las curvas horizontales	88
Tabla 50. Resultados curvas verticales	89
Tabla 51. Resultados curvas verticales	90
Tabla 52. Valor percentil por nivel de tránsito	95
Tabla 53. Correlación entre el CBR Y Módulo Resiliente para Sub rasante.....	95
Tabla 54. Niveles de confiabilidad R en función del tipo de carretera.	96
Tabla 55. Valores de Zr en función de la confiabilidad R	96
Tabla 56. Desviación estándar dependiendo las condiciones de servicio	97
Tabla 57. Coeficiente de drenaje (mi).....	97
Tabla 58. Cálculo interpolado del FESAL.....	102
Tabla 59. Cálculo del ESAL´s.....	103
Tabla 60. Valores utilizados para calcular el CBR de diseño	104
Tabla 61. Espesores mínimos sugeridos por capa.....	110
Tabla 62. Espesores finales de diseño.....	111

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Trafico promedio Diurno 12 horas.....	11
Gráfico 2. Volumen de tráfico por días de la semana.....	11
Gráfico 3. Correlación TPDA vs PIB.....	19
Gráfico 4. Correlación LN TPDA vs LN PIB.....	20
Gráfico 5. Correlación TPDA vs POB.....	22
Gráfico 6. Correlación LN TPDA vs LN POB.....	24
Gráfico 7. Curvas Verticales Convexas y Cóncavas	75
Gráfico 8. CBR de diseño.....	104
Gráfico 9. Obtención del Coeficiente estructural a2 y el Módulo Resiliente, para base granular estabilizada.....	106
Gráfico 10. Nomograma para obtener el Numero Estructura SN2 y SN3.....	108

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Georreferenciación 2957- II- 1 - GPS1-GPS2.....	50
Ilustración 2. Georreferenciación GPS2-GPS3-GPS4.....	51
Ilustración 3. Georreferenciación 2957-II-1 (OC91)-GPS5-GPS6	52
Ilustración 4. Sección típica.....	58
Ilustración 5. Distancia de Visibilidad de Parada.....	61
Ilustración 6. Figura de Distancia de Adelantamiento para Carreteras de Dos Carriles.....	63
Ilustración 7. Sección de pavimento articulado o adoquinado.....	91
Ilustración 8. Capas de rodamiento.....	99
Ilustración 9. Comprobación SN2.....	109
Ilustración 10. Espesores finales de diseño	112

ÍNDICE DE ANEXOS

Tabla 63. Tipología y descripción vehicular.....	I
Tabla 64. Resumen del aforo durante 5 días	II
Tabla 65. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 1).....	II
Tabla 66. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 2).....	IV
Tabla 67. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 3).....	V
Tabla 68. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 4).....	VI
Tabla 69. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 5).....	VII
Tabla 70. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 6).....	VIII
Tabla 71. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 7).....	IX
Tabla 72. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 8).....	X
Tabla 73. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 9).....	XI
Tabla 74. Radios mínimos y grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño.....	XV
Tabla 75. Factores de equivalencia para eje simples.....	XVII
Tabla 76. Factor de equivalencia para ejes dobles	XVIII
Tabla 77. Factor de equivalencia para ejes dobles	XIX
Gráfico 11. Perfiles estratigráficos (Est. 0+000 a 0+400)	XII

Gráfico 12. Perfiles estratigráficos (Est. 0+400 a 0+900)	XII
Gráfico 13. Perfiles estratigráficos (Est. 1+000 a 1+400)	XII
Gráfico 14. Perfiles estratigráficos (Est. 1+500 a 1+900)	XIII
Gráfico 15. Perfiles estratigráficos (Est. 2+000 a 2+400)	XIII
Gráfico 16. Perfiles estratigráficos (Est. 2+500 a 2+900)	XIII
Gráfico 17. Perfiles estratigráficos (Est. 3+000 a 3+400)	XIV
Gráfico 18. Perfiles estratigráficos (Est. 3+500 a 4+000)	XIV
Tabla 74. Radios mínimos y grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño	XV
Gráfico 19. Nomograma para el cálculo del Número estructural SN	XVI
Tabla 75. Factores de equivalencia para eje simples	XVII
Tabla 76. Factor de equivalencia para ejes dobles	XVIII
Tabla 77. Factor de equivalencia para ejes dobles	XIX



I. GENERALIDADES

1.1. Introducción

El diseño de carreteras es una de las principales formas de desplazamiento para el desarrollo económico, es decir, el transporte de mercancías y principalmente para turistas ya que estas hacen posible que se conecten, comunidades, municipios con las grandes ciudades. Debido a esta conexión la comunicación directa de las vías de transporte se vuelven parte esencial para el desarrollo del país.

Es de suma importancia destacar que Nicaragua está compuesto por carreteras amplias y angostas, algunas se encuentran en buen estado y otras deterioradas, existen caminos de tierra de fácil acceso y otros que son casi intransitables. Por lo tanto, se conoce que la mayor parte de pueblos, comunidades, asentamientos de Nicaragua cuentan con caminos que dificultan la movilización del transporte. Al presentar esta dificultad, hace que los costos de movilización de la mercancía para el desarrollo económico se encarezcan, debido a la escasez de condiciones óptimas ya que el transporte es más propenso a sufrir deterioro y gasta más insumos en combustible.

La realización del proyecto tendrá un gran impacto a toda la población que habita, ya que esta conectará las cabeceras municipales, sus comunidades y otros del departamento de Nueva Segovia, el cual aumentará su capacidad productiva en ganado y el nivel de servicio agrícola a los productores de la zona como a la población local.

1.2. Antecedentes

La red vial del departamento de Nueva Segovia ha estado estrechamente ligada al desarrollo económico tanto local como regionalmente. Desde 1975 se dieron los primeros pasos para la construcción de caminos, ya que la población tenía poco acceso de trasladarse en transporte colectivo o privado y en periodos de invierno los ríos y quebradas crecían abundantemente, por el cual se empezaron a dar mantenimientos periódicos y crear ramplas donde se dieran ese tipo de problemas, aunque hace pocos años en algunos tramos se han venido formulando y ejecutando proyectos con pavimento flexible (adoquinado). Es ahí donde el ascenso de la red vial ha obedecido a la necesidad de los habitantes explotar las zonas o polos de desarrollo para lograr los objetivos planteados en menor costo y reducido tiempo.

El municipio de El Jícaro, es adyacente con los municipios de Quilalí, Murra, Jalapa y San Fernando, de los cuales la tierra es fecunda para cultivos de granos básicos y hortalizas. No obstante, las líneas de conducción hacia el municipio se deterioran continuamente dificultando de gran manera la comercialización de los mismos. Actualmente por ayuda de la Alcaldía Municipal de El Jícaro, las vías de este círculo son de material macadán y las obras de drenaje mayor y menor se han venido construyendo a lo largo de los años, con el fin de amortiguar un poco el problema.

Un tramo de conexión intermunicipal importante es el que va de la comunidad de Valle Casas Viejas hasta Pie De La Cuesta, ubicado entre los municipios de El Jícaro y Murra. El relieve de este trayecto es clasificado entre montañoso y escarpado, la superficie de rodamiento existente está conformada de una capa de material de revestimiento, el cual sirve de base del terreno que se encuentra deteriorada por el escaso mantenimiento y deterioro del camino, de esta manera afectando la capacidad de movilización de los habitantes de la zona de influencia. Además, esta vía no cuenta de un buen diseño, la mayor parte del drenaje transversal está obstruido y las cunetas se encuentran tapadas, debido a estas condiciones solamente se puede conducir a velocidades entre 30 km/h y 45 km/h.

1.3. Justificación

El presente proyecto monográfico es de suma importancia para rehabilitar el tramo de carretera de Valle Casas Viejas hasta Pie De La Cuesta, el cual es intermediario de los municipios de El Jícaro y Mura. Es necesaria la comercialización de productos tanto local como regional debido a que este tramo es parte de un circuito vial, donde la actividad económicamente predominante es la agricultura (frijoles y maíz) y en menor escala las hortalizas (tomate y repollo); sin obviar el cultivo y distribución de café demandante por su excelente calidad.

Esta carretera es bastante utilizada tanto por las personas originarias del lugar como los habitantes de los municipios aledaños, pero posee una superficie de base de poco revestimiento, un diseño geométrico deficiente, sus curvas y pendientes mal balanceadas y sus anchos de carriles sin las dimensiones adecuadas, entre otros elementos que debe tener una carretera para darle confort a las personas que día a día la transitan.

El estudio planteado serviría de parámetro para que en un futuro, organismos tanto gubernamentales como no gubernamentales se interesen en la inversión de construir el tramo antes mencionado, tomando principalmente en consideración que actualmente se encuentra en estado deplorable, el cual es urgente mejorar estas condiciones, ya que el tramo unifica las comunidades de Valle Casas Viejas – Pie De La Cuesta tanto para el tráfico privado, comercial y productivo, siendo este último el de mayor preocupación.

Es de suma relevancia señalar que la rehabilitación de esta carretera nos favorecería a conocer los beneficios que traería consigo; como el acercar geoestratégicamente los mercados de oferta – demanda que físicamente se encuentran aislados, reduciendo el costo de los productos, así mismo el acceso a la educación y a servicios de atención médica, educacional y turística, lo cual determina a su vez mejores condiciones de vida no sólo en el aspecto económico, sino también en su bienestar social.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Realizar el diseño geométrico y estructural de pavimento articulado (adoquín) de 4 km lineales en el tramo de Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta del municipio de El Jícaro, Departamento de Nueva Segovia.

1.4.2. Objetivo Específico

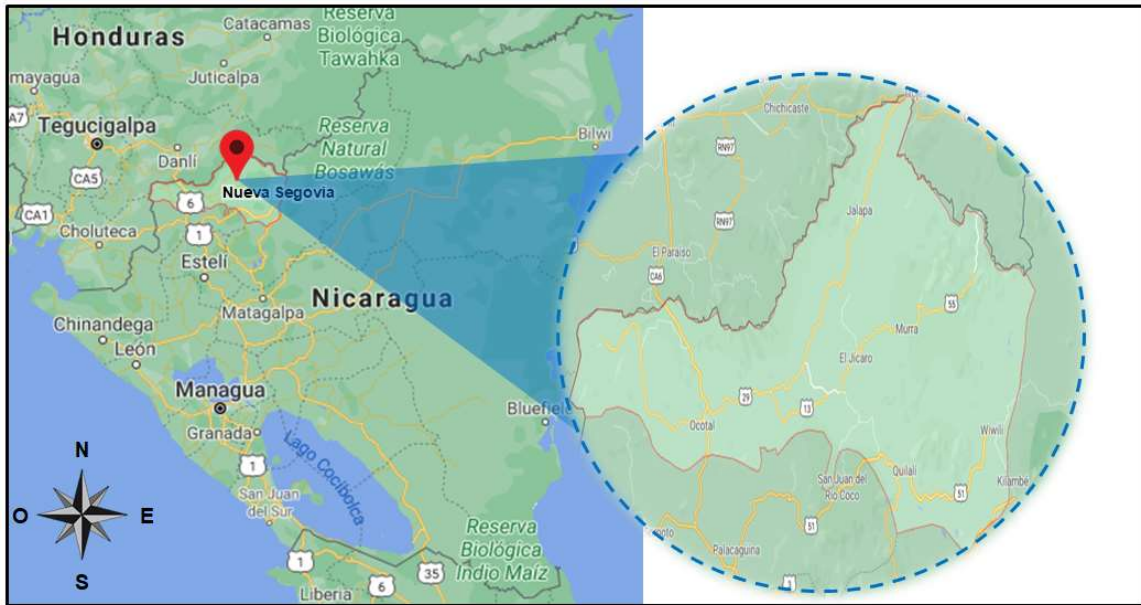
- Realizar aforo vehicular para conocer el volumen de tránsito que circula en la carretera antes mencionada.
- Analizar el estudio geotécnico existente del tramo para determinar su utilización correspondiente en el diseño de la capa de rodamiento con adoquín.
- Efectuar un estudio topográfico con el fin de diseñar la rasante que se aplicará en el diseño del tramo en estudio.
- Diseñar geométricamente el tramo Valle Casas Viejas – Pie De La Cuesta empleando criterios correspondientes al Manual Centroamericano para carreteras regionales SIECA 2004.
- Proponer los espesores de pavimento de la capa de rodamiento con adoquín aplicando las especificaciones técnicas basados en la Norma AASHTO – 93.

1.5. Ubicación

1.5.1. Macro localización

El tramo de carretera en estudio se ubica geográficamente en la región central de Nicaragua, en el departamento de Nueva Segovia, el cual se encuentra a 297.3 kilómetros de la capital Managua. Conforme se muestra en el Mapa 1.

Mapa 1. Macro localización del proyecto



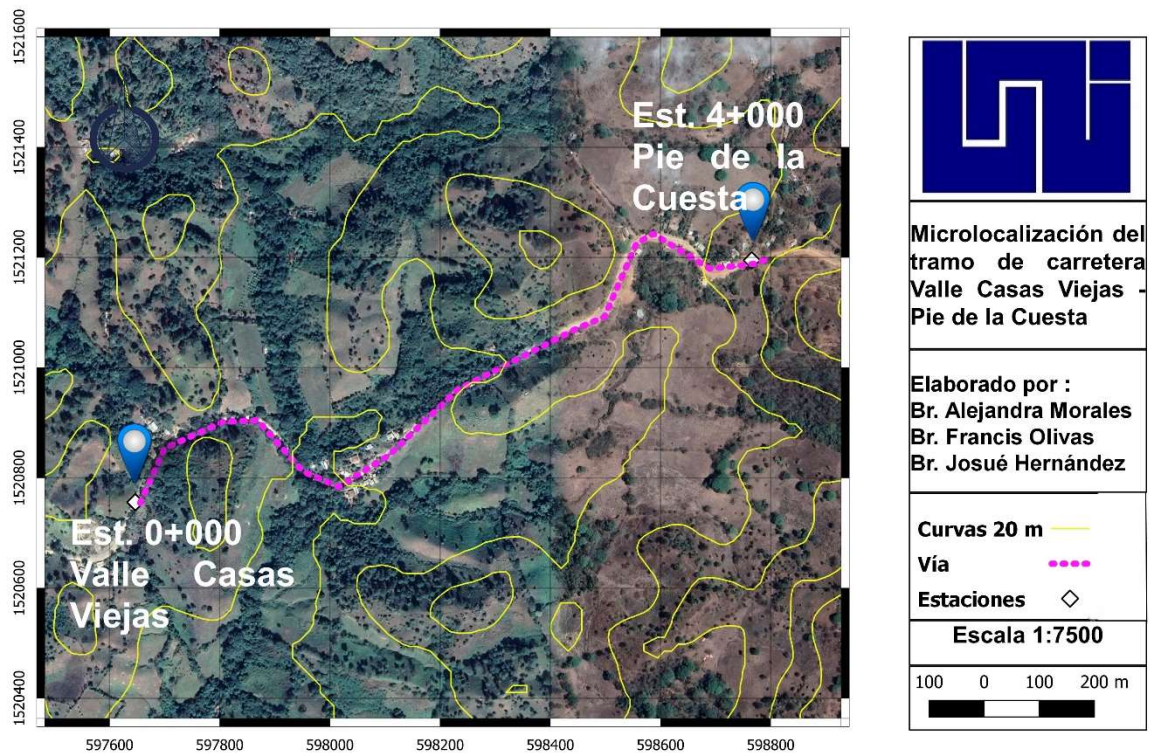
Fuente: Google Maps (2021)

1.5.2. Micro localización

El sitio de estudio se emplaza en la comunidad de Valle Casas Viejas hacia la comunidad de Pie De La Cuesta, 4.00 kilómetros aproximadamente.

A continuación, se muestra en el Mapa 2, en donde se aprecia ambas comunidades. El trayecto inicia a la salida del poblado de Valle Casas Viejas (NIC – 55), según los términos de referencias, localizada entre las coordenadas UTM zona 16N en dirección X 597304.12 y en dirección Y 1520568.65.

Mapa 2. Micro localización del proyecto



Fuente: Sistema de Información Geográfica QGIS (2021)



II. ESTUDIO DE TRANSITO

2.1. Introducción

El estudio de tránsito es fundamental para el diseño de pavimentos, debido a que, permite conocer el volumen y composición vehicular, a través de un aforo, con el cual se obtendrán los resultados, del tránsito promedio diario anual (TPDA), mediante la aplicación de los factores de ajuste de acuerdo al Anuario de Aforos de Tráfico, año 2019. Asimismo, los datos permitirán calcular, las tasas de crecimiento y tránsito de diseño.

El estudio de tránsito se divide en las siguientes etapas:

2.1.1. Recopilación de datos

Es recopilar la información necesaria que nos permitirá medir el volumen de tráfico que transita en el sitio en estudio durante un período de tiempo equivalente a 12 horas a través de un aforo vehicular.

2.1.2. Procesamiento de datos

Es la aplicación de criterios y factores para el análisis de la información de tránsito previamente obtenida de la etapa de campo.

2.1.3. El Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA)

Uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras es el volumen del Tránsito Promedio Diario Anual, conocido en forma abreviada como TPDA, que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición (SIECA, 2004, cap. 2, pág. 5).

2.1.4. Las proyecciones de la demanda de tránsito

Las proyecciones de la demanda de tránsito se pueden realizar de dos maneras: una de ellas consiste en el análisis de las tendencias históricas del comportamiento del tránsito a través de los anuarios estadísticos de aforo proporcionados por el MTI. La siguiente consiste en analizar la relación de las

actividades humanas con el crecimiento del tránsito para lo cual se utiliza el PIB y POB, información publicada anualmente por el Banco Central de Nicaragua. (SIECA, 2004, cap. 2, pág. 11).

2.1.5. Tránsito de diseño

El Tránsito de Diseño es definido como el número de vehículos que circulan en toda la vida útil del diseño del proyecto. Para convertir el volumen de tráfico obtenido de los conteos se usará un Tránsito de Diseño (TD), el cual se obtiene a partir de la información básica suministrada por el tránsito promedio diario anual (TPDA), el Factor de Crecimiento (FC), Factor de Distribución (FD) y factor carril (Fc') (MTI, 2008, pág. 88).

2.2. Metodología

Para establecer de forma eficiente el comportamiento vehicular del tramo en estudio, se realizó un aforo manual, de acuerdo a la Tabla 1, durante cinco días consecutivos, iniciando el viernes 15 de enero y finalizando el martes 19 del corriente año, por 12 horas diarias (6 am a 6 pm). Se ubicó un encuestador al inicio del tramo (0+000 Valle Casas Viejas) y también se ubicaron dos encuestadores al final del tramo (4+000 Pie de la Cuesta), en total se ocuparon 3 aforadores.

Tabla 1. Datos generales del aforo vehicular

DATOS GENERALES DEL AFORO VEHICULAR	
Tramo	Valle Casas Viejas - Pie de la Cuesta
Longitud	4 km
Estación	0+000 - 4+000
Horas	12 horas (6:00 am – 6:00 pm)
Sentido	Ambos Sentidos
Duración	5 días
Inicio de Aforo	Viernes 15 de enero del 2021
Final de Aforo	Martes 19 de enero del 2021

Fuente: Elaboración propia (2021)

Para el levantamiento de la información fue necesario conocer la clasificación vehicular, por lo que fue utilizada una hoja de clasificación compuesta por 17 tipos de vehículos según el MTI, en el país hay gran variedad de vehículos, por lo tanto,

como guía para el análisis de estos se utilizó la tabla de tipología de vehículos proporcionada por el Anuario de Aforos de Tráfico, año 2019 (Ver Anexo, Tabla 63, pág.1)

Se eligió la ubicación de la estación de control, con la finalidad de determinar el volumen vehicular en un punto específico de la vía. La estación de conteo se ubicó donde tuviera amplia visibilidad, para captar el tráfico del tramo en estudio.

2.2.1. Procesamiento de datos

Los datos se procesaron en la etapa de gabinete, haciendo la debida digitalización mediante el software de Microsoft Excel que se utilizó como base fundamental para obtener los resultados, dicha hoja sirvió para el proceso de cálculo del TPDA, tasas de crecimiento y tráfico de diseño.

2.3. Resultados

2.3.1 Determinación del Tránsito Promedio Diurno (TPDI)

Para la determinación del Tránsito Promedio Diurno, se realizaron conteos vehiculares en horas diurnas, de 6:00 a.m. a 6:00 p.m. por día. El cual para obtener el Tráfico Promedio Diurno fue necesario aplicar la Ecuación 1.

$TPDI_{12\ hrs} = \frac{Total\ Diurno}{N}$	Ecuación (1)
--	----------------

Donde:

$TPDI_{12\ Hrs}$: Tránsito Promedio Diurno (12 Horas)

N : Total, de días de aforo (5 días)

En la Tabla 2, se describe el resumen del conteo vehicular efectuado durante 5 días, además se calculó el comportamiento vehicular diurno por cada tipo de vehículo conforme al Anexo, Tabla 63, pág. I proporcionada por el MTI.

Para obtener el transito promedio diurno se aplicó la Ecuación 1, resultando un tránsito promedio diurno de 333 vehículos por día. Los resultados detallados se presentan en la tabla siguiente.

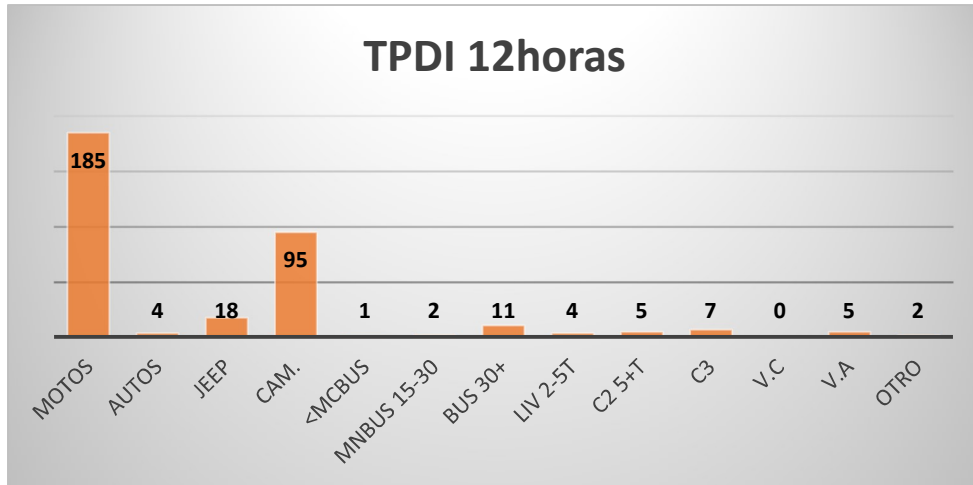
Tabla 2. Tráfico Promedio Diurno de 12 Horas

Camino: NIC-55 Estación:1802 Tramo: El Júcaro-Murra-El Rosario Periodo: S Días: 5 Horas: 12 Mes/año: enero 2021 Km: 4														
Días	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga			Equipo Pesado		Otro	Total
		Autos	Jeep	Cam.	<McBus	MnBus 15-30	Bus 30+	Liv 2-5t	C2 5+t	C3	V.C	V.A		
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13		
Viernes	156	2	17	73	0	0	12	5	3	10	0	4	1	283
Sábado	194	3	13	93	0	3	9	2	8	6	0	7	1	339
Domingo	184	2	18	86	1	2	9	4	2	5	0	5	0	318
Lunes	170	2	23	90	0	0	12	5	4	8	0	2	0	316
Martes	217	7	19	130	0	2	10	3	7	3	0	4	6	408
Total Diurno	921	16	90	472	1	7	52	19	24	32	0	22	8	1664
TPDI	185	4	18	95	1	2	11	4	5	7	0	5	2	333

Fuente. Elaboración propia (2021)

En el Gráfico 1 se presenta el comportamiento del Tránsito Promedio Diurno durante 12 horas del día y en donde se puede apreciar que las motos son los vehículos que más se utilizan en el tramo en estudio. Además, se observó que los vehículos como microbús, minibús y otros son los de menor flujo vehicular.

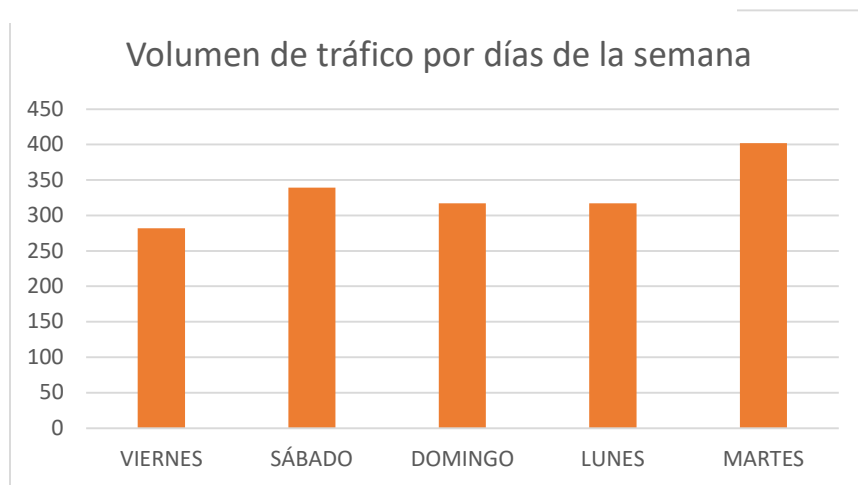
Gráfico 1. Trafico promedio Diurno 12 horas



Fuente: Elaboración Propia (2021)

También se pudo determinar que el día martes es el día con más circulación vehicular mientras que el viernes, domingo y lunes fueron los días con menor tráfico, no obstante, se observó un incremento el día sábado como se observa en el Gráfico 2.

Gráfico 2. Volumen de tráfico por días de la semana



Fuente: Elaboración Propia (2021)

2.3.2 Cálculo Promedio Diario Anual TPDA

La expansión del Tráfico Promedio Diurno a Tráfico Promedio Diario Anual, se basó en el Anuario de Aforos de Tráfico 2019 del MTI, el cual presenta las estaciones de Mayor Cobertura (EMC), asociadas con caminos o carreteras de menor jerarquía.

Por lo anterior se seleccionó la estación de mayor cobertura No.1802 (EMC – 1802) San Marcos – Masatepe y la estación de menor cobertura No. 5501 (El Jícara – Murra – El Rosario) correspondiente a la Tabla 3.

Tabla 3. Estaciones de mayor y menor cobertura

ESTACIÓN DE MAYOR COBERTURA	NIC	Nº ESTACIÓN	TIPO	NOMBRE DEL TRAMO
1802 San Marcos - Masatepe	NIC-51	7901	ECD	Quilalí - Panalí – Wiwilí
	NIC-52	5201	ECD	Emp. Puerto Sandino - Puerto Sandino
	NIC-52B	5202	ECS	Emp. El Velero - El Velero
	NIC-53	5301	ECS	Ocotal – Macuelizo
	NIC-53	125	ECS	Macuelizo - Santa María
	NIC-54	5401	ECD	Emp. Chichigalpa – Chichigalpa
	NIC-55	5502	ECD	Susucayan - El Jícara
	NIC-55	5501	ECS	El Jícara - Murra - El Rosario
	NIC-56	1226	ECD	Emp. Quezalaguaque – Quezalaguaque
	NIC-57	5713	ECD	Cuyalí – Venecia
	NIC-57	5701	ECS	Venecia - La Colonia
	NIC-57	5702	ECS	La Colonia – Abisina

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico, año 2019, pág. 62

A continuación, en la Tabla 4 se presentan los factores de ajuste estacional que corresponde al factor día, factor semana, factor fin de semana y factor expansión a TPDA.

Tabla 4. Factores del primer cuatrimestre del año Enero - Abril



MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA
 DIVISION GENERAL DE PLANIFICACION
 DIVISION DE ADMINISTRACION VIAL
 OFICINA DE DIAGNOSTICO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS



ESTACION DE MAYOR COBERTURA 1802
SAN MARCOS - MASATEPE
FACTORES - 2019

Factores del primer cuatrimestre del año Enero - Abril

Descripción	Moto	Carro	Jeep	Camioneta	Micro Bus	Mini Bus	Bus	Liv. 2-5 t.	C2	C3	Tx-Sx<=4	Tx-Sx>=5	Cx-Rx<=4	Cx-Rx>=5	V.A	V.C	Otros
Factor Día	1.48	1.39	1.34	1.29	1.39	1.21	1.38	1.25	1.25	1.18	1.00	1.18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
Factor Semana	0.96	1.07	1.08	1.04	0.98	0.97	0.97	0.93	0.89	0.90	1.00	0.92	1.00	1.00	1.00	1.00	1.21
Factor Fin de Semana	1.11	0.86	0.84	0.91	1.06	1.09	1.10	1.25	1.47	1.36	1.00	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70
Factor Expansión a TPDA	0.98	0.94	1.02	0.97	0.96	0.99	0.96	0.98	0.84	0.69	1.00	0.82	1.00	1.00	1.00	1.00	0.66

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico, año 2019, pág. 387

Para expandir el TPDI, se aplicaron los diferentes factores antes mencionados. Para el cálculo del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) se usó la Ecuación 2.

$TPDA = TPDI_{12 \text{ horas}} * FD * FS * FE$	Ecuación (2)
---	----------------

Donde:

$TPDI_{12}$: Tráfico Promedio Diurno 12 horas

FD : Factor día

FS : Factor Semana

FE : Factor Expansión

Al expandir el $TPDI_{12 \text{ Horas}}$, aplicando la Ecuación 2, con el factor día (FD) de la estación de mayor cobertura se obtiene el tráfico diario semanal de 24 horas y al multiplicar el resultado anterior con el factor semana (FS) y factor expansión (FE), se obtuvo el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA). En la Tabla 5 se presenta un Tráfico Promedio Diario Anual ($TPDA_{2021}$) de 492 vehículos/día.

Tabla 5. Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA)

Camino: NIC-55 Estación:1802 Tramo: El Júcaro-Murra-El Rosario Periodo: S Días: 5 Horas: 12 Mes/año: Enero 2021 Km: 4														
Grupos	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga			Equipo Pesado		Otros	Total
		Autos	Jeep	Cam.	<McBus	MnBus 15-30	Bus 30+	Liv 2-5t	C2 5+t	C3	V.C	V.A		
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14	15	
TPD	185	4	18	95	1	2	11	4	5	7	0	5	2	333
Factor Día	1.48	1.39	1.34	1.29	1.39	1.21	1.38	1.25	1.25	1.18	1	1	1.3	
Factor Semana	0.96	1.07	1.08	1.04	0.98	0.97	0.97	0.93	0.89	0.9	1	1	1.21	
Factor Ajuste	1.11	0.86	0.84	0.91	1.06	1.09	1.1	1.25	1.47	1.36	1	1	0.7	
TPDA	292	6	22	116	2	3	17	6	9	11	0	5	3	492
%TPDA	59.35	1.22	4.47	23.58	0.41	0.61	3.46	1.22	1.83	2.24	0.00	1.02	0.61	100.00
% Vehículos Livianos						Vehículos Pesados								
93.09 %						6.30 %						0.61 %		100.00 %

Fuente: Elaboración propia (2021)

2.3.3 Determinación de tasas de crecimiento vehicular

El crecimiento futuro de los volúmenes de tráfico estimados para una carretera típicamente se expresa como valores porcentuales de crecimiento anual. Las tasas de crecimiento se convierten en una variable clave que debe ser estimada, y poder determinar así los volúmenes futuros de tránsito.

Para estimar la tasa de crecimiento y realizar las proyecciones de tránsito del tramo en estudio, se analizaron las siguientes variables.

- Datos históricos del tránsito promedio diario anual “TPDA” que se tomaron de la estación de menor cobertura Estación N°5501 El Júcaro – Murra – El Rosario y la de la estación de mayor cobertura Estación N°1802 San Marcos - Masatepe, publicados en el último Anuario de Aforos de Tráfico correspondiente al año 2019.
- Población nicaragüense, cuyos datos se encuentran en el anuario estadístico que publica anualmente INIDE. Para este caso se adoptó la serie de tiempo correspondiente al año 2019. Se utilizaron los datos de población hasta el 2019 debido a que el Anuario de Aforos de Tráfico publicado por el MTI se encuentra hasta el 2019. De este modo se obtienen los valores pares de las variables TPDA y POB.
- Del mismo modo para el Producto Interno Bruto “PIB”, tomado del Anuario Estadístico Macroeconómicas Anuales del Banco Central de Nicaragua se adoptaron datos hasta el año 2019, para mantener la coherencia de los valores pares TPDA y PIB.

2.3.4 Tasa de crecimiento ponderado

A continuación, se muestra en la Tabla 6 los datos de la tasa de crecimiento TPDA que corresponde a la estación de mayor cobertura N° 1802 (San Marcos – Masatepe) que es donde se encuentra la estación de conteo N° 5501 El Júcaro-Murra – El Rosario.

Tabla 6. Tasa de crecimiento TPDA

Año	TPDA
2006	3629
2007	4073
2008	4554
2009	4887
2010	4936
2011	5132
2012	6324
2013	6221
2014	6883
2015	7402
2016	8500
2017	8908
2018	9499
2019	9178
TC	7.40%
Promedio	7399

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico, año 2019, pág. 149

Para el cálculo de las tasas de crecimiento se aplicó la Ecuación 3 tomada del Anuario de Aforos de Tráfico Año 2019, pág. 14, que permitirá determinar el incremento vehicular

$TC_{TPDA} = \left[\left(\frac{TPDA_n}{TPDA_{n-1}} \right)^{1/n} - 1 \right] * 100$	Ecuación (3)
---	----------------

Donde:

TC_{TPDA} : Tasa de Crecimiento.

Año n: Año Actual.

Año n-1: Año anterior.

n: Diferencia de años.

2.3.5 Análisis del Producto Interno Bruto (PIB)

Uno de los indicadores macroeconómicos más determinantes en el desarrollo del TPDA es el Producto Interno Bruto (PIB), ya que este ayuda a medir el crecimiento o decrecimiento de la producción de bienes y servicios finales de la economía del país en un periodo determinado (normalmente un año).

Partiendo de la información del Banco Central de Nicaragua, se elaboró la Tabla 7, la cual presenta los datos históricos del PIB de los últimos 14 años, donde se aprecia el comportamiento histórico desde el año 2006 al 2019, observándose una tasa de crecimiento promedio de 4.85%.

Tabla 7. Producto interno bruto (PIB)

Año	PIB (millones \$)
2006	6764
2007	7423
2008	8497
2009	8299
2010	8759
2011	9774
2012	10533
2013	10983
2014	11880
2015	12757
2016	13286
2017	13786
2018	13064
2019	12521
TCP	4.85%
Promedio	4852

Fuente: Anuario de estadística Macroeconómicas 2019, pág. 8

2.3.6 Análisis de Población (POB)

Para la tasa de crecimiento poblacional se partió de la información proporcionada por el INIDE y citado por el Banco Central de Nicaragua, con el cual se elaboró la Tabla 8 la cual refleja los datos históricos del POB de los últimos 14 años, donde se aprecia el comportamiento histórico, desde el año 2006 al año 2019, observándose una población (POB) con una tasa de crecimiento promedio de 1.23%.

Tabla 8. Datos históricos de población (POB)

Año	POB (miles)
2006	5638
2007	5708
2008	5779
2009	5851
2010	5923
2011	5997
2012	6071
2013	6134
2014	6198
2015	6263
2016	6328
2017	6394
2018	6460
2019	6528
TCP	1.23%
Promedio	1229

Fuente: Base del censo de población 2005 y de ENDESA 2006 – 2007, revisión 2012, pág. 8

2.3.7 Proyección de tráfico

Para el diseño de cualquier vía, la proyección de tránsito es uno de los factores más importantes en el análisis porque este mismo irá en dependencia del crecimiento y composición del tráfico, el cual determina los datos claves para el cálculo de la estructura.

A continuación, en la Tabla 9 se presenta la serie de datos de la matriz de determinación TPDA vs PIB del año 2006 – 2019.

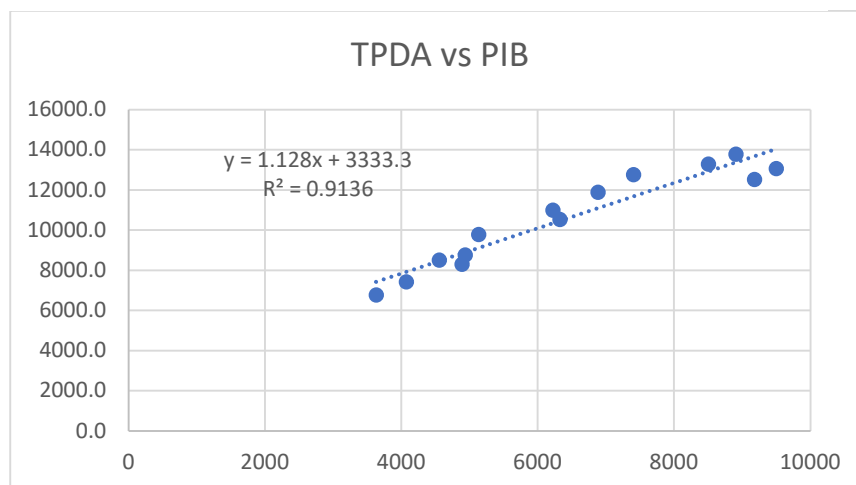
Tabla 9. Correlación TPDA vs PIB

Correlación TPDA vs PIB		
Año	TPDA	PIB
2006	3629	6763.7
2007	4073	7423.4
2008	4554	8497.0
2009	4887	8298.7
2010	4936	8758.6
2011	5132	9774.3
2012	6324	10532.5
2013	6221	10983.0
2014	6883	11880.4
2015	7402	12756.7
2016	8500	13286.0
2017	8908	13786.0
2018	9499	13063.9
2019	9178	12520.9

Fuente: Elaboración propia (2021)

El Gráfico 3 muestra la correlación del TPDA vs PIB obteniéndose un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.9136$ y una elasticidad de 1.128.

Gráfico 3. Correlación TPDA vs PIB



Fuente: Elaboración propia (2021)

A continuación, en la Tabla 10, se presenta la serie de datos de la matriz de correlación logarítmica LN TPDA vs LN PIB del año 2006 – 2019.

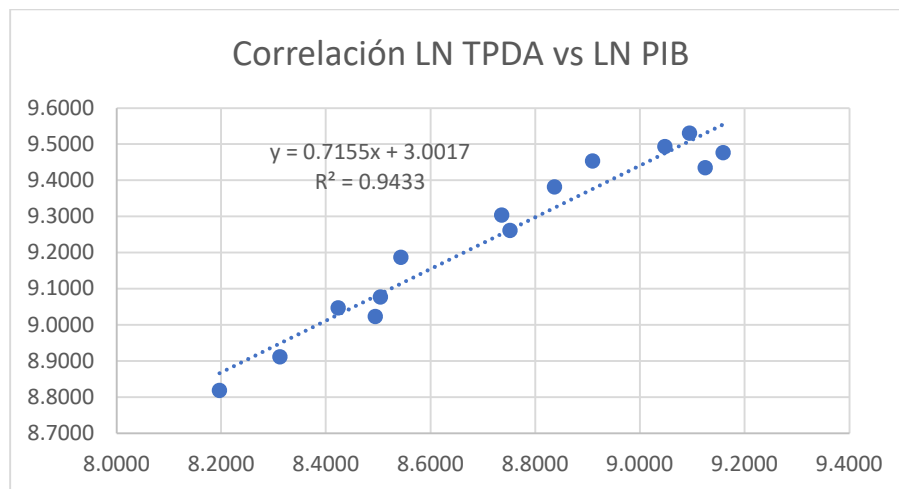
Tabla 10. Correlación LN TPDA vs LN PIB

Correlación LN TPDA vs LN PIB		
Año	LN TPDA	LN PIB
2006	8.1966	8.8193
2007	8.3120	8.9124
2008	8.4238	9.0475
2009	8.4943	9.0239
2010	8.5043	9.0778
2011	8.5433	9.1875
2012	8.7521	9.2622
2013	8.7357	9.3041
2014	8.8368	9.3826
2015	8.9095	9.4538
2016	9.0478	9.4945
2017	9.0947	9.5314
2018	9.1589	9.4776
2019	9.1246	9.4352

Fuente: Elaboración propia (2021)

En el Gráfico 4 se muestra la correlación logarítmica del LN TPDA vs LN PIB, lo cual se hizo con el propósito de mejorar el ajuste estadístico de las variables, obteniéndose un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.9433$ y una elasticidad de 0.7155. Se observó que el modelo logarítmico antes mencionado obtuvo una mejor correlación de las variables TPDA vs PIB.

Gráfico 4. Correlación LN TPDA vs LN PIB



Fuente: Elaboración propia (2021)

La correlación de las variables TPDA vs PIB generó un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9136$, mientras que la correlación logarítmica de las variables LN TPDA vs LN PIB presentó un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9433$, por tanto, se decidió utilizar la correlación del modelo logarítmico $R^2 = 0.9433$ por tener un valor más alto, lo que indica un mejor ajuste de las variables, adoptando una elasticidad de 0.7155.

El resultado anterior sirvió para determinar las tasas de crecimiento del tráfico de carga, que son los vehículos de transportes que mueven la producción hacia los mercados nacionales e internacionales, así como los insumos para la producción.

A continuación, en la Tabla 11, se presenta un resumen de determinación y elasticidades de los dos modelos de correlación descritos anteriormente.

Tabla 11. Resultados de los modelos de correlación

Gráfico	Coeficiente R2	Elasticidades	Regresión
TPDA vs PIB	0.9136	1.128	$y = 1.128x + 3333.3$
			$R^2 = 0.9136$
LN TPDA vs LN PIB	0.9433	0.7155	$y = 0.7155x + 3.0017$
			$R^2 = 0.9433$

Fuente: Elaboración propia (2021)

En Tabla 12 se presenta la serie de tiempo del TPDA – Población por un periodo de 14 años desde el año 2006 al 2019. Con los datos anteriores se realizó un análisis de regresión TPDA vs POB.

Tabla 12. Correlación TPDA vs POB

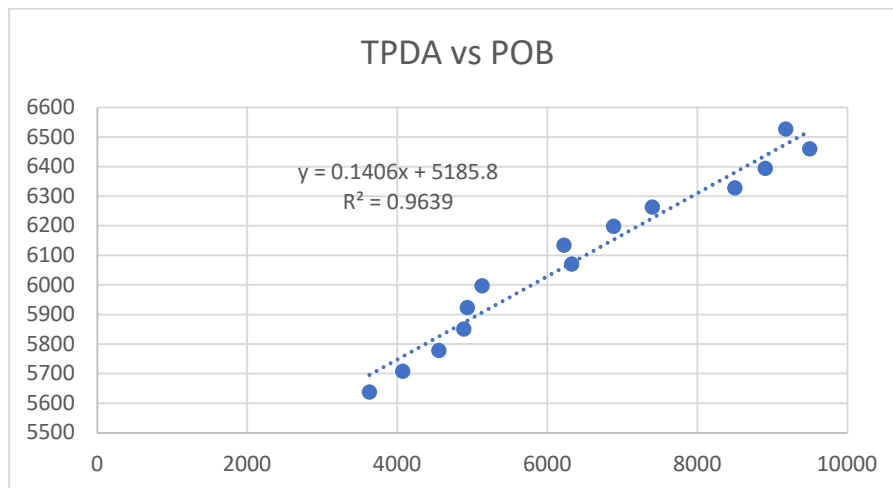
Correlación TPDA vs POB		
Año	TPDA	POB
2006	3629	5638
2007	4073	5707.9
2008	4554	5778.8
2009	4887	5850.5
2010	4936	5923.1
2011	5132	5996.6
2012	6324	6071
2013	6221	6134.3
2014	6883	6198.2
2015	7402	6262.7
2016	8500	6327.9
2017	8908	6393.8
2018	9499	6460.4
2019	9178	6528

Fuente: Elaboración propia (2021)

2.3.8 Correlación TPDA vs POB

El resultado del análisis de correlación mostró un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9639$ y una elasticidad de 0.1406, resultados que se ven en el Gráfico 5.

Gráfico 5. Correlación TPDA vs POB



Fuente: Elaboración propia (2021)

2.3.9 Correlación LN TPDA vs LN POB

A continuación, se presentan en la Tabla 13 los datos con transformación logarítmica obteniéndose LN TPDA vs LN POB. Este método se usa para mejorar la correlación de las dos variables lo que debería de comprobarse en el coeficiente de determinación.

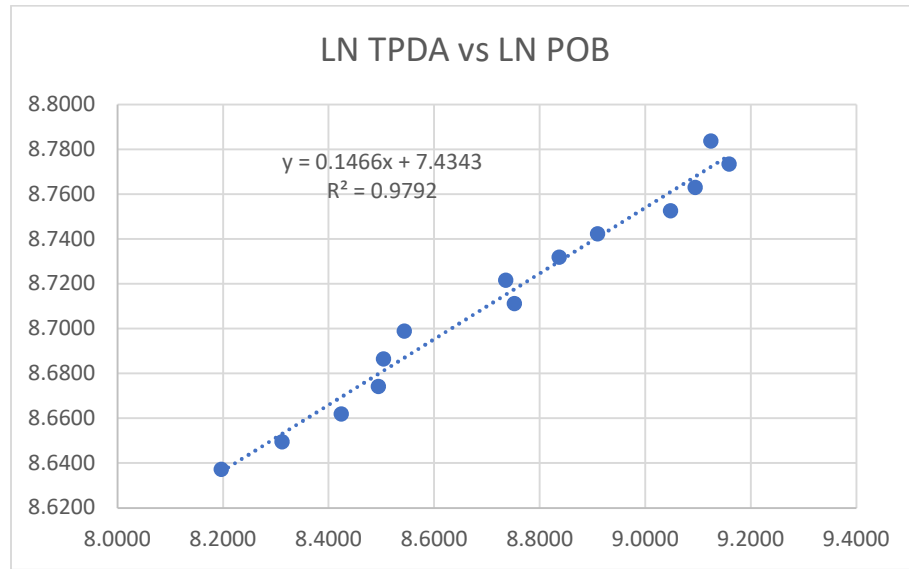
Tabla 13. Datos de LN TPDA vs LN POB

Correlación LN TPDA vs LN POB		
Año	LN TPDA	LN POB
2006	8.1966	8.6373
2007	8.3120	8.6496
2008	8.4238	8.6620
2009	8.4943	8.6743
2010	8.5043	8.6866
2011	8.5433	8.6989
2012	8.7521	8.7113
2013	8.7357	8.7217
2014	8.8368	8.7320
2015	8.9095	8.7424
2016	9.0478	8.7527
2017	9.0947	8.7631
2018	9.1589	8.7734
2019	9.1246	8.7838

Fuente: Elaboración propia (2021)

Los resultados del análisis de correlación se presentan en el Gráfico 6, en el mismo además se observa un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9792$ y un coeficiente de elasticidad de 0.1466.

Gráfico 6. Correlación LN TPDA vs LN POB



Fuente: Elaboración propia (2021)

La correlación de las variables TPDA vs POB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9639$ y la correlación de las variables Logaritmo Natural TPDA vs Logaritmo Natural POB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9792$. En este caso se utilizó el valor $R^2 = 0.9792$ por ser el valor más alto el cual se asocia con una elasticidad de 0.1466. En la Tabla 14 se presenta un resumen de los resultados de los dos análisis de correlación antes realizados.

Tabla 14. Resultados de correlaciones

Gráfico	Coeficiente R2	Elasticidades	Regresión
TPDA vs POB	0.9639	0.1406	$y = 0.1406x + 5185.8$
			$R^2 = 0.9639$
LN TPDA vs LN POB	0.9792	0.1466	$y = 0.1466x + 7.4343$
			$R^2 = 0.9792$

Fuente: Elaboración propia (2021)

2.3.10 Cálculo de proyección de tráfico

Las tasas de crecimiento para producto interno bruto (PIB) y población (POB) fueron afectados por las elasticidades que se escogieron de las correlaciones realizadas anteriormente, elasticidades que se tomaron en base a los R^2 de mayor confiabilidad.

A continuación, utilizando la Ecuación 3 basado en datos históricos se procedió a calcular la tasa de crecimiento del TPDA, PIB y POB.

$$TC_{TPDA} = \left[\left(\frac{9178}{3629} \right)^{1/13} - 1 \right] * 100 = 7.40\%$$

$$TC_{PIB} = \left[\left(\frac{12521}{6764} \right)^{1/13} - 1 \right] * 100 = 4.85\%$$

$$TC_{POB} = \left[\left(\frac{6528}{5638} \right)^{1/13} - 1 \right] * 100 = 1.13\%$$

2.3.11 Resultados de las tasas de crecimiento vehicular

Producto Interno Bruto: Para conocer el valor de la tasa de crecimiento promedio para PIB se obtiene mediante la Ecuación 4, luego se multiplicó por la elasticidad de LN TPDA vs LN PIB que tiene un R^2 mayor, resultando una tasa de 3.47%.

$TC_{vehículo\ pesado} = TC_{PIB} * elasticidad$	Ecuación (4)
--	----------------

Donde:

$TC_{vehículo\ pesado}$: Tasa de crecimiento afectado con elasticidad.

TC_{PIB} : Tasa de crecimiento del producto interno bruto.

$$TC_{vehículo\ pesado} = 4.85 \% * 0.7155$$

$$TC_{vehículo\ pesado} = 3.47\%$$

Población: Aplicando la Ecuación 5, se multiplicó la tasa de crecimiento de la población por la elasticidad del LN TPDA vs LN POB que tiene un R^2 mayor, resultando un valor de 0.17% para el crecimiento poblacional.

$TC_{vehículo\ liviano} = TC_{POB} * elasticidad$	Ecuación (5)
---	----------------

Donde:

$TC_{vehículo\ liviano}$ = Tasa de crecimiento afectado con elasticidad.

TC_{POB} = Tasa de crecimiento de la población.

$$TC_{vehículo liviano} = 1.13 \% * 0.1466$$

$$TC_{vehículo liviano} = 0.17\%$$

En la Tabla 15, se presenta la tasa de crecimiento proporcionada por el MTI, se observa además que los datos no fueron tomados en años consecutivos lo que proporciona valores con incertidumbre, sin embargo se presenta una tasa estimada de 6.57%.

Tabla 15. TPDA - Tasa de crecimiento

N°	CÓDIGO NIC	EST.	TIPO	NOMBRE DEL TRAMO	Depart.	Año	TPDA
281	NIC – 55	5501	ECD	El Júcaro - Murra - El Rosario	Nueva Segovia	2016	515
						2015	239
						2010	190
						2009	278
						2006	238
						2002	86
						1999	81
						1997	72
EMC: 1802							
Tasa Crecimiento					6.57%	2019	623

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico, Año 2019, pág. 206

Para conocer la tasa de crecimiento para todo el tráfico, se procedió a la comparación de tasas basadas en la Tabla 16, la cual es un análisis de las tasas de crecimiento del TPDA, PIB y POB estos últimos mediante un análisis de regresión para determinar las elasticidades que se aplicaron a las tasas antes mencionadas (Gráfico 4 y Gráfico 6).

Tabla 16. Tasa de crecimiento vehicular

	Tasas de crecimiento	Elasticidad	Crecimiento vehicular
TPDA	-	-	6.57 % (MTI)
PIB	4.85%	0.7155	3.47% (Vehículo pesado)
POB	1.13%	0.1466	0.17% (Vehículo liviano)

Fuente: Elaboración propia (2021)

Los resultados del análisis de regresión con el POB vs TPDA y su elasticidad resultó en una tasa de crecimiento muy pequeña con un valor de 0.17%, que no se ajusta a las características del tráfico nacional, mientras que la tasa de crecimiento basadas en el TPDA de los registros nacionales mostró una tasa de crecimiento extremadamente alta de 6.57% y no corresponde con la realidad económica del país, por lo antes mencionado se adoptó la tasa de crecimiento basada en el PIB de 4.85% como se observa en la Tabla 16 y su elasticidad de 0.7155 como se muestra en la Tabla 11, resultando una tasa de crecimiento de 3.47%.

2.3.12 Tránsito de diseño (TD)

El Tránsito de Diseño se calculó mediante la Ecuación 6.

$T_D = TPDA * F_C * F_D * f_C * 365$	Ecuación (6)
--------------------------------------	----------------

Donde:

T_D : Tránsito de Diseño.

$TPDA$: Tránsito Promedio Diario Anual.

F_C : Factor Crecimiento.

F_D : Factor de Distribución.

f_C : Factor Carril.

De acuerdo a la Tabla 17 según las características geométricas de la vía y al volumen actual del tránsito que circula por ella, para el periodo de diseño de dicho tramo se eligió 15 años considerando que la clasificación de la vía corresponde a una colectora rural.

Tabla 17. Período de diseño según tipo de carretera

Tipo de carretera	Período de diseño
Autopista regional	20 - 40 años
Troncales suburbanas	15 - 30 años
Troncales Rurales	
Colectoras suburbanas	10 - 20 años
Colectoras rurales	

Fuente: SIECA 2004, cap. 7, pág. 3

2.3.13 Factor de crecimiento (FC)

Este factor depende de la tasa anual de crecimiento del tránsito y el grado de importancia de la vía; y se obtiene a partir del periodo del diseño considerado para la estructura de pavimento. Se determina mediante la Ecuación 7.

$FC = \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i} \right]$	Ecuación (7)
---	----------------

Donde:

FC: Factor crecimiento.

i: Tasa de crecimiento vehicular (decimales).

n: Período de diseño.

Aplicando la Ecuación 7, se obtuvo el siguiente resultado:

$$FC = \left[\frac{(1 + 0.0347)^{15} - 1}{0.0347} \right] = 19.2530$$

2.3.14 Factor Distribución Por Dirección (FD)

El factor de distribución por dirección es la relación entre la cantidad de vehículos que viajan en una dirección y la cantidad de vehículos que viajan en la dirección opuesta, por lo general es 0.5 ya que la cantidad de vehículos es la misma en ambos sentidos, aunque hay casos en que puede ser mayor en una dirección que en otra, el factor de distribución por dirección se muestra en la Tabla 18.

Tabla 18. Factor distribución por dirección (FD)

Número de carriles en ambas direcciones	LD 10
2	50
4	45
6 o más	40

Fuente: SIECA 2004, cap. 3, pág. 30

2.3.15 Factor distribución por carril

Este factor se define por el carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ejes equivalentes ESAL's. Para un camino de dos carriles cualquiera de los dos puede ser el carril de diseño ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril, así como se muestra en la Tabla 19 el factor de distribución por carril a usarse es 1.

Tabla 19. Factor de distribución por carril

Número de carriles en una sola dirección	LD ¹¹
1	1
2	0.8 – 1
3	0.6 - 0.8
4	0.5 - 0.75

Fuente: SIECA 2004, Cap. 3, pág. 29

En base a los factores de crecimiento (FC), factor distribución por dirección (FD), factor distribución por carril (FS) y aplicando la Ecuación 6 anteriormente descrita, se realizó el cálculo de los ejes equivalentes (FESAL) para cada eje y tipo de vehículo tal como se muestra en la Tabla 20, encontrándose un tránsito de diseño de 692,193.862 vehículos/día.

Tabla 20. Tránsito de diseño en un período de 15 años

Tipos de vehículos	TPDA 2019	FC	Días - Año	Factor por carril (Fc)	Factor de dirección (Fs)	Tránsito de diseño
Autos	6	19.25	365	0.5	1	21082.047
Jeep	22	19.25	365	0.5	1	77300.837
Camioneta	116	19.25	365	0.5	1	407586.233
MnBus 15-30 pas	2	19.25	365	0.5	1	7027.349
Bus	17	19.25	365	0.5	1	59732.465
C2 Liv	6	19.25	365	0.5	1	21082.047
C2	9	19.25	365	0.5	1	31623.070
C3	11	19.25	365	0.5	1	38650.419
V.C	5	19.25	365	0.5	1	17568.372
OTROS	3	19.25	365	0.5	1	10541.023
TD Total						692,193.862

Fuente: Elaboración propia (2021)



III. ESTUDIO GEOTÉCNICO

3.1. Introducción

El estudio geotécnico de suelos proporciona los parámetros más importantes para el diseño correcto del tramo en estudio, por ello es necesario analizar y conocer las propiedades físicas, mecánicas y su composición estratigráfica la cual es base fundamental para definir la resistencia del terreno sobre el que se va ejecutar la vía y sus respectivos espesores de capa correspondiente.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, a través de los datos facilitados por la Alcaldía de El Jícaro, fueron realizados los estudios por la empresa CONDISA S.A. el cual detallan muestreos en la zona en estudio, así como la localización de los bancos de materiales (banco de préstamos).

3.1.1. Suelos

Se define como una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y alteración física – química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres humanos que sobre ella se asienta. (Villalaz, 2004, pág. 18).

3.1.2. Clasificación de los suelos

El Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO fue propuesto originalmente para el Highway Research Board's Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads (1945). De acuerdo con la forma presente de este sistema, los suelos se pueden clasificar según ocho grupos principales, A-1 a A-8, con base en su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. (Das, Fundamento de ingeniería de cimentaciones, 2012, pág. 18).

3.1.3. Pruebas de laboratorio

A continuación, se presentan los principales conceptos en que se basan las pruebas de laboratorio para estudios de suelos con propósito de diseño vial.

3.1.3.1. Análisis granulométrico

Es una prueba por medio del cual se puede separar las partículas constitutivas del agregado según tamaños, de tal manera que se puedan conocer las cantidades en peso de cada tamaño que aporta el peso total (Das, 2006, cap. 1, pág. 2).

3.1.3.2. Límite líquido (LL)

Es el mayor contenido de humedad que puede tener un suelo sin pasar del estado plástico al líquido. El Límite líquido, de un suelo plástico, indica el contenido de agua para el suelo tiene una cierta consistencia, con una resistencia al corte de 2.5 g/cm² (Das, 2006, cap. 2, pág. 27).

3.1.3.3. Límite plástico (LP)

El límite plástico se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en hilos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo (Das, 2006, cap 2, pág. 29).

3.1.3.4. Índice de plasticidad (IP)

Es la diferencia entre el límite líquido y límite plástico del suelo (Das, 2006, cap. 2 pág. 29).

3.1.3.5. Proctor Estándar

Consiste en compactar el suelo en cuestión de tres capas dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada. Las normas que rigen el ensayo de Proctor Estándar son las ASTM D 698-91 y en la T-99 de la AASHTO (Das, 2006, cap. 3, pág. 52).

3.1.3.6. CBR (California Bearing Ratio)

El valor relativo de soporte se obtiene de una prueba de penetración en la cual un vástago de 19.4 cm² (3 in) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 $\frac{cm}{min}$ (0.05 $\frac{in}{min}$); se mide la carga aplicada para penetraciones que

varíen en 0.25 cm (1 in). El CBR se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 in) y la presión para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la cual se tienen las presiones en el vástago. (Eulalio Juárez Badillo, 1973, pág. 405)

Para el cálculo del CBR se realiza mediante la Ecuación 8.

$CBR = \left(\frac{\text{Carga Unitaria del Ensayo}}{\text{Carga Unitaria del Patrón}} \right) * 100(\%)$	Ecuación (8)
--	----------------

A continuación, en la Tabla 21 se describen las respectivas penetraciones indicadas.

Tabla 21. Relación entre presión y penetración en un material arbitrario

Penetración		Presión en el vástago	
cm	in	kg/cm ²	lb/in ²
0.25	0.1	70	1
0.5	0.2	105	1.5
0.75	0.3	133	1.9
1	0.4	161	2.3
1.25	0.5	182	2.6

Fuente: Mecánica de suelos, Tomo II, capítulo X, pág. 405

3.2. Metodología

En este capítulo se detallarán los procedimientos realizados para la ejecución de este estudio, así como los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio practicados sobre las muestras de suelo recopiladas, aplicando las normativas correspondientes a cada ensayo; de esta manera se establecerán los parámetros necesarios para el diseño correcto de la estructura de pavimento.

3.2.1. Sondeos manuales sobre la vía

Para llevarse a cabo el estudio de suelos, se efectuaron cuarenta y un (41) excavaciones manuales con profundidades máximas de 1.50 metros a cada 100

metros una de la otra, ubicadas alternadamente a lo largo de la sección de la carretera.

El muestreo de los sondeos de línea se hizo con barras posteadoras (palines dobles) y palas, clasificándose el material en el sitio visualmente y al tacto, obteniéndose de esta manera un total de cien (100) muestras típicas.

Las muestras fueron trasladadas al laboratorio con el objetivo de su clasificación definitiva, basados en la clasificación AASHTO según la Tabla 22, en grupos afines de suelos con los que se realizaron igual número de ensayos de penetración (CBR), necesarios para el diseño.

Tabla 22. Ensayos realizados a muestras recopiladas

No.	Ensayos	Normas
1	Granulometría	ASTM D-422 ó AASHTO T-88
2	Límite Líquido	ASTM D-423 ó AASHTO T-89
3	Límite Plástico e Índice de Plasticidad	ASTM D-424 ó AASHTO T-90
4	Clasificación HRB	ASTM D-3282 ó AASHTO T-145
5	Proctor Estándar	ASTM D-698 ó AASHTO T-99
6	CBR	ASTM D-1883 ó AASHTO T-193
7	Humedad Natural	ASTM D-2216

Fuente: Realizado por CONDISA S.A con metodología AASHTO y ASTM

3.2.2. Sondeos manuales sobre los bancos de materiales

En el banco de materiales Valle Casas Viejas y Pinta Mico se realizaron excavaciones a cielo abierto de donde se tomaron muestras que fueron analizadas en el laboratorio cuyos resultados permitieron determinar en qué pueden ser utilizados los materiales de los bancos, sean estos para la formación de terraplenes, capas subrasante y demás elementos necesarios en la construcción de la vía, la cual debe soportar diferentes cargas de diseño.

3.3. Resultados

3.3.1. Sondeos manuales sobre la línea

Durante el análisis de los sondeos en el transcurso de la vía se encontraron varios tipos de suelos en diferentes distancias y profundidades de hasta 150 cm (Ver Anexo, Tabla 64 – 73, pág. II-XI), obteniéndose de esta manera clasificaciones de suelos que se muestran en la Tabla 23, donde se puede observar que desde la estación 0+000 hasta 1+000 el tipo de suelo predominante es arena gravo-limosa de media plasticidad y arena gravo arcillosa de media plasticidad, color amarillo claro, café claro, café oscuro y gris que tienen clasificación A-2-4 (0) y A-2-6 (0) respectivamente, también presentan un límite líquido (LL) que varía entre 28% y 35% e índice plástico entre 8% y 12%, sus partículas pasan desde 43% a 85% por el tamiz N°4 y desde 11% a 41% por el tamiz N°200.

Posteriormente se observó que desde la estación 1+000 hasta la estación 2+000 existe un tipo de suelo arena gravo-limosa de baja plasticidad, arena gravo-arcillosa de media-alta plasticidad y suelo limoso de media plasticidad, con colores amarillo claro, rojizo y café respectivamente con clasificación A-1-b (0), A-2-6 (0) y A-4 (1), presentan un límite líquido (LL) que está entre 24% y 33% y un índice plástico de 5% a 9%, sus partículas pasan desde 43% a 72% por el tamiz N°4 y desde 11% a 41% por el tamiz N°200.

Seguidamente están las estaciones de 2+000 a 3+000, aquí se encontraron suelos del tipo arena gravo-limosa de baja plasticidad, arena gravo-arcillosa de media plasticidad y arena gravo-limosa de media plasticidad, con colores amarillo claro, café claro, café oscuro, rojizo y gris con una clasificación A-1-b (0), A-2-6 (0) y A-2-4 (0), estos presentan un límite líquido (LL) que va desde 24% a 33% y un índice plástico (IP) de 5% a 11%, sus partículas pasan desde 43% a 76% por el tamiz N°4 y desde 11% a 41% por el tamiz N°200.

Finalmente los sondeos realizados en las estaciones desde 3+000 a 4+000, el tipo de suelo predominante es grava areno-limosa de baja-media plasticidad, grava areno-limosa de media plasticidad, arena gravo-arcillosa de alta plasticidad y suelo limoso de media-alta plasticidad, con colores gris, amarillo claro, rojo, rojizo

y café claro, con clasificación tipo A-1-a (0), A-2-4 (0), A-2-6 (0) y A-4 (1), estos suelos tiene un límite líquido (LL) que va desde 28% a 37% y un índice plástico (IP) de 6% a 15%, sus partículas pasan desde 47% a 74% por el tamiz N°4 y 13% a 41% por el tamiz N°200.

Con la clasificación de suelos descrita en la matriz de ensayo se formaron grupos con clasificaciones afines para realizarles muestras compactadas al 95% Proctor Estándar y ensayos de penetración CBR. En el caso de los ensayos CBR (AASHTO T – 193) se realizó con una frecuencia de 500 m. El criterio de la agrupación de los suelos para los ensayos de CBR, fue el de formar grupos con suelos similares que tengan igual clasificación HRB.

Tabla 23. Resultados obtenidos del CBR

N° Muestra	Estación	Profundidad cm	LL	IP	Clasificación H.R. B	CBR 95%	MR CORRELACIÓN (PSI)
1	0+000	0-15	28	8	A-2-4 (0)	5	7 500
2		15-75	35	11	A-2-6 (0)	15	11 956
3		75-150	34	9	A-2-4 (0)	5	7 500
1	0+500	0-70	28	8	A-2-4 (0)	5	7 500
2		70-150	35	12	A-2-6 (0)	15	11 956
1	1+000	0-30	24	5	A-1-b (0)	13	11 337
2		30-150	36	11	A-2-6 (0)	15	11 956
1	1+500	0-30	24	5	A-1-b (0)	13	11 337
2		30-150	33	9	A-4 (1)	7	10 500
1	2+000	0-20	24	5	A-1-b (0)	13	11 337
2		20-60	35	12	A-2-6 (0)	15	11 956
3		60-150	32	8	A-2-4 (0)	5	7 500
1	2+500	0-70	34	9	A-2-4 (0)	5	7 500
2		70-150	31	8	A-2-4 (0)	5	7 500
1	3+000	0-50	28	6	A-1-a (0)	14	11 658
2		50-150	31	7	A-2-4 (0)	5	7 500
1	3+500	0-30	31	7	A-2-4 (0)	5	7 500
2		30-70	40	15	A-2-6 (0)	15	11 956
3		70-150	37	10	A-4 (1)	7	10 500
1	4+000	0-40	31	7	A-2-4 (0)	5	7 500
2		40-150	37	10	A-4 (1)	7	10 500

Fuente: Elaboración propia (2021), basado en datos de laboratorio CONDISA S.A.

3.3.2. Perfil estratigráfico

La secuencia estratigráfica que se logró identificar en el tramo en estudio corresponde a un suelo residual limo-arenoso y a la roca en sitio Esquitos en algunos puntos se cartografiaron datos estructurales en la roca que obedecen la orientación de la tectónica de la zona NE - SW, esta roca se caracteriza por un metamorfismo de contacto, es una roca muy estable y la zona que presenta afectación de inestabilidad de ladera es producto del alto grado de despale (Ver Anexo, Gráfico 11 – 18, pág. XII- XIV).

3.3.3. Sondeos de los bancos de materiales

Se encontraron dos bancos de materiales, con propiedades óptimas que son de gran utilidad como material de banco de préstamo, que para su explotación se requerirá energía mecánica. A continuación, se presenta en la Tabla 24 un resumen de los bancos de materiales para usar en el proyecto.

Tabla 24. Banco de materiales propuesto para usar en el desarrollo del proyecto

Banco de materiales propuesto para usar en el desarrollo del proyecto				
Nombre	Ubicación	Coordenadas		Volumen
Casas Viejas	Est. 0+340	X = 597573.69	Y = 1520669.48	29,373 m ³
		X = 597599.19	Y = 1520684.16	
		X= 597604.65	Y = 1520706.78	
Pinta Mico	Est. 2+140	X = 599032.70	Y = 1521255.30	118,139 m ³
		X = 599042.67	Y = 1521238.41	
		X= 599003.22	Y = 1521246.98	

Fuente: Elaboración propia (2021), basado en datos de laboratorio CONDISA S.A.

Una vez identificados los posibles bancos se procedió a la toma de muestras, éstas fueron resguardadas y llevadas al laboratorio de CONDISA en donde se analizaron de acuerdo con los métodos que se especifican en la Tabla 25.

Tabla 25. Pruebas de laboratorio

No.	Ensayo	Norma
1	Granulometría	ASTM D-422 ó AASHTO T-88
2	Límite líquido	ASTM D-423 ó AASHTO T-89
3	Límite plástico e Índice de Plasticidad	ASTM D-424 ó AASHTO T-90
4	Clasificación HRB	ASTM D-3282 ó AASHTO M-145
5	Próctor estándar	ASTM D-698 ó AASHTO T-99
6	Próctor modificado	ASTM D-1557 ó AASHTO T-180
7	Pesos volumétricos y varillado	ASTM C-29 ó AASHTO T-19
8	CBR	ASTM D-1883 ó AASHTO T-193
9	Humedad natural	ASTM D-2216
10	Desgaste de los Ángeles	ASTM C-131 ó AASHTO T-96
11	Intemperismo acelerado	ASTM C-88 ó AASHTO T-104

Fuente: Realizado por CONDISA S.A con metodología AASHTO y ASTM

3.3.4. Resultados en los bancos de préstamo

A continuación, se describen las propiedades físico – mecánicas de los bancos de materiales.

3.3.4.1. Valle Casas Viejas

El banco de materiales Valle Casas Viejas se encuentra ubicado en la estación 0+340 del lado izquierdo de la carretera en estudio. Este ha presentado cortes por lo que se deduce que ya ha sido explotado anteriormente. El material existente puede ser utilizado por ser del tipo préstamo. El Banco tiene un volumen aproximado de **29,373 m³** y no presenta capa de descapote. Se realizaron tres sondeos manuales representativos de 1.50 x 1.50 x 3.00 m, de los cuales se obtuvieron materiales como grava areno-limosa de baja a media plasticidad del tipo A-2-4 (0) según clasificación AASHTO – 93.

Se encontraron rangos de 28 % a 35 % en el Límite Líquido (AASHTO T-89) y de 7 % a 9 % en el Índice Plástico (AASHTO T – 90). Granulométricamente, sus

partículas pasan de 91 % a 100 % en el tamiz de 2", de 41 % a 53 % en el tamiz No. 4 y de 8% a 25 % en el tamiz No. 200.

Los pesos volumétricos secos suelto y varillado son de 1,440 kg/m³ y 1,727 kg/m³ respectivamente. El peso volumétrico seco máximo es de 2,089 kg/m³ (estándar) y 2,093 kg/m³ (modificado). El factor de abundamiento es de 1.45 y por último los resultados del ensayo CBR realizado corresponde a 5 %, 15 % y 29 % (90 %, 95 % y 100 % respecto al Proctor Modificado). El ensaye de Intemperismo acelerado con sulfato de sodio se obtiene un valor de 9% y el ensaye de desgaste los ángeles tiene un valor de 16%.

3.3.4.2. Pinta Mico

El banco de material Pinta Mico se encuentra ubicado en la estación 2+140 del lado derecho de la carretera en estudio (adjunto al camino). Este ha presentado cortes por lo que se deduce que ya ha sido explotado anteriormente. El material existente puede ser utilizado por ser del tipo préstamo. El Banco tiene un volumen aproximado de **118,139 m³** y no presenta capa de descapote. Se realizaron tres sondeos manuales representativos de 1.50 x 1.50 x 3.00 m, de los cuales se obtuvieron materiales como suelo limoso de baja-media plasticidad del tipo A-4.

En cuanto a los Límites de Atterberg, tenemos rangos de 26 % a 30 % en el Límite Líquido (AASHTO T-89) y de 4 % a 9 % en el Índice Plástico (AASHTO T-90). Granulométricamente, sus partículas pasan el 100 % en el tamiz de 2", de 70 % a 95 % en el tamiz No. 4 y de 49% a 59 % en el tamiz No. 200.

Los pesos volumétricos secos suelto y varillado son de 1,477 y 1,785 kg/m³, respectivamente. El peso volumétrico seco máximo es de 2,085 kg/m³ (estándar) y 2,158 kg/m³ (modificado). El factor de abundamiento es de 1.46 y por último los resultados del ensayo CBR realizado corresponde a 10 %, 16 % y 20 % (90 %, 95 % y 100 % respecto al Proctor Modificado). El ensaye de Intemperismo acelerado con sulfato de sodio se obtiene un valor de 7.8% y el ensaye de desgaste los ángeles tiene un valor de 16%.

En las Tabla 26 y Tabla 27 se muestra un resumen de la granulometría, clasificación y propiedades físico – mecánicas de los suelos presentes en los dos bancos de préstamo.

Tabla 26. Granulometría y clasificación del banco de materiales

Granulometría y clasificación de los bancos de materiales					
Banco	% que pasa por tamiz			L.L (%)	I.P (%)
	2"	4"	#200		
Casas Viejas	91% a 100%	41% a 53%	8% a 25%	28% a 35%	7% a 9%
Pinta Mico	100%	70% a 95%	49% a 59%	26% a 30%	4% a 9%

Fuente: Elaboración propia (2021), basado en datos de laboratorio CONDISA S.A.

Tabla 27. Propiedades físico – mecánicas del banco de materiales

Propiedades físico - mecánicas del banco de materiales							
Banco	P.V.S.S (Kg/m3)	P.V.S.V. (Kg/m3)	P.V.Máx (Kg/m3)	Factor de abundamiento	CBR		
					90%	95%	100%
Casas Viejas	1 440	1 727	2 089	1.45	5	15	29
Pinta Mico	1 477	1 785	2 085	1.46	10	16	20

Fuente: Elaboración propia (2021), basado en datos de laboratorio CONDISA S.A.

3.3.5. Consideraciones para la elección del banco a utilizar

Para que el material del banco de préstamo pueda ser utilizado debe cumplir con ciertas normas estipuladas en las especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes (NIC – 2000).

3.3.5.1. Consideraciones para la capa base

La capa base se encuentra colocada por debajo de la carpeta de rodamiento, por lo que su ubicación muy cercana a la aplicación de las cargas requiere materiales de gran calidad y resistencia. Por lo tanto, deben de cumplir las especificaciones generales de la NIC – 2000 que se muestran en la Tabla 28.

Tabla 28. Especificaciones de materiales empleados en capa base

Ensayo	Requerimientos	Norma de Prueba
Límite líquido	25% Máx.	AASHTO T-89
Índice plástico	6% Máx.	AASHTO T-90
CBR	80% Mín.	AASHTO T-193
Desgaste de los Ángeles	50% Máx.	AASHTO T-96
Intemperismo Acelerado	12% Máx.	AASHTO T-104
Compactación	95% Próctor Modificado	AASHTO-191

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes (NIC – 2000), pág. 531

3.3.5.2. Consideraciones para la capa subbase

Esta se define como aquella capa que se coloca por debajo de la capa base y está alejada de las cargas que resiste directamente la capa de rodamiento, no se requieren materiales de gran resistencia como los de la capa base, por lo que su módulo de elasticidad es menor.

La utilización del material para la subbase será determinada al tener un valor de soporte CBR adecuado siendo este mayor que el del material utilizado para sub – rasante, los cuales tendrán espesores determinados según las condiciones cumpliendo con los requisitos estipulados en las especificaciones generales de la NIC – 2000 como se muestra en Tabla 29.

Tabla 29. Especificaciones de materiales empleados en capa subbase

Ensayo	Requerimientos	Norma de Prueba
Límite líquido	25% Máx.	AASHTO T-89
Índice Plástico	6% Máx.	AASHTO T-90
CBR	40% Mín.	AASHTO T-193
Desgaste de los Ángeles	50% Máx.	AASHTO T-96
Intemperismo Acelerado	12% Máx.	AASHTO T-104
Compactación	95% min del peso volumétrico seco máx.	AASHTO-191 Y/O T-238 (In Situ)

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes (NIC – 2000), pág. 530

3.3.6. Análisis de explotación de los bancos

La norma NIC – 2000 establece los requerimientos los cuales se presentan en la Tabla 30 y Tabla 31, se observa en la misma que los parámetros como CBR, Límite líquido e Índice plástico no cumplieron con los requerimientos establecidos en la norma, por lo anterior se propone un mejoramiento de suelo cemento utilizando el banco de materiales Valle Casas Viejas, aunque ambos bancos estudiados anteriormente presentan características similares se optó por este banco ya que se encuentra cerca de la construcción.

Tabla 30. Requerimientos mínimos del banco para la capa base y subbase

BANCO DE PRÉSTAMO VALLE CASAS VIEJAS			
Prueba	Requerimientos	Valoración/Base	Valoración/Subbase
Limite Liquido	25% máx.	No Cumple	No Cumple
Desgaste Los Angeles	Máx. 50%	Cumple	Cumple
Intemperismo Acelerado	Máx. 12%	Cumple	Cumple
Índice de plasticidad	Máx. 0% (NP) base	No cumple	No Cumple
	Máx. 6% subbase		
CBR al 95%	Min. 80% para base	No cumple	No cumple
	Min. 40% para subbase		

Especificaciones para la construcción de caminos, calles y puentes NIC-2000, pág. 530

Tabla 31. Requerimientos mínimos del banco para la capa base y subbase

BANCO DE PRÉSTAMO PINTA MICO			
Prueba	Requerimientos	Valoración/Base	Valoración/Subbase
Limite Liquido	25% máx.	No Cumple	No Cumple
Desgaste Los Angeles	Máx. 50%	Cumple	Cumple
Intemperismo Acelerado	Máx. 12%	Cumple	Cumple
Índice de plasticidad	Máx. 0% (NP) base	No Cumple	No Cumple
	Máx. 6% subbase		
CBR al 95%	Min. 80% para base	No cumple	No cumple
	Min. 40% para subbase		

Especificaciones para la construcción de caminos, calles y puentes NIC-2000, pág. 530

3.3.7. Dosificación de mezcla

Se realizaron los ensayos de resistencia a la compresión de cilindros moldeados de suelo-cemento, de acuerdo a la Norma ASTM D-1633 – Método “A”, en suelos del banco de préstamo Valle Casas Viejas clasificados como A-2-4 según AASHTO, los cuales según (Toirac Corral, 2008, págs. 528-534) se consideran como ideales para producir suelo cemento con porcentajes menores al 6%.

En el proceso fueron fabricados seis (6) especímenes como se muestra en la Tabla 32, con sus respectivas proporciones de 4%, 6% y 8% de cemento según criterios del cemento y del concreto de acuerdo con el autor De la Fuente Lavalle (2013, pág. 19); a los cuales se les midió la resistencia a la compresión simple de un suelo granular tratado con cemento Holcim; a los 7 y 14 días después de preparado.

Basado en las pruebas previamente realizados al banco de préstamo Valle Casas Viejas (suelo A-2-4), el cual se consideró óptimo para fabricar suelos cementos de buenas características con porcentajes menores al 6% (en peso), de esta manera se seleccionó el espécimen No. 1 con 4% del cemento obteniendo una resistencia de 23.1 kg/cm² a los 7 días de edad como se muestra en la Tabla 32.

Tabla 32. Dosificaciones de la mezcla suelo cemento

No. espécimen	1	2	3	4	5	6
% de cemento	4	6	8	4	6	8
Edad (Días)	7	7	7	14	14	14
Dosificación (Sacos/Cemento)	1.5	2.3	3.1	1.5	2.3	3.1
Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	23.1	30.9	38.7	27.7	33.1	40.8
Resistencia a la compresión (PSI)	328.5	439.6	550.7	394.5	471	579.7

Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.



IV. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

4.1. Introducción

Un estudio topográfico es el conjunto de diferentes operaciones que se realizan con instrumentos especializados para la determinación de la respectiva posición de los puntos ubicados sobre la superficie de la tierra lo cual consiste en medir distancias, ángulos horizontales y verticales entre diversos objetos validados de antemano con medidas propias.

4.1.1. Clasificación de topografía

La topografía se clasifica en dos puntos importantes, los cuales son:

4.1.1.1. Planimetría

Representación horizontal de los datos de un terreno que tiene por objetivo determinar las dimensiones de este. Se estudian los procedimientos para fijar las posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones (Peña, 2005, pág. 73).

4.1.1.2. Altimetría

Tiene como objetivo principal determinar la diferencia de alturas entre puntos situados en el terreno, generalmente corresponde al nivel medio del mar (Peña, 2005, pág. 78) .

4.1.2. Rumbo

Es el ángulo tomado a partir de la línea de referencia, se mide a partir del extremo norte o extremo sur, hacia el este o hacia el oeste y varía entre 0 y 90 grados. La notación del rumbo debe ser primero la dirección norte o sur, seguida del valor en grados y luego la dirección este u oeste (Cleves, 2007, pág. 62).

4.1.3. Azimut

Angulo horario que hace una línea con el extremo norte de la línea de referencia; varía entre 0 y 360 grados. Si el ángulo es medido a partir del norte magnético se dice que el acimut es magnético, es verdadero cuando se mide con respecto a

norte verdadero y es asumido si se mide a partir de una línea cualquiera (Cleves, 2007, pág. 62).

4.1.4. Equipo Topográfico

Actualmente el equipo topográfico más utilizado es la estación total que es un instrumento electro – óptico utilizado en la topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica (Valencia, 2011, pág. 4).

4.2. Metodología

4.2.1. Trabajo de campo

Para obtener los datos de campo se realizó el reconocimiento del terreno con observaciones satelitales sobre 6 monumentos de concreto previamente establecidos, en simultaneo con la estación de referencia mediante receptores geodésicos Leica modelos GX1220 de doble frecuencia. Sobre cada par de mojones identificados se establecieron sendas líneas base GPS referidas a una estación geodésica nacional para determinar las coordenadas geográficas de los puntos así establecidos en el sistema geodésico mundial (WGS84).

Para la realización de todo el trabajo topográfico se necesitó un topógrafo, un nivelador, dos portas prisma y dos ayudantes. Los equipos de medición que fueron utilizados se presentan a continuación:

- 1 estación total Leica FlexLine TS07
- 6 receptores geodésicos Leica modelos GX1220
- 1 trípode de aluminio
- 2 bastones de aluminio
- 2 prismas con su porta prisma y placa de puntería
- 2 plomadas de 16 onzas de bronce
- 4 chalecos reflectores
- Herramientas de uso menor

4.2.2. Control Horizontal

La forma habitual de determinar las coordenadas de un punto es enlazar por medios topográficos con una red geodésica. Todos los puntos de este estudio se han calculado por triangulación y observaciones topográficas en relación al Datum.

Se utilizó la estación 2957 (OC91) localizada sobre la ruta Ocotil – Teotecacinte, aproximadamente a 48.6 km del puente de Ocotil, a la derecha de la vía. Pertenece a la red altimétrica nacional (RAN) establecida en el 2000.

La estación GPS – 2, establecida en este trabajo también fue utilizada como referencia para establecer el segundo par de estaciones (GPS – 3 Y GPS – 4), mediante una ocupación estática durante 1 hora y 25 minutos. La distancia promedio a las estaciones establecidas es 4.17 km.

Para realizar las observaciones en los seis sitios seleccionados se colocaron prismas de concreto identificados mediante inscripción sobre disco de aluminio incrustado en la cara superior de cada uno. La nomenclatura utilizada para la identificación corresponde a la serie GPS – X, donde X varía desde 1 para la primera estación, localizada antes de cruzar el puente sobre el río Júcaro hacia Jalapa y Murra, hasta 6 para la última localizada en la localidad Pie de la Cuesta.

4.2.3. Control planimétrico

A partir de las coordenadas topográficas de los GPS 1, GPS 2, GPS 3, GPS 4, GPS 5 y GPS 6 se ha materializado sobre el terreno una poligonal base (Red de mojones de concreto), estos monumentos de georreferenciación fueron identificados lo largo de la vía, ubicados en sitios estratégicos para el desplazamiento de la estación total con el fin de asegurar la inter - visibilidad entre cada mojón. En total se colocaron 32 monumentos de BM, más tres pares de puntos GPS.

Estos BM fueron utilizados para el apoyo de todos los levantamientos en el proyecto. Para este tramo de carretera se estableció una poligonal de 4 km. La poligonal arranca en el GPS 1 establecido al inicio del proyecto y cierra en el GPS

6 establecido a los 4 km del fin del proyecto, así mismo los mojones se colocaron manteniendo los siguientes criterios:

- La distancia de separación no debe ser mayor a 500 metros.
- Existencia de inter visibilidad entre los monumentos.
- De ser posible estar colocados fuera de la futura área de construcción.

4.2.4. Control altimétrico

Para la realización del control altimétrico de la carretera se utilizaron los mismos monumentos que se colocaron para el control horizontal los cuales fueron nivelados en base al procedimiento de nivelación diferencial con el uso de un nivel electrónico de precisión, marca LEICA. Control que consistió en la documentación y referenciación de 32 mojones correspondientes a la poligonal base. El proceso del control altimétrico llevado a cabo fue efectuado tomando en cuenta los procesos que se describen a continuación.

4.2.4.1. Nivelación de los puntos de la línea base

Primeramente, se hizo una nivelación diferencial constituido en circuitos de ida y regreso, tomando en cuenta el principio de la nivelación de BM. Para realizar la nivelación diferencial se tuvo como punto de partida las elevaciones establecidas en las estaciones 2957-II-1 (OC91) y GPS-2 cuyas coordenadas y elevaciones iniciales fueron asignadas con GPS de alta precisión, a partir de los cuales se realizó la distribución de elevaciones a todos los puntos enmarcados en la línea base del proyecto.

4.2.4.2. Poligonal abierta de apoyo topográfica

Los trabajos correspondientes al levantamiento topográfico del tramo en estudio se realizaron de manera secuencial aplicando el método de la poligonal de apoyo cerrada, el cual consistió en enmarcar el perímetro de la carretera en puntos estratégicos para poder determinar la forma del terreno.

Con este método los alineamientos del levantamiento se formaron figuras triangulares, posteriormente se midieron los ángulos y los lados se calcularon trigonométricamente a partir de un lado conocido llamado base.

Debido a que el levantamiento se realizó con coordenadas topográficas y en un área pequeña, para compensar las poligonales no se utilizó factor de escala. Este factor se utiliza solo en levantamientos con GPS porque sus distancias son mayores y se deben de tomar la curvatura de la tierra.

4.2.4.3. Levantamiento del eje central existente

Instaurada la red de apoyo altimétrica, se procedió a levantar el eje central del camino y secciones transversales, en estacados próximos a los 20 m, según normas establecidas por el MTI y en coordenadas UTM X, Y, Z, con el propósito de conocer la geometría de la vía, en planta y perfil.

4.2.4.4. Levantamiento del perfil longitudinal y secciones transversales

La mayor parte de los levantamientos tienen por objetivo el cálculo de superficie y volúmenes de cortes y rellenos, y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos.

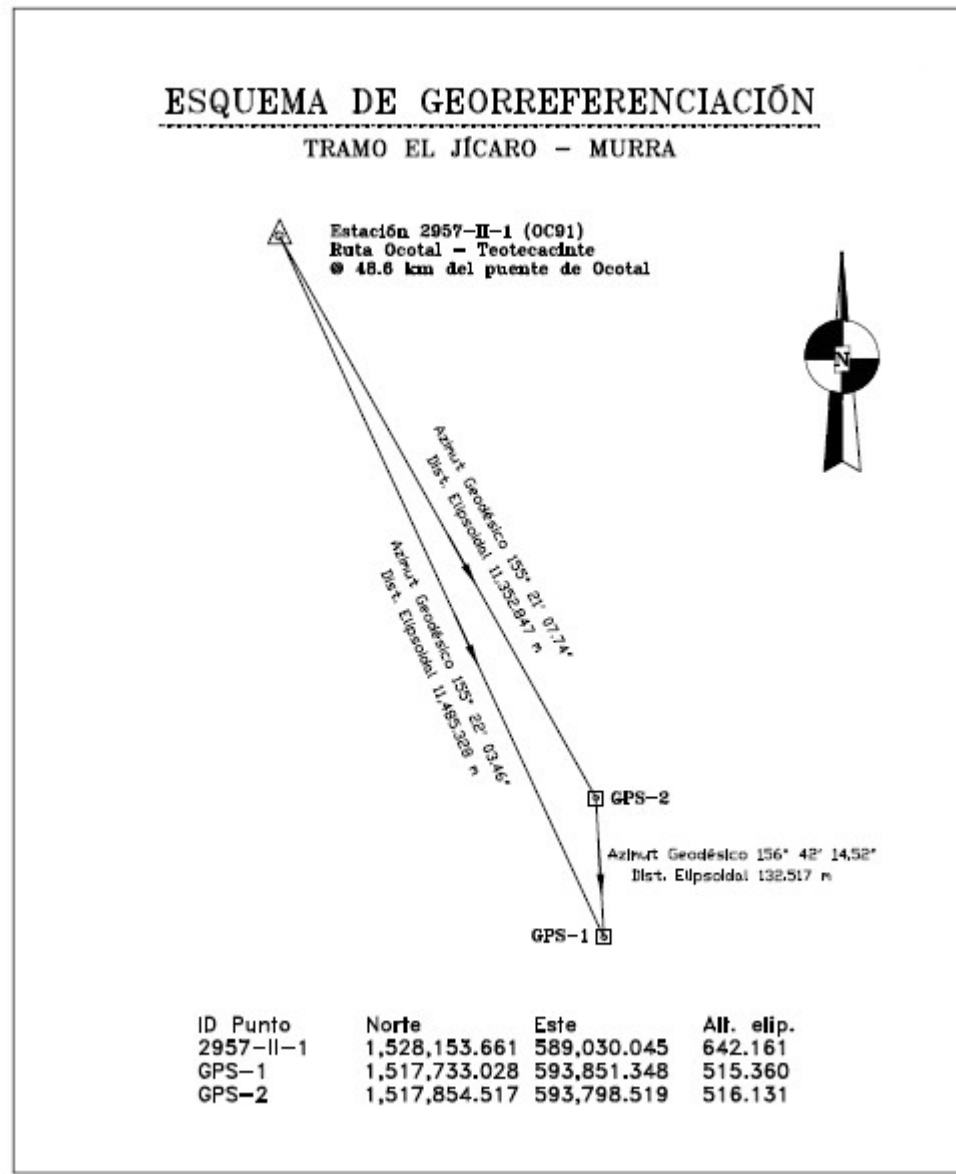
El levantamiento de las secciones transversales de la vía se realizó en intervalos de 20 m; estas fueron tomadas en sentido perpendicular al eje. El punto de partida para obtener cada sección fue el eje del alineamiento, cuya elevación se determinó con la nivelación del perfil longitudinal, así, se tomaron lecturas de acuerdo a la pendiente midiendo las distancias.

4.3. Resultados

4.3.1. Trabajo de gabinete

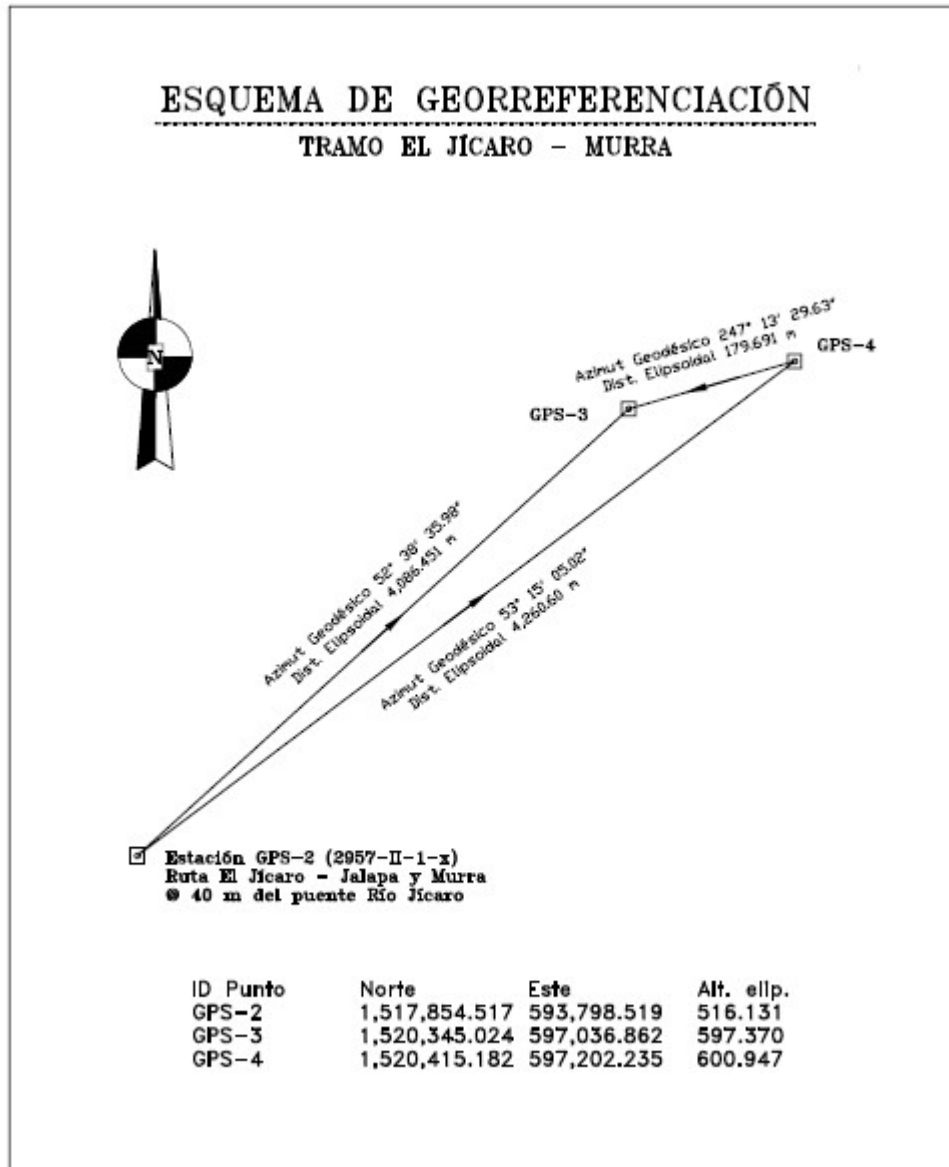
Los datos obtenidos con los receptores GPS fueron post procesados y ajustados con la aplicación Leica Geo Office. En la Ilustración 1, Ilustración 2 e Ilustración 3 se detalla el esquema de georreferenciación con la poligonal de apoyo de las estaciones y GPS utilizados en el estudio de la carretera.

Ilustración 1. Georreferenciación 2957- II- 1 - GPS1-GPS2



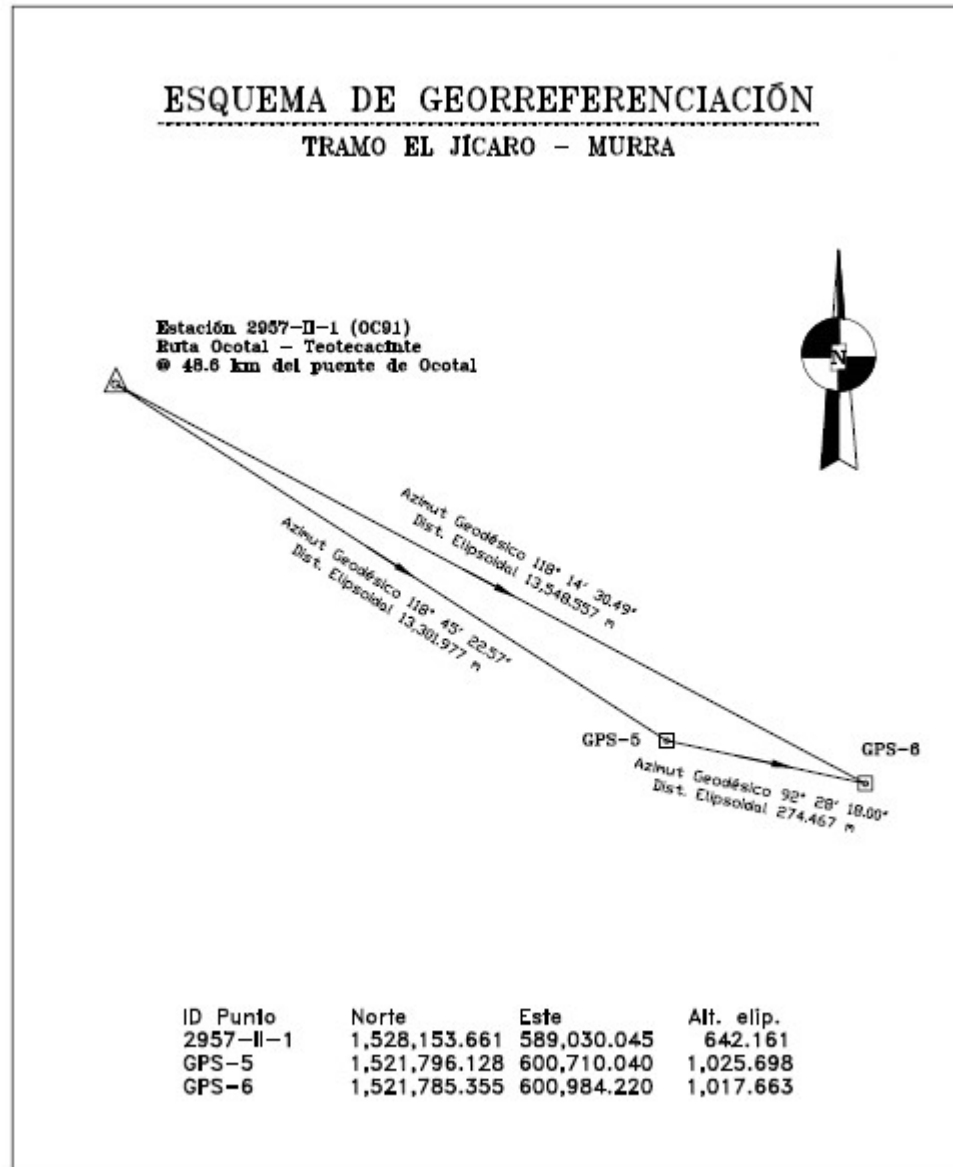
Fuente: Leica Geo Office FlexLine TS07

Ilustración 2. Georreferenciación GPS2-GPS3-GPS4



Fuente: Leica Geo Office FlexLine TS07

Ilustración 3. Georreferenciación 2957-II-1 (OC91)-GPS5-GPS6



Fuente: Leica Geo Office FlexLine TS07

4.3.2. Puntos de Georreferenciación

Considerando que la cartografía nacional impresa todavía está referida al Datum Norteamérica de 1927 (NAD27, por sus siglas en inglés), se suministran las coordenadas planas (Norte y Este) equivalentes para dicho Datum. Las coordenadas geodésicas están referidas a un sistema geodésico elipsoide y Datum.

A continuación, en la Tabla 33 se muestran las coordenadas resultantes para las cinco estaciones nuevas, tanto geográficas (latitud, longitud, altura elipsoidal) como la correspondiente proyección plana (Norte, Este, altura ortométrica).

Tabla 33. Puntos georreferenciados del Sub – Tramo Valle Casas Viejas – Pie de la cuesta

Estación	SISTEMA GEODÉSICO MUNDIAL (WGS84)							NAD27		Clase de Coord.
	Geográficas				Cuadrícula (UTM)			Cuadrícula (UTM)		
ID	Nombre	Latitud	Longitud	Alt. Elip. (m)	Norte	Este	Alt. Orto. (m)	Norte	Este	
2957-II-1 (OC91)		13 49 17.905 N	86 10 34.442 W	642.161	1,528,153.66	589,030.05	636.143	1,527,951.18	589,023.24	CTRL
	GPS-1	13 43 38.180 N	86 07 55.111 W	515.36	1,517,733.03	593,851.35	509.078	1,517,530.58	593,844.53	ADJ
	GPS-2 (JIC)	13 43 42.141 N	86 07 56.856 W	516.131	1,517,854.52	593,798.52	509.852	1,517,652.06	593,791.70	ADJ
	GPS-3	13 45 02.816 N	86 06 08.732 W	597.37	1,520,345.02	597,036.86	591.129	1,520,142.56	597,030.03	ADJ
	GPS-4	13 45 05.080 N	86 06 03.217 W	600.947	1,520,415.18	597,202.24	594.706	1,520,212.72	597,195.41	ADJ
	GPS-5	13 45 49.592 N	86 04 06.241 W	1,025.70	1,521,796.13	600,710.04	1,019.48	1,521,593.66	600,703.20	ADJ
	GPS-6	13 45 49.207 N	86 03 57.113 W	1,017.66	1,521,785.36	600,984.22	1,011.45	1,521,582.89	600,977.38	ADJ

Fuente: Elaboración propia (2021)

Dónde:

- CTRL, Estación de Referencia, cuyas coordenadas han sido fijadas en posición y altura por la autoridad nacional correspondiente. En este trabajo se han utilizado las coordenadas publicadas por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).
- ADJ, Estaciones establecidas, resultado de las correcciones diferenciales realizadas con el módulo de post – proceso y ajustadas en la red particular de trabajo con el correspondiente módulo, ambos de la aplicación Leica Geo Office desarrollada por Leica Geosystems.

4.3.3. Puntos topográficos

A partir de los puntos concluyentes especificados en la Tabla 34 y mediante el uso del software AutoCAD Civil 3D, se realizaron los planos del sitio en estudio (planta, perfiles longitudinales y secciones transversales).

A continuación, en la Tabla 34 se detalla las coordenadas de los BM utilizados en el tramo.

Finalmente se propuso la rasante y sección típica para el mejoramiento del tramo en estudio como se observa en los planos del levantamiento topográfico adjuntos en los anexos.

Tabla 34. Puntos concluyentes del Sub – Tramo Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta

Descripción	N°	X	Y	Z	Latitud	Longitud	Elevación
GPS	1	593851.349	1517733.028	509.078	13.727	-86.132	509.078
GPS	2	593798.519	1517854.517	509.911	13.728	-86.132	509.911
GPS	3	597036.861	1520345.024	591.187	13.751	-86.102	591.187
GPS	4	597202.235	1520415.182	594.741	13.751	-86.101	594.741
BM	1	597301.738	1520568.503	599.639	13.753	-86.100	599.639
BM	2	597390.616	1520638.739	605.403	13.753	-86.099	605.403
BM	3	597480.541	1520666.929	613.168	13.754	-86.098	613.168
BM	4	597579.821	1520642.568	618.974	13.753	-86.097	618.974
BM	5	597616.402	1520662.486	617.476	13.754	-86.097	617.476
BM	6	597692.241	1520850.873	615.303	13.755	-86.096	615.303
BM	7	597789.695	1520901.590	619.812	13.756	-86.095	619.812
BM	8	597877.646	1520904.770	613.411	13.756	-86.095	613.411
BM	9	597974.135	1520787.108	602.453	13.755	-86.094	602.453
BM	10	598037.349	1520784.530	607.937	13.755	-86.093	607.937
BM	11	598186.474	1520910.181	626.073	13.756	-86.092	626.073
BM	12	598228.578	1520956.126	626.443	13.756	-86.091	626.443
BM	13	598288.997	1520970.276	626.387	13.756	-86.091	626.387
BM	14	598411.914	1521059.095	631.969	13.757	-86.090	631.969
BM	15	598505.870	1521099.083	639.178	13.758	-86.089	639.178
BM	16	598557.637	1521238.447	637.480	13.759	-86.088	637.480
BM	17	598657.753	1521219.496	641.122	13.759	-86.087	641.122
BM	18	598687.855	1521161.217	650.180	13.758	-86.087	650.180
BM	19	598831.459	1521208.795	668.291	13.759	-86.086	668.291
BM	20	598888.738	1521206.750	677.818	13.759	-86.085	677.818
BM	21	598967.689	1521262.492	696.819	13.759	-86.085	696.819
BM	22	599051.840	1521291.935	706.246	13.759	-86.084	706.246
BM	23	599280.036	1521356.830	742.327	13.760	-86.082	742.327
BM	24	599415.984	1521273.520	768.629	13.759	-86.080	768.629
BM	25	599465.399	1521242.004	775.745	13.759	-86.080	775.745
BM	26	599599.397	1521255.402	794.124	13.759	-86.079	794.124
BM	27	599680.517	1521174.956	812.328	13.758	-86.078	812.328
BM	28	599860.618	1521318.821	843.724	13.759	-86.076	843.724
BM	29	600306.459	1521411.403	920.611	13.760	-86.072	920.611
BM	30	600377.010	1521397.825	932.133	13.760	-86.071	932.133
BM	31	600445.541	1521449.541	942.816	13.761	-86.071	942.816
BM	32	600461.065	1521514.956	950.016	13.761	-86.071	950.016
GPS	5	600710.040	1521796.128	1019.918	13.764	-86.068	1019.918
GPS	6	600984.220	1521785.355	1011.857	13.764	-86.066	1011.857

Fuente: Elaboración propia (2021)



V. DISEÑO GEOMÉTRICO

5.1. Introducción

El diseño geométrico es la parte más importante de la carretera, ya que a través de él se establece su configuración geométrica tridimensional, con el fin de que la vía sea funcional de acuerdo a su tipo, características geométricas y volúmenes de tránsito, de tal manera que ofrezca una adecuada movilidad a través de una velocidad de operación suficiente. Esta se define geoméricamente por su eje en planta o alineamiento horizontal, por su perfil o alineamiento vertical y por los elementos integrales de sus secciones transversales típicas.

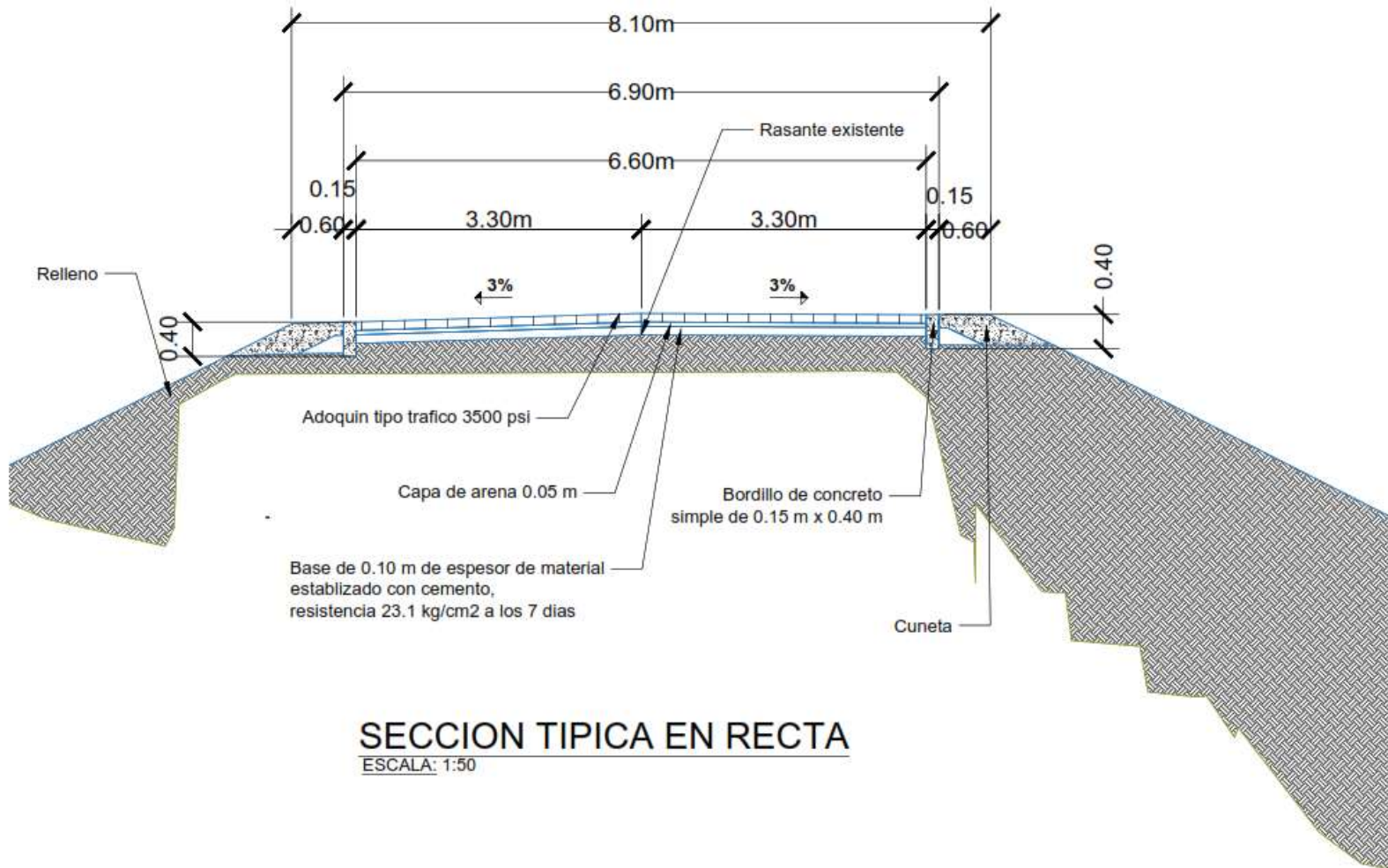
Con el objetivo de diseñar la carrera se hace uso del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA 2004 y por criterios del ingeniero diseñador. Para realizar este proyecto fue indispensable una revisión y estudio de la geometría existente, tanto en la planimetría como altimetría con el fin de establecer los parámetros que serán utilizados para el diseño de la misma.

5.2. Metodología

5.2.1. Sección típica

La sección típica del tramo estará conformada por los siguientes elementos: derecho de vía, calzada, carril, andén, espesores de la capa estructural y bordillo, como se muestra en la Ilustración 4.

Ilustración 4. Sección típica



Fuente: Elaboración propia (2021)

5.2.2. Tipo de calzada

La carretera estará compuesta por una superficie de rodamiento consistente de pavimento articulado (adoquín) de concreto del tipo tránsito con una $F'c = 3,500$ psi. En la Tabla 35 se muestra el cuadro 3.1 del Manual SIECA 2004, cap. 3, pág. 9, se observa que para el tipo de vía (Colectora Rural) y para el volumen de tránsito proyectado de acuerdo con las necesidades se recomienda 2 carriles.

Tabla 35. Tipo de Superficie y Número de Carriles según tipo de vía y TPDA

PDA	>20,000		20,000-10,000		10,000-3,000		3,000-500	
Clasificación funcional	N° C	Superficie	No. C	Superficie	N° C	Superficie	N° C	Superficie
AR- Autopistas Regionales	6-8	Pavimento	4-6	Pavimento				
TS- Troncales Suburbanas	4	Pavimento	2-4	Pavimento	2	Pavimento		
TR- Troncales Rurales	4	Pavimento	2-4	Pavimento	2	Pavimento		
CS- Colectoras Rurales			2-4	Pavimento	2	Pavimento	2	Pavimento
CR- Colectoras Rurales					2	Pavimento	2	Pavimento

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA 2004, cap. 3, pág. 9

5.2.3. Clasificación funcional

Las carreteras colectoras rurales amplían la zona de influencia de la red principal, por lo tanto, mueven el tránsito que se origina en zonas agrícolas y ganaderas importantes, puertos o embarcaderos, centros de educación con significativo movimiento de estudiantes y áreas industriales. Sus volúmenes de tránsito para diseño se ubican entre los 500 y 10,000 vehículos/día.

5.2.4. Vehículo de diseño

Según SIECA 2004, cap. 2, pág. 1 señala que los vehículos de diseño son los vehículos predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por las carreteras regionales, y estos mismos condicionan los distintos aspectos del dimensionamiento geométrico como lo es el ancho de carril, ancho de los ejes, radios mínimos y los pesos brutos admisibles.

De acuerdo a los conteos de tránsito del tramo en estudio, se obtuvo que la mayoría de vehículos son de tipo livianos, a la vez es necesario no perder de vista la presencia de los vehículos de pasajeros como buses. Se consideró utilizar como

vehículo de diseño según las recomendaciones de la norma el tipo de Vehículo C-2 (SU). Las dimensiones para cada tipo de Vehículo se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36. Dimensionamiento de los Vehículos de Diseño.

Dimensiones	P	BUS	SU	WB-15	WB-19	WB-20
Altura	1.3(1.3)	4.1	4.1(4.1)	4.1(4.1)	4.1	4.1
Ancho	2.1(2.1)	2.6	2.6(2.6)	2.6(2.6)	2.6	2.6
Longitud	5.8(5.8)	12.1	9.1(9.2)	16.7(16.8)	21	22.5
Voladizo Delantero	0.9(0.9)	2.1	1.2(1.2)	0.9(0.9)	1.2	1.2
Voladizo Trasero	1.5(1.5)	2.4	1.8(1.8)	0.6(0.6)	0.9	0.9
Distancia entre Ejes Extremos, WB1	3.4(3.4)	7.6	6.1(6.1)	6.1(6.1)	6.1	6.1
Distancia entre Ejes Extremos, WB2				9.1(9.2)	12.8	14.3

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994. pág. 21.

5.2.5. Velocidad de diseño del proyecto (VD)

Las velocidades de diseño se van reduciendo con la gradualidad que impone la tipología utilizada, hasta los niveles inferiores que corresponden a los caminos vecinales o locales, donde dicha velocidad se reduce hasta 40 kilómetros por hora en terreno montañoso según las normas de Costa Rica y hasta 30 kilómetros por hora en las condiciones más restrictivas que aceptan El Salvador, Honduras y Nicaragua, como se muestra en la Tabla 37.

Tabla 37. Velocidades de diseño en kilómetros por hora, en función de los volúmenes de tránsito y la topografía del terreno

Tipo de Terreno	Volúmenes de Tránsito Diario ó TPDA, en vpd			
	> 20,000	20,000 – 10,000	10,000 – 3,000	3,000 - 500
Plano	110	90	80	70
Ondulado	90	80	70	60
Montañoso	70	70	60	50

Fuente: Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA 2004, cap. 4, pág. 3

5.2.6. Ancho de carril

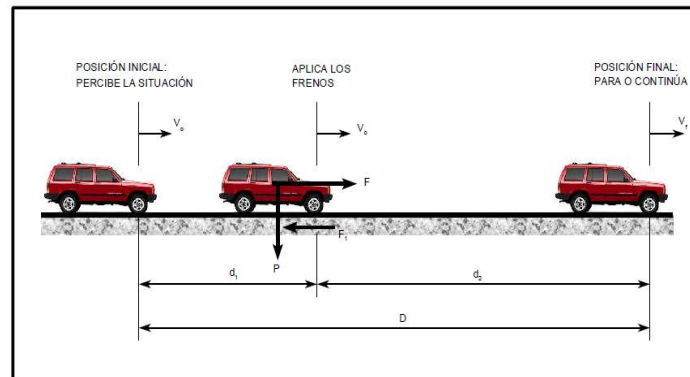
De acuerdo al Manual SIECA 2004, cap. 4, pág. 6 para carreteras clasificadas como Colectoras Rurales, se recomienda el empleo de carriles de circulación de 3.30 metros de ancho. Los carriles de aceleración y deceleración, al igual que los carriles adicionales para ascensos y descensos, determinados por el alineamiento vertical de las carreteras con porcentajes significativos de vehículos pesados en la corriente del tránsito y bajas velocidades, deberán disponer de un ancho mínimo de 3.3 metros.

5.2.7. Distancia de visibilidad de parada (DVP)

Según el Manual, SIECA 2004, cap. 4, pág. 22 la distancia de visibilidad de parada, tiene dos componentes, la distancia de percepción y reacción del conductor, que está regida por el estado de alerta y la habilidad del conductor y se identifica como d_1 , más la distancia de frenado que se denomina d_2 .

A continuación, en la Ilustración 5 se muestra los componentes del diseño de la distancia de visibilidad de parada.

Ilustración 5. Distancia de Visibilidad de Parada



Fuente: Componentes del Diseño Geométrico, Manual SIECA 2004, cap. 4, pág. 24

La distancia de visibilidad de parada en su primer componente, d_{pr} , se calcula involucrando la velocidad y el tiempo de percepción y reacción del conductor, mediante la Ecuación 9.

$d_{pr} = 0.278 * V * t$ (metros)	Ecuación (9)
-----------------------------------	----------------

Donde:

V: Velocidad inicial, kilómetros por hora

t: Tiempo de percepción y reacción, que ya se indicó es de 2.5 seg

La distancia de frenado, d_f , se calcula por medio de la Ecuación 10.

$d_f = \frac{V^2}{254 * f}$ (metros)	Ecuación (10)
--------------------------------------	-----------------

Donde:

V: Velocidad inicial, kilómetros por hora

f: Coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y superficie de rodamiento. (Este valor decrece en proporción inversa a las velocidades).

En la Tabla 38 se presenta un resumen de distancias de visibilidad de parada de acuerdo con la velocidad.

Tabla 38. Distancia de Visibilidad de Parada y de decisión en terreno plano.

Velocidad de diseño	Velocidad de marcha	Tiempo de percepción y reacción		Coeficiente de fricción	Distancia de frenado	Distancia visibilidad de parada
		Tiempo (s)	Distancia (m)			
30	30 – 30	2.5	20.8 - 20.8	0.4	8.8 - 8.8	30 - 30
40	40 – 40	2.5	27.8 - 27.8	0.38	16.6 - 16.6	45 - 45
50	47 – 50	2.5	32.6 - 34.7	0.35	24.8 - 28.1	57 - 63
60	55 – 60	2.5	38.2 - 41.7	0.33	36.1 - 42.9	74 - 85
70	67 – 70	2.5	43.8 - 48.6	0.31	50.4 - 62.2	94 - 111
80	70 – 80	2.5	48.6 - 55.6	0.3	64.2 - 83.9	113 - 139
90	77 – 90	2.5	53.5 - 62.4	0.3	77.7 - 106.2	131 - 169
100	85 – 100	2.5	59.0 - 69.4	0.29	98.0 - 135.6	157 – 205
110	91 – 110	2.5	63.2 - 76.4	0.28	116.3 - 170.0	180 – 246

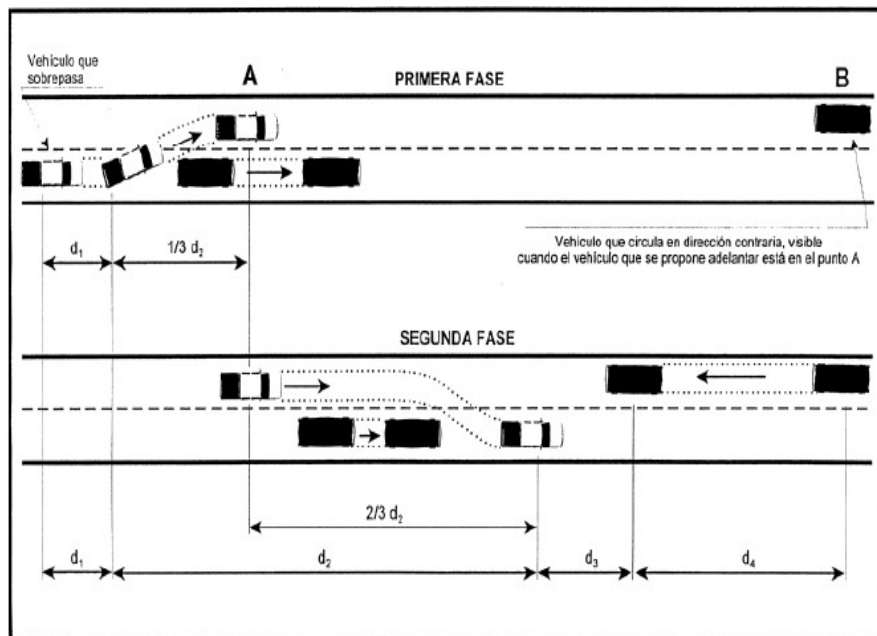
Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004, cap. 4, pág. 28

5.2.8. Distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA)

La distancia de visibilidad de adelantamiento o rebase acorde al SIECA 2004, cap. 4, pág. 25 se define como la mínima distancia de visibilidad requerida por el conductor de un vehículo para adelantar a otro, es decir la distancia de visibilidad en el tramo debe ser suficiente para que, en condiciones de seguridad, el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro, que circula por el mismo carril a una velocidad menor, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra de adelantamiento.

La distancia de visibilidad de adelantamiento o rebase es la sumatoria de las cuatro distancias separadas que se muestran en la Ilustración 6.

Ilustración 6. Figura de Distancia de Adelantamiento para Carreteras de Dos Carriles.



Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004, cap. 4, pág. 27

En la Tabla 39 y Tabla 40 las distancias son consideradas únicamente para carreteras de dos carriles con tránsito en las dos direcciones, donde el adelantamiento se realiza en el carril del sentido opuesto.

Tabla 39. Distancias mínimas de diseño para carreteras rurales de dos carriles, en metros.

Velocidad de Diseño	Velocidades Km/h		Distancia mínima de adelantamiento (m)
	Vehículo que es rebasado	Vehículo que rebasa	
30	29	44	220
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	480
80	65	80	540
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	730

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004, cap. 4, pág. 30

Tabla 40. Distancias mínimas de diseño para carreteras rurales de dos carriles, en metros.

Velocidad promedio de adelantamiento (km/h)	50 - 65 56.2	66 - 80 70	81 - 95 84.5	96 - 110 99.8
Maniobra Inicial A= Aceleración promedio (km/h/s)	2.25	2.3	2.37	2.41
t1= Tiempo (s)	3.6	4	4.3	4.5
d1= Distancia recorrida (m)	45	65	90	110
Ocupación carril izquierdo				
t2= Tiempo (s)	9.3	10	10.7	11.3
d2= Distancia recorrida (m)	145	195	250	315
Longitud Libre				
d3= Distancia recorrida (m)	30	55	75	90
Vehículo que se aproxima d4= Distancia recorrida (m)	95	130	165	210
Distancia Total: d1+d2+d3+d4, (m)	315	445	580	725

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004, cap. 4, pág. 30

La distancia preliminar de demora (d_1), se calculó utilizando la Ecuación 11.

$d_1 = 0.278 * t_1 \left[v - m + \left(a * \frac{t_1}{2} \right) \right]$	Ecuación (11)
---	-----------------

Donde:

v: velocidad promedio que rebasa, km/hora.

t₁: Tiempo de maniobra inicial, segundos.

a: Aceleración promedio del vehículo que efectúa el rebase, en km/h/s.

m: Diferencia de velocidad entre el vehículo que es rebasado y el que rebasa, km/hora.

La Distancia de adelantamiento (d_2), se calculó utilizando la Ecuación 12.

$d_2 = 0.278 * V * t_2$	Ecuación (12)
-------------------------	-----------------

Donde:

V= velocidad promedio del vehículo que ejecuta el adelantamiento, km/hora.

t₂= Tiempo de ocupación del carril opuesto, segundos.

Por consiguiente, la Distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA), se calculó utilizando la Ecuación 13.

$DVA = D_1 + D_2 + D_3 + D_4$	Ecuación (13)
-------------------------------	-----------------

5.2.9. Pendiente Transversal o bombeo

Según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004 cap. 4, pág. 6. Para carreteras con superficie de calidad intermedia, la pendiente transversal desde la cresta de la sección puede variarse entre 1.5% y 3%, en tanto que las carreteras con superficie de rodadura de baja calidad, el rango de pendientes transversal puede fijarse entre 2% y 4%.

5.2.10. Alineamiento Horizontal de las Carreteras

El alineamiento horizontal es una proyección sobre un plano horizontal en el cual la vía está representada por su eje y por los bordes izquierdo y derecho. El eje es la línea imaginaria que va por el centro de ella y que se dibuja con la convección general de los ejes. Los bordes izquierdo y derecho son las líneas que desmarcan exteriormente la zona utilizable por los vehículos.

5.2.10.1. Curvatura Horizontal y Sobreelevación

Según SIECA 2004, cap. 4, pág. 33, en el diseño de curvas horizontales se deben considerar dos casos:

- **Tangente seguida por curva horizontal.**

En esta situación, las fuerzas centrífugas actúan en contra de la operación segura de los vehículos cuando entran y circulan por la curva.

- **Alineamiento compuesto de tangente y curva horizontal y vertical.**

Gobiernan el diseño factores como el efecto de las fuerzas centrípetas y centrífugas, el movimiento lento de los vehículos pesados cuando ascienden las pendientes y las altas velocidades cuando bajan.

Para dar seguridad y economía a la operación del tránsito, se han introducido factores limitantes en los métodos de diseño del alineamiento horizontal como radio mínimo de curva o grado máximo de curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo, los factores de fricción y las longitudes de transición mínima cuando se pasa de una tangente a una curva.

5.2.10.2. Factor máximo de fricción lateral

En la Tabla 41, SIECA 2004, presenta factores de fricción lateral para tres tipos de carreteras con variaciones entre 0.17 y 0.10 en función inversa de la velocidad para todo tipo de carreteras rurales y urbanas con velocidades comprendidas entre 30 y 110 kilómetros por hora, entre 0.30 y 0.16 para vías urbanas de baja velocidad, de 30 a 70 kilómetros por hora y entre 0.33 y 0.15 para tramos de giro en intersecciones a velocidades de 20 a 70 kilómetros por hora.

Tabla 41. Factores de fricción lateral

Velocidad de Diseño (Km/h)	Factor de Fricción Máxima
30	0.17
40	0.17
50	0.16
60	0.15
70	0.14
80	0.14
90	0.13
100	0.12
110	0.11
120	0.09

Fuente: Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA 2004, Cap. 4, pág. 41

5.2.10.3. Tasa de sobreelevación o peralte “e”

De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que una tasa de sobreelevación de 0.12 no debe ser excedida, debido al control combinado que ejercen los procesos constructivos, las dificultades para el mantenimiento y el efecto de incomodidad para el movimiento de vehículos lentos. En la Tabla 42 se presentan sobreelevación para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras.

Tabla 42. Tasas de Sobreelevación

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

Fuente: Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA 2004, Cap. 4, pág. 36

5.2.11. Radios mínimos y grados máximos de curvatura

Según, SIECA 2004 en el cap. 4, pág. 39, los radios mínimos son los valores límites de la curvatura para una velocidad de diseño dada que están relacionados con la sobreelevación máxima y la máxima fricción lateral escogida para diseño.

Una vez establecido el máximo factor de sobreelevación (e), los radios mínimos de curvatura horizontal se pueden calcular utilizando la Ecuación 14.

$R = \frac{V^2}{127 * (e + f)}$	Ecuación (14)
---------------------------------	-----------------

Donde:

R: Radio mínimo de curva, en metros.

e: Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

F: Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento.

V: Velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

Se debe tomar el radio mínimo según los siguientes criterios:

- Cuando la topografía del terreno es montañosa u ondulada.

- En las aproximaciones a los cruces de accidentes orográficos e hidrográficos.
- En intersecciones entre cambios entre sí.

El grado de curva o de curvatura (D) es el ángulo sustentado en el centro de un círculo de radio R por un arco de 100 pies o de 20 metros, según el sistema de medidas utilizado. Para países como los centroamericanos, que se rigen por el sistema métrico, se utiliza la Ecuación 15 para el cálculo de D_{20} (SIECA, 2004, cap. 4, pág. 40).

$D_{20} = \frac{1145.92}{R}$	Ecuación (15)
------------------------------	-----------------

Donde:

R: Radio mínimo de curva, en metros.

D_{20} : Expresado en grados, minutos y segundos.

Utilizando los valores recomendados para el factor de fricción (f) y la tasa de sobreelevación o peralte, descritos en el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales cap. 4, pág. 41 (Ver Anexo, Tabla 74, pág. 15) donde se presentan los radios mínimos y grados máximos de curvatura para diferentes velocidades de diseño, se aplicará la fórmula para D_{20} .

5.2.12. Pendiente longitudinal máxima

El Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004, presenta valores de pendientes máximas recomendadas para cada tipo de camino de acuerdo el tipo de terreno y las velocidades de diseño, como se muestra en la Tabla 43.

Tabla 43. Clasificación de los terrenos en función de las pendientes naturales

Tipo de Terreno	Rango de Pendientes (%)
Llano o Plano	$G \leq 5$
Ondulado	$5 > G \leq 15$
Montañoso	$15 > G \geq 30$

Fuente: Manual de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales SIECA 2004, cap. 4, pág. 63.

5.2.13. Pendiente longitudinal mínima

Según las recomendaciones del SIECA 2004, como se muestra en la Tabla 44 para caminos clasificados como colectoras rurales puede adoptarse una pendiente longitudinal mínima de 0.50%.

Tabla 44. Pendientes Máximas y Pendientes Mínimas según tipo de terreno

Clasificación Funcional	Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (km/h) y Pendiente Máxima (%)						Pendiente Mínima (%)
		32	48	64	80	96	112	
AR Autopistas Regionales	Plano				4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado				5	4	4	
	Montañoso				6	6	5	
TS Troncales Suburbanas	Plano		8	7	6	5		0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado		9	8	7	6		
	Montañoso		11	10	9	8		
TR Troncales Rurales	Plano			5	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado			6	5	4	4	
	Montañoso			8	7	6	5	
CS Colectoras Suburbanas	Plano	9	9	9	7	6	5	0.3 - 0.5
	Ondulado	12	11	10	8	7	6	
	Montañoso	14	12	12	10	9	7	
CR Colectoras Rurales	Plano		7	7	6	5		0.5
	Ondulado	11	10	9	8	6		
	Montañoso	16	14	12	10			

Fuente: Manual de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales SIECA 2004, cap. 4, pág. 65

5.2.14. Elementos geométricos de la curva horizontal

- **Puntos notables**

PI: Es el punto donde se interceptan las dos tangentes horizontales.

PC: Es el punto de tangencia entre la tangente horizontal y la curva de comienzo de ésta.

PM: Punto medio de la curva horizontal.

PSC: Indica un punto sobre la curva.

- **Elementos geométricos de la curva circular**

T: Tangente de la curva, es el segmento de recta que existe entre el PI y el PC y también entre PI y PT.

Δ : Ángulo de inflexión o de deflexión formado por las tangentes al interceptarse en el PI.

Rc: Es el radio de la circunferencia en la que la curva es un segmento de esta, de ahí que la curva horizontal es una curva circular, Se calcula con la Ecuación 16.

$Rc = \frac{T}{\tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)}$	Ecuación (16)
--	-----------------

CM: Cuerda máxima, es el segmento de recta que une el PC con el PT. Se calcula con la Ecuación 17.

$CM = 2 * Rc * \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)$	Ecuación (17)
---	-----------------

E: Externa, distancia desde el centro de la curva al punto de inflexión. Se calcula con la Ecuación 18.

$E = Rc * \left(\frac{1}{\cos \frac{\Delta}{2}} - 1 \right)$	Ecuación (18)
---	-----------------

M: Mediana, la cual es la ordenada a la curva desde el centro de la cuerda máxima. Se calcula utilizando la Ecuación 19.

$M = Rc(1 - \cos \left(\frac{\Delta}{2} \right))$	Ecuación (19)
--	-----------------

Lc: Es el desarrollo de la curva circular o longitud del arco de la curva, comprendiendo entre el PC y el PT.

Se calcula mediante la Ecuación 20.

$Lc = \frac{\pi * Rc * \Delta}{180^\circ}$	Ecuación (20)
--	-----------------

5.2.15. Sobre ancho en curvas (S)

Los sobre anchos se diseñan siempre en las curvas horizontales de radios pequeños, combinadas con carriles angostos, para facilitar las maniobras de los vehículos en forma eficiente, segura, cómoda y económica. Es por ello necesario introducir el sobre ancho por las siguientes razones:

- El vehículo al describir la curva ocupa un ancho mayor ya que generalmente las ruedas traseras recorren una trayectoria ubicada en el interior de la descrita por las ruedas delanteras, además el extremo lateral delantero, describe una trayectoria exterior a la del vehículo.
- La dificultad que experimentan los conductores para mantenerse en el centro de su carril debido a la menor facilidad para apreciar la posición relativa de su vehículo dentro de la curva. Esta dificultad aumenta con la

velocidad, pero disminuye a medida que los radios de la curva son mayores.

Una de las expresiones empíricas más utilizadas para calcular el sobre ancho es usando la Ecuación 21.

$Sa = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + 0.10 \left(\frac{V}{\sqrt{R}} \right)$	Ecuación (21)
---	-----------------

Donde:

S: Valor sobre ancho, metros.

n: Número de carriles de la superficie de rodamiento.

L: Longitud entre el eje frontal y el eje posterior del vehículo de diseño, metros.

R: Radio de curvatura, metros.

V: Velocidad de diseño de la carretera, kilómetros por hora.

5.2.16. Longitud de transición (LT)

La longitud mínima de transición de la espiral (Le), se expresa con la Ecuación 22.

$L_T = 0.0702 \frac{V^3}{RC}$	Ecuación (22)
-------------------------------	-----------------

Donde:

V: Velocidad en kilómetros por hora.

R: Radio central de la curva, en metros.

C: Tasas de incremento de la aceleración centrípeta, en m/seg³.

Este parámetro es un valor empírico igual a la unidad en el diseño de ferrocarriles, pero cuyos valores varían entre 1 y 3 para aplicaciones en carreteras. Una observación muy valiosa y de índole práctica, es que el control para el cálculo de la transición no depende de la exactitud de la aplicación de la fórmula, sino de la longitud requerida para el desarrollo de la sobreelevación máxima entre la tangente y la curva circular. (SIECA, 2004, cap. 4, pág. 43)

5.2.17. Tangente

La tangente de la curva es el segmento de recta entre PC – PI y PT – PI, el cual es simétrico y se puede calcular mediante la Ecuación 23.

$T = R * \tan \frac{\Delta}{2}$	Ecuación (23)
---------------------------------	-----------------

5.2.18. Estacionamientos tangenciales donde comienza la curva PC y tangencia donde termina la curva PT.

Para constituir una curva de transición se necesitan de estacionamientos tangenciales y otros elementos que sirven para diseñar de manera gradual de un tramo en tangente a otro en la curva circular, para poder conocer estos estacionamientos se aplicó la Ecuación 24 y Ecuación 25.

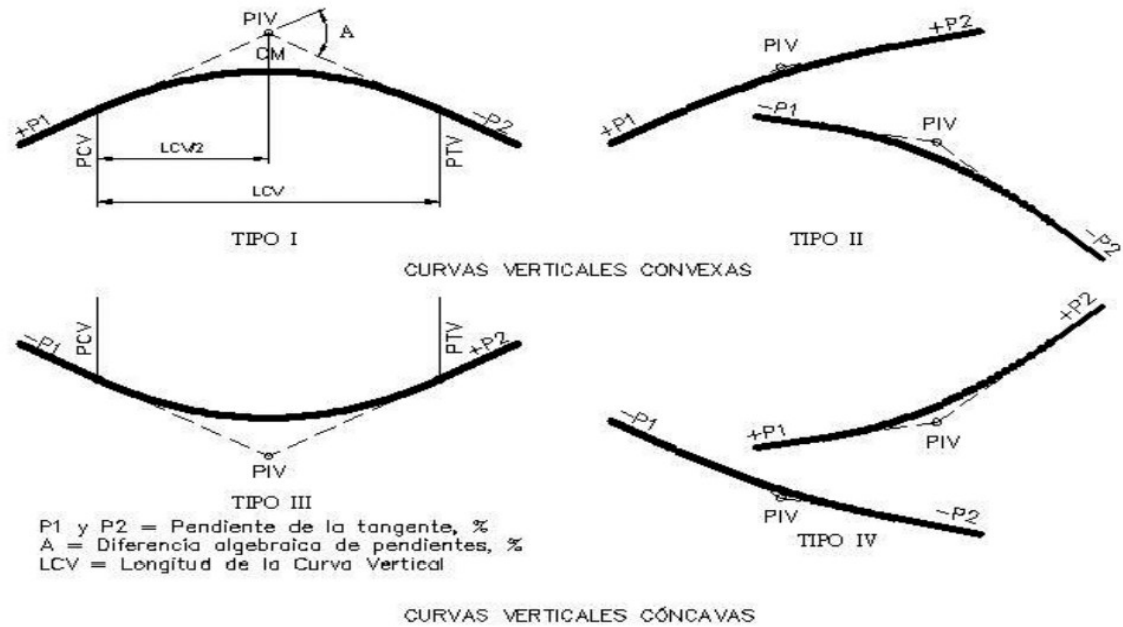
$Est.PC = Est.PI - T$	Ecuación (24)
$Est.PT = Est.PC + LC$	Ecuación (25)

5.2.19. Alineamiento vertical

El alineamiento vertical de una carretera está ligado estrechamente y depende de la configuración topográfica del terreno donde se localice la obra. Se compone de líneas rectas y curvas en el plano vertical, identificándose las subidas o pendientes ascendentes con un signo positivo (+), y las bajadas con un signo negativo (-), expresadas usualmente en porcentajes. Aparte de consideraciones estéticas, costos de construcción, comodidad y economía en los costos de operación de los vehículos (SIECA, 2004, cap. 4, pág. 62).

La configuración parabólica de estas curvas, así como se muestra en el Gráfico 7 es la más frecuentemente utilizada.

Gráfico 7. Curvas Verticales Convexas y Cónicas



Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2011, pág. 123

5.2.20. Cálculo de curvas verticales en cresta

En las curvas verticales la pendiente debe ser tal que permita el escurrimiento fácil del agua en cualquier punto de la curva. Para determinar si la curva está en cresta o columpio se calcula la diferencia algebraica de las pendientes con la Ecuación 26.

$A = P1 - P2$	Ecuación (26)
---------------	-----------------

Donde:

P1: Pendiente de entrada.

P2: Pendiente de salida.

Para la determinación de la longitud de la curva vertical según la norma SIECA 2004, en el cap. 4, pág. 66 se debe efectuar la Ecuación 27.

$L = K * A$	Ecuación (27)
-------------	-----------------

Donde:

K: Factor que identifica la curva.

A: Diferencia algebraica de las pendientes (%).

Si:

Si, $S < L$, se debe utilizar la Ecuación 28 (Formulada tomada de la AASHTO).

$K = \frac{S^2}{450}$	Ecuación (28)
-----------------------	-----------------

Donde:

L: Longitud de la curva.

K: Relación de curvatura vertical.

A: Diferencia algebraica de las pendientes.

S: Distancia de visibilidad de parada.

Criterio de drenaje: Aplicable a curvas en cresta y en columpio cuando están alojadas en corte. Este criterio se expresa con la Ecuación 29.

$K = \frac{L}{A} \leq 43$	Ecuación (29)
---------------------------	-----------------

5.2.21. Estacionamientos para curva vertical en cresta y en columpio

Los estacionamientos son elementos principales en las curvas del diseño geométrico ya que de esta manera se pueden conocer los puntos donde comienza y termina una curva además de sus puntos de intersección de las tangentes, para calcular estos datos se hicieron uso de la Ecuación 30 y Ecuación 31, que se describen a continuación.

$Est. PCV = Est. PIV - \frac{L}{2}$	Ecuación (30)
-------------------------------------	-----------------

Donde:

PCV: Principio de la curva vertical.

PIV: Punto de intersección vertical.

L: Longitud de la curva vertical.

$Est. PTV = Est. PIV + \frac{L}{2}$	Ecuación (31)
-------------------------------------	-----------------

Donde:

PTV: Principio de la tangente vertical. Final de la curva vertical.

5.2.22. Cálculo de curvas verticales en columpio

Criterios de comodidad:

Solo aplicable en curvas en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso del propio vehículo. Estos criterios se calculan en base a la Ecuación 32 y Ecuación 33.

$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V_D^2}{395}$	Ecuación (32)
--	-----------------

$L \geq \frac{V_D^2}{395}$	Ecuación (33)
----------------------------	-----------------

Dónde:

A: En %.

5.3. Resultados

5.3.1. Velocidad de diseño

SIECA 2004 en el cap. 4, pág. 3 recomienda que la velocidad de diseño de un terreno montañoso es de 50 km/h como se muestra en la Tabla 37, no obstante, basado en las recomendaciones para adoptar una velocidad de diseño sugeridas por (SIECA, 2004, cap.4, pág. 63) y considerando que las características de relieve del terreno corresponden a zonas montañosas con muchas pendientes (terreno tipo 4) y teniendo en cuenta los costos de construcción se decidió adoptar por velocidades de diseño mínimas limitadas a 30 km/h, con lo cual se garantizará la seguridad de los conductores, aún en terrenos difíciles como los presentes.

5.3.2. Distancia de visibilidad de parada

Para el cálculo de la distancia de visibilidad de parada se aplicó la Ecuación 9 y Ecuación 10, en la Tabla 45 se presentan los resultados tomando en cuenta los siguientes criterios definidos:

Tabla 45. Resultado de la Distancia de Visibilidad de Parada

Distancia de Visibilidad de Parada (DVP)	
VD	30 km/h
T	2.50 s
Drp	21 m
F	0.4
Df	9 m
DVP	30 m

Fuente: Elaboración propia (2021)

5.3.3. Distancia de velocidad de adelantamiento (DVA)

Para el cálculo de las distancias de velocidad de adelantamiento se aplicó la Ecuación 11, Ecuación 12 y Ecuación 13 donde se presentan los resultados obtenidos en la Tabla 46.

Tabla 46. Resultado para la Distancia de Visibilidad de Adelantamiento

Distancia de Visibilidad de Adelantamiento (DVA)	
Velocidad Diseño	30 km/h
Velocidad de rebase	44 km/h
Tiempo percepción y reacción	2.50 s
Aceleración promedio	2.25 km/h/s
M (Diferencia velocidad)	14 km/h
t1 (tiempo de maniobra)	3.60 s
t2 (tiempo de ocupación)	9.30 s
d1 (distancia de reacción)	33.1 m
d2 (distancia de frenado)	77.6 m
d3 (distancia de seguridad)	35.0 m
d4 (distancia recorrida de carril contrario)	51.7 m
DVA	197.0 m

Fuente: Elaboración propia (2021)

El resultado de la distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA) fue de 197 metros, pero acorde a la norma SIECA 2004 para una velocidad de 30 km/h, se considera según la Tabla 39 una distancia mínima de 220 metros, por lo tanto, se decidió utilizar el valor establecido por norma SIECA 2004.

5.3.4. Pendiente transversal o bombeo

A partir de las especificaciones y recomendaciones del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales en el cap. 4, pág. 6, sugiere la utilización de una pendiente transversal entre 1.5% a 3% para las carreteras de clasificación funcional aquí descritas y con el propósito de evacuar eficientemente las aguas superficiales de la calzada se adoptó la utilización de un 3% para el bombeo porque la vía es de una superficie de calidad intermedia y la zona en donde se encuentra presenta alta precipitación pluvial.

5.3.5. Factor de fricción lateral

Según el Manual de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004, el factor de fricción lateral dependió de las condiciones de las llantas de los vehículos, el tipo de vehículo de diseño el cual es C-2 y estado

de la superficie de rodamiento que es regular, al igual que la velocidad de diseño de 30 Km/h y otros factores, por lo que se estableció según la Tabla 41 un factor de fricción lateral de 0.17.

5.3.6. Tasa de sobreelevación o peralte (e):

Se estableció un peralte máximo (e) del 10%, según la Tabla 42 considerando que es un área rural montañosa y que esta pendiente no presenta problemas relacionados con la construcción, operación y mantenimiento del tipo de camino, además que es una pendiente conveniente que posea la corona hacia el centro de la curva para así contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga de los vehículos que circularán en las curvas horizontales.

5.3.7. Pendiente

Según la Tabla 43 clasificación funcional del tramo (colectora rural) y tipo de terreno (montañoso) la pendiente va desde 15 a mayores o igual a 30. El resultado de la pendiente en el diseño alcanzó un máximo de 17% siendo este coherente con la norma.

5.3.8. Radio mínimo y grado máximo de curvatura del proyecto

Con el empleo del radio mínimo se puede considerar un valor que evite el deslizamiento del vehículo viajando a la velocidad de diseño,

✓ Radio mínimo (Rm)

Para el cálculo del radio mínimo de la curva se aplicó la Ecuación 16, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- Velocidad de diseño: 30 km/h.
- Factor de fricción lateral “f”: 0.17, según Tabla 41.
- Tasa de sobreelevación o peralte en fracción decimal “e”: 10%, según Tabla 42.

$$Rm = \frac{(30 \text{ km/h})^2}{127 * (0.10 + 0.17)}$$

$$Rm = 26.24672 \text{ m}$$

✓ **Grado de curvatura**

El grado máximo de curvatura se calculó teniendo en cuenta un radio de 150 m.

$$D_{20} = \frac{1145.92}{150 \text{ m}}$$

$$D_{20} = 7.640^\circ$$

5.3.9. Elementos geométricos de la curva circular horizontal

De las 37 curvas horizontales se toma como ejemplo la curva horizontal No. 1 adjunto en el Plano Planta – Perfil la cual se representa en la Lámina 12, así mismo se muestran los resultados obtenidos a partir de los cálculos correspondientes en los demás planos.

✓ **Radio de la circunferencia**

El radio de la circunferencia se obtuvo mediante la Ecuación 16.

$$R_c = \frac{68.584 \text{ m}}{\tan\left(\frac{49^\circ 08' 32''}{2}\right)}$$

$$R_c = 150 \text{ m}$$

✓ **Cuerda máxima**

La cuerda máxima se obtuvo mediante la Ecuación 17.

$$CM = 2 * 150 \text{ m} * \sin\left(\frac{49^\circ 08' 32''}{2}\right)$$

$$CM = 124.747 \text{ m}$$

✓ **Externa**

La externa se obtuvo mediante la Ecuación 18.

$$E = 150 \text{ m} * \left(\frac{1}{\cos\left(\frac{49^\circ 08' 32''}{2}\right)} - 1 \right)$$

$$E = 14.936 \text{ m}$$

✓ **Mediana**

La mediana se obtuvo mediante la Ecuación 19.

$$M = 150 \text{ m} \left(1 - \cos \left(\frac{49^{\circ}08'32''}{2} \right) \right)$$

$$M = 13.583 \text{ m}$$

✓ **Longitud de la curva de diseño**

El desarrollo de la curva circular se obtuvo mediante la Ecuación 20.

$$L_c = \frac{\pi * 150 \text{ m} * 49^{\circ}08'32''}{180^{\circ}}$$

$$L_c = 128.654 \text{ m}$$

✓ **Sobre ancho de la curva**

El sobre ancho de la curva se obtuvo mediante la Ecuación 21, tomando en cuenta que la distancia entre ejes del vehículo de diseño "L" del C2 es de 6.10 m y el número de carriles es igual a 2.

$$S_a = 2 \left(150 \text{ m} - \sqrt{(150 \text{ m})^2 - (6.10 \text{ m})^2} \right) + 0.10 \left(\frac{30 \text{ km/h}}{\sqrt{150 \text{ m}}} \right)$$

$$S_a = 0.632$$

✓ **Longitud de transición**

El desarrollo de la curva circular se obtuvo mediante la Ecuación 22, tomando en cuenta que para una velocidad de diseño de 30 km/h, la tasa de incremento de la aceleración centrípeta "C" es de 1.2 m/seg³.

$$L_T = 0.0702 \frac{(30 \text{ km/h})^3}{150 \text{ m} * 1.2 \text{ m/seg}^3}$$

$$L_T = 11.14$$

✓ **Tangente**

La tangente se obtuvo mediante la Ecuación 23.

$$T = 150 \text{ m} * \tan \left(\frac{49^{\circ}08'32''}{2} \right)$$

$$T = 68.584 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de los estacionamientos tangenciales donde comienza la curva PC y tangencia donde termina la curva PT.**

Para el cálculo de las estaciones PC y PT se obtuvieron aplicando la Ecuación 24 y Ecuación 25.

$$Est. PC = (0 + 186.154) - (0 + 68.584)$$

$$Est. PC = 0 + 117.570$$

$$Est. PT = 117.570 \text{ m} + 128.654 \text{ m}$$

$$Est. PT = 246.224 \text{ m}$$

5.3.10. Cálculo de curvas verticales en cresta

De las 37 curvas verticales se toma como ejemplo la curva vertical No. 1 adjunto en el Plano Planta – Perfil la cual se representa en la Lámina 12, asimismo se muestran los resultados obtenidos a partir de los cálculos correspondientes en los demás planos.

✓ **Diferencia algebraica de pendientes**

La diferencia algebraica de las pendientes se obtuvo mediante la Ecuación 26.

$$A = 9.5 \% - 7.707 \%$$

$$A = 1.793 \%$$

✓ **Longitud de la curva vertical**

La longitud de la curva vertical se obtuvo mediante la Ecuación 27.

$$L = 22.308 * 1.793 \%$$

$$L = 39.998 \text{ m} \approx 40 \text{ m}$$

Como la distancia de visibilidad de parada es menor a la longitud de la curva se procedió a calcular la relación de curvatura vertical de acuerdo a la Ecuación 28, tomando en cuenta que la distancia de visibilidad de parada es de 30 m, obteniendo un valor de "K" igual a 2.

$$30 \text{ m} < 40 \text{ m}$$

$$K = \frac{(30 \text{ m})^2}{450}$$

$$K = 2.000$$

✓ **Criterio de drenaje**

El criterio de drenaje para curvas en crestas se obtuvo mediante la Ecuación 29.

$$K = \frac{39.998 \text{ m}}{1.793 \%} \leq 43$$

$$K = 22.309 \leq 43 \text{ "CUMPLE"}$$

✓ **Estacionamiento para curva vertical en cresta**

La Est. PCV y la Est. PTV se obtuvieron mediante la Ecuación 30 y Ecuación 31.

$$Est. PCV = (0 + 149.621) - \frac{39.998 \text{ m}}{2}$$

$$Est. PCV = 0 + 129.621$$

$$Est. PTV = (0 + 149.621) + \frac{39.998 \text{ m}}{2}$$

$$Est. PTV = 0 + 169.621$$

5.3.11. Cálculo de curvas verticales en columpio

✓ **Criterio de drenaje**

El criterio de drenaje para curvas en columpios se obtuvo mediante la Ecuación 32.

$$K = \frac{40 \text{ m}}{6.815 \%} \leq 43$$

$$K = 5.869 \leq 43 \text{ "CUMPLE"}$$

✓ **Longitud de la curva vertical en columpio**

La longitud de la curva vertical se obtuvo mediante la Ecuación 33.

$$L = 5.870 * 1.847 \%$$

$$L = 40.004 \text{ m}$$

✓ **Criterios de comodidad**

Los criterios de comodidad se obtuvieron de la siguiente forma.

$$K = \frac{40 \text{ m}}{6.815 \%} \geq \frac{(30 \frac{\text{km}}{\text{h}})^2}{395}$$

$$K = 5.869 \geq 2.278 \text{ "CUMPLE"}$$

$$L \geq \frac{(30 \frac{\text{km}}{\text{h}})^2}{395}$$

$$40 \text{ m} \geq 2.278 \text{ "CUMPLE"}$$

5.3.12. Alineamiento horizontal y vertical

✓ **Alineamiento horizontal**

Correspondiente al tramo de carretera Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta de 4 kilómetros lineales, se trazaron 37 curvas horizontales, cuyas características se detallan en la Tabla 47, Tabla 48 y Tabla 49.

✓ **Alineamiento Vertical**

De acuerdo al tramo en estudio de los 4 kilómetros se proyectaron 37 PIV (Punto de intersección alineamiento vertical), de los cuales se trazaron 35 curvas verticales, siendo estos 17 en columpio y 18 en cresta, así como se muestra en la Tabla 50 y Tabla 51.

Tabla 47. Resultados de las curvas horizontales

N° Curva	Radio	Longitud de desarrollo (Lc)	Angulo Delta	Ext	Tangente	PI	PC	PT	LT	Grado de curvatura	Sa
1	150 m	128.654 m	49°08'32"	14.936	68.584 m	0+186.154	0+117.570	0+246.224	11.14 m	7.640 °	0.6
2	70 m	96.953 m	79°21'26"	20.952	58.071 m	0+342.185	0+284.114	0+381.087	17.41 m	16.370 °	1.1
3	110 m	101.664 m	52°57'15"	12.890	54.789 m	0+582.226	0+527.437	0+629.102	13.80 m	10.418 °	0.8
4	60 m	56.056 m	53°31'32"	7.198	30.259 m	0+737.082	0+706.823	0+762.875	18.80 m	19.099 °	1.2
5	200 m	66.904 m	19°10'00"	2.831	33.768 m	0+798.637	0+764.863	0+831.768	8.87 m	5.7296°	0.5
6	80 m	137.669 m	98°35'55"	42.679	93.006 m	0+944.055	0+851.049	0+988.719	16.37 m	14.324°	1
7	350 m	37.911 m	6°12'22"	0.514	18.974 m	1+095.220	1+076.246	1+114.157	0.00 m	3.274 °	0
8	100 m	46.776 m	26°48'3"	2.799	23.824 m	1+206.030	1+182.206	1+228.982	14.63 m	11.4592°	0.8
9	200 m	47.950 m	13°44'12"	1.446	24.091 m	1+273.286	1+249.196	1+297.145	8.87 m	5.7296°	0.5
10	200 m	49.618 m	14°12'52"	1.549	24.937 m	1+454.926	1+429.989	1+479.607	8.87 m	5.730 °	0.5
11	70 m	65.643 m	53°43'46"	8.469	35.459 m	1+525.457	1+489.998	1+555.641	17.47 m	16.3703°	1.1
12	50 m	74.387 m	85°14'31"	17.949	46.011 m	1+078.151	1+632.139	1+706.527	20.36 m	22.918 °	1.2
13	60 m	47.253 m	45°7'25"	4.973	24.929 m	1+759.619	1+734.691	1+781.944	18.80 m	19.099 °	1.2
14	30 m	43.023 m	82°9'58"	9.801	26.155 m	1+830.637	1+804.482	1+847.504	23.58 m	38.197 °	1.2

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 48. Resultados de las curvas horizontales

N° Curva	Radio	Longitud de desarrollo (Lc)	Angulo Delta	Ext	Tangente	PI	PC	PT	LT	Grado de curvatura	Sa
15	150 m	30.032 m	11°28'17"	0.755	15.066 m	1+889.781	1+874.714	1+904.476	11.14 m	7.640 °	0.6
16	50	32.273 m	36°58'56"	2.722	16.721 m	2+004.093	1+987.372	2+019.645	20.36 m	22.918 °	1.2
17	55	29.728 m	30°58'10"	2.072	15.237 m	2+075.922	2+060.684	2+090.413	19.53 m	20.835 °	1.2
18	30	55.408 m	105°49'20"	19.747	39.683 m	2+136.055	2+096.372	2+151.780	23.58 m	39.797 °	1.2
19	30	50.699 m	96°49'39"	15.198	33.806 m	2+195.895	2+162.089	2+212.788	23.58 m	38.197 °	1.2
20	45	55.179 m	70°15'25"	10.021	31.660 m	2+286.896	2+255.236	2+310.416	21.25 m	25.465 °	1.2
21	35	45.312 m	74°10'36"	8.876	26.459 m	2+356.108	2+356.108	2+374.960	22.99 m	32.741 °	1.2
22	50	43.417 m	49°45'10"	5.114	23.184 m	2+494.757	2+471.573	2+514.990	20.36 m	22.918 °	1.2
23	32	65.603 m	117°27'42"	29.650	52.695 m	2+598.566	2+545.871	2+611.474	23.41 m	35.810 °	1.2
24	55	34.411 m	35°50'51"	2.805	17.790 m	2+695.133	2+677.343	2+711.754	19.53 m	20.835 °	1.2
25	105	31.294 m	17°4'35"	1.177	15.764 m	2+757.749	2+741.985	2+773.279	14.22 m	10.914 °	0.8
26	45	25.672 m	32°41'12"	1.895	13.196 m	2+794.608	2+781.412	2+807.084	21.25 m	25.465 °	1.2
27	60	54.410 m	51°57'27"	6.744	29.236 m	2+930.101	2+900.864	2+955.274	18.80 m	19.099 °	1.2
28	45	71.245 m	90°42'46"	19.039	45.563 m	3+037.492	2+991.928	3+063.174	21.25 m	25.465 °	1.2

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 49. Resultados de las curvas horizontales

N° Curva	Radio	Longitud de desarrollo (Lc)	Angulo Delta	Ext	Tangente	PI	PC	PT	LT	Grado de curvatura	Sa
29	200	29.680 m	8°30'10"	0.552	14.867 m	3+127.387	3+112.520	3+142.200	8.87 m	5.730 °	0.5
30	40	21.576 m	30°54'19"	1.500	11.057 m	3+169.973	3+158.915	3+180.491	22.17 m	28.648 °	1.2
31	45	36.742 m	46°46'55"	4.029	19.465 m	3+220.029	3+200.564	3+237.306	21.25 m	25.465 °	1.2
32	350	45.927 m	7°31'6"	0.755	22.996 m	3+348.596	3+325.600	3+371.526	0.00 m	3.274 °	0
33	55	28.485 m	29°40'26"	1.897	14.570 m	3+449.001	3+434.431	3+462.916	19.53 m	20.835 °	1.2
34	35	25.699 m	42°4'11"	2.499	13.460 m	3+503.566	3+490.107	3+515.805	22.99 m	32.741 °	1.2
35	45	51.935 m	66°7'33"	8.695	29.294 m	3+643.709	3+614.416	3+666.351	21.25 m	25.465 °	1.2
36	65	63.732 m	56°10'43"	8.678	34.691 m	3+811.497	3+776.806	3+840.538	18.09 m	17.630 °	1.2
37	95	105.078 m	63°22'28"	16.643	58.644 m	3+923.587	3+864.943	3+970.021	15.04 m	12.062 °	0.9

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 50. Resultados curvas verticales

Punto de inflexión	Estación	Elevación	Tipo de curva	Pendientes		Diferencia de pendientes	Longitud de curva	Valor K	PCV	PIV	PTV
				P1 Entrada	P2 Salida						
PVI 1	0+000.000	600.277 m			9.500 %						
PVI 2	0+126.328	607.535 m	Cresta	9.500 %	7.707 %	1.793 %	40 m	22.308	0+129.621	0+149.621	0+169.621
PVI 3	0+312.730	618.700 m	Cresta	7.707 %	-4.968 %	12.675 %	60 m	4.734	0+276.246	0+306.246	0+336.246
PVI 4	0+407.010	615.324 m	Valle	-4.968 %	1.847 %	6.815 %	40 m	5.870	0+377.851	0+397.851	0+417.851
PVI 5	0+451.966	615.904 m	Cresta	1.847 %	-2.675 %	4.522 %	40 m	8.847	0+435.628	0+455.628	0+475.628
PVI 6	0+524.447	614.449 m	Valle	-2.675 %	5.849 %	8.524 %	40 m	4.693	0+511.894	0+531.894	0+551.894
PVI 7	0+641.002	619.456 m	Cresta	5.849 %	-7.734 %	13.583 %	80 m	5.890	0+606.555	0+646.555	0+685.555
PVI 8	0+798.745	609.327 m	Cresta	-7.734 %	-11.55 %	3.821 %	40 m	10.469	0+774.745	0+794.745	0+814.745
PVI 9	0+882.498	602.106 m	Valle	-11.55 %	11.320 %	22.875 %	100 m	4.372	0+831.986	0+881.986	0+931.986
PVI 10	0+988.149	610.812 m	Cresta	11.320 %	7.200 %	4.120 %	40 m	9.709	0+964.149	0+984.149	1+004.149
PVI 11	1+086.263	617.876 m	Valle	7.200 %	11.853 %	4.653 %	40 m	8.598	1+062.263	1+082.263	1+102.263
PVI 12	1+190.803	626.508 m	Cresta	11.853 %	-1.421 %	13.274 %	80 m	6.027	1+119.370	1+159.370	1+199.370
PVI 13	1+246.929	625.893 m	Valle	-1.421 %	1.877 %	3.298 %	40 m	12.127	1+229.691	1+249.691	1+269.691
PVI 14	1+375.487	628.018 m	Valle	1.877 %	6.938 %	5.061 %	60 m	11.855	1+341.487	1+371.487	1+401.487
PVI 15	1+554.658	639.353 m	Cresta	6.938 %	-3.578 %	10.516 %	60 m	5.706	1+515.072	1+545.072	1+575.072
PVI 16	1+608.152	637.912 m	Valle	-3.578 %	-0.756 %	2.822 %	40 m	14.175	1+585.152	1+605.152	1+625.152
PVI 17	1+673.047	637.423 m	Valle	-0.756 %	3.885 %	4.641 %	40 m	8.619	1+666.532	1+686.632	1+706.532
PVI 18	1+769.935	640.381 m	Valle	3.885 %	15.895 %	12.010 %	60 m	4.996	1+735.935	1+765.935	1+795.935
PVI 19	1+835.771	650.846 m	Cresta	15.895 %	9.650 %	6.245 %	40 m	6.404	1+811.771	1+831.771	1+851.771
PVI 20	1+926.078	659.561 m	Valle	9.650 %	17.922 %	8.272 %	40 m	4.835	1+902.078	1+922.078	1+942.078

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 51. Resultados curvas verticales

Punto de inflexión	Estación	Elevación	Tipo de curva	Pendientes		Diferencia de pendientes	Longitud de curva	Valor K	PCV	PIV	PTV
				P1 Entrada	P2 Salida						
PVI 21	2+010.866	674.760 m	Cresta	17.922 %	13.535 %	4.387 %	40 m	9.118	1+986.886	2+006.886	2+026.886
PVI 22	2+134.516	692.035 m	Cresta	13.535 %	8.070 %	5.465 %	40 m	7.319	2+114.516	2+134.516	2+154.516
PVI 23	2+212.183	697.980 m	Valle	8.070 %	10.470 %	2.400 %	40 m	16.667	2+188.183	2+208.183	2+228.183
PVI 24	2+341.920	711.564 m	Valle	10.470 %	13.716 %	3.246 %	40 m	12.323	2+317.920	2+317.920	2+357.920
PVI 25	2+440.207	725.045 m	Cresta	13.716 %	11.517 %	2.199 %	40 m	18.192	2+416.207	2+436.207	2+456.207
PVI 26	2+553.092	738.046 m	Valle	11.517 %	16.913 %	5.396 %	40 m	7.413	2+529.092	2+549.092	2+569.092
PVI 27	2+729.387	767.864 m	Cresta	16.913 %	10.865 %	6.048 %	40 m	6.614	2+705.387	2+725.387	2+745.387
PVI 28	2+862.608	782.339 m	Valle	10.865 %	17.262 %	6.397 %	40 m	6.254	2+838.608	2+858.608	2+878.608
PVI 29	3+032.021	811.583 m	Cresta	17.262 %	14.505 %	2.757 %	40 m	14.508	3+008.021	3+028.021	3+048.021
PVI 30	3+181.817	833.310 m	Cresta	14.505 %	10.855 %	3.650 %	60 m	16.440	3+147.817	3+177.817	3+207.817
PVI 31	3+243.973	840.057 m	Valle	10.855 %	15.963 %	5.108 %	60 m	11.747	3+209.973	3+239.973	3+269.973
PVI 32	3+469.041	875.983 m	Valle	15.963 %	17.035 %	1.072 %	60 m	55.930	3+435.041	3+465.041	3+495.041
PVI 33	3+649.841	906.784 m	Cresta	17.035 %	9.817 %	7.218 %	60 m	8.312	3+615.841	3+645.841	3+675.841
PVI 34	3+736.271	915.268 m	Valle	9.817 %	17.430 %	7.613 %	60 m	7.881	3+702.271	3+732.271	3+762.271
PVI 35	3+814.884	928.970 m	Cresta	17.430 %	12.906 %	4.524 %	60 m	13.263	3+780.884	3+810.884	3+840.884
PVI 36	3+950.447	946.465 m	Cresta	12.906 %	9.947 %	2.959 %	40 m	13.521	3+926.447	3+946.447	3+966.447
PVI 37	4+010.685	952.498 m		9.947 %							

Fuente: Elaboración propia (2021)



VI. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE RODAMIENTO

6.1. Introducción

En el presente capítulo se demuestra el diseño estructural de la capa de rodamiento con adoquín a través del método de la AASHTO – 93, método certificado para el pavimento flexible, el cual presenta un modelo o ecuación a través de un parámetro llamado número estructural (SN) cuyo valor además de ser un indicativo del espesor total requerido del pavimento, es función del tránsito y la confiabilidad entre otros.

Así mismo, como parte del método es necesario tomar en consideración el estudio geotécnico del tramo, con el fin de proporcionar las características físico – mecánicas del sub suelo, donde se efectúan diferentes ensayos de laboratorio que permitan estimar la granulometría, Límites de Atterberg, CBR, entre otros.

6.1.1. Pavimento articulado o adoquines

Está compuesto por pequeños bloques prefabricados, normalmente de concreto, que se denominan en nuestro medio como adoquines; se asientan sobre un colchón de arena soportado por una capa de sub – base o directamente sobre la sub – rasante. Su diseño, como todo pavimento, debe estar de acuerdo con la capacidad de soporte de la subrasante para prevenir su deformación como se muestra en la Ilustración 7 (MTI, 2008, cap. III, pág. 28).

Ilustración 7. Sección de pavimento articulado o adoquinado



Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) 2008, cap. III, pág. 28

6.1.2. Serviciabilidad

La serviciabilidad de una estructura de pavimento, es la capacidad que tiene éste de servir al tipo y volumen de tránsito para el cual fue diseñado. El índice de serviciabilidad se califica entre 0 (malas condiciones) y 5 (perfecto) (SIECA, 2002, cap.7, pág. 3).

6.1.3. Confiabilidad

Este valor se refiere al grado de seguridad ó veracidad de que el diseño de la estructura de un pavimento, puede llegar al fin de su período de diseño en buenas condiciones (SIECA, 2002, cap.7, pág. 3).

6.1.4. Módulo resiliente (Mr)

En este método de AASHTO-93 se deben usar los valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio, ya que la incertidumbre de la confiabilidad (R) debe tomarse en cuenta (SIECA, 2002, cap. 4, pág. 9).

6.1.5. Número Estructural (SN)

Para el cálculo del SN en un diseño de pavimento se basa en la identificación del Número Estructural del pavimento flexible y la cantidad de ejes de carga transitando (SIECA, 2002, cap.7, pág. 5).

6.2. Metodología

En el siguiente acápite se analizan las diferentes variables independientes que son consideradas en la metodología recomendada para el diseño estructural de los componentes del pavimento articulado según la AASHTO – 93 que sirve para determinar los distintos parámetros y espesores de capas más acertadas a las condiciones de diseño. Las siguientes variables que se necesitan se detallan a continuación.

6.2.1. El índice de serviciabilidad inicial (P_o)

Como ya se sabe el índice de serviciabilidad inicial (P_o) es la condición que tiene un pavimento articulado inmediatamente después de la construcción del mismo el

cual va a ser seleccionado en dependencia de los métodos de construcción, ya que de esto depende el grado de calidad al ser construido (AASHTO, 1993, cap.2, pág. II-10).

$P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos.

$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles.

6.2.2. El índice de serviciabilidad final (P_t)

Este es el valor más bajo que se debe tolerar todos aquellos usuarios de vía antes de que se necesite tomar acciones para la rehabilitación o reconstrucción que generalmente va a ir variando con la importancia o la clasificación funcional de la vía. Los valores que se recomiendan para carreteras principales con mayor volumen de tráfico son de 2.5 o más y para carreteras con menor volumen de tráfico es de 2 (AASHTO, 1993, cap.2, pág.10).

$P_t = 2.5$ o más para caminos principales.

$P_t = 2.0$ para caminos de tránsito menor.

6.2.3. Pérdida de serviciabilidad (ΔPSI)

La pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) es aquella diferencia que existe entre la serviciabilidad inicial (P_o) y la serviciabilidad final (P_t), si la pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) es mayor entonces también será mayor la capacidad de carga del pavimento articulado antes de fallar, el cual fue calculado con la Ecuación 34.

$\Delta PSI = P_o - P_t$	Ecuación (34)
--------------------------	-----------------

6.2.4. Número Estructural para ESAL's de diseño

Este coeficiente representa la capacidad estructural del material para resistir las cargas solicitantes. Este es un número abstracto que soporta el nivel proyectado de eje, tráfico de carga, variación de serviciabilidad durante la vida útil de la carretera. Para calcular el ESAL o W18 (cantidad de repeticiones esperadas de

un eje de carga equivalente de 18 mil libras), se debió asumir un valor inicial de SN (SIECA, 2002, cap. 7, pág. 6).

6.2.5. Factor de equivalencia (FESAL)

El factor de equivalencia o también conocido como coeficiente de daño, se extrajo de las tablas de la AASHTO – 93 del apéndice D, en función de las cargas totales por eje o conjunto de ejes, si estos son sencillos, dobles o triples (SIECA, 2002, cap.7, pág. 27).

6.2.6. Ejes Equivalentes (ESAL o W18)

Los pavimentos se diseñan en función del efecto del daño que producen el paso de un eje con una carga y para que resistan un determinado número de cargas aplicada durante su vida útil. Un tránsito mixto está compuesto de vehículos por diferentes pesos y número de ejes y que para efecto de cálculo se le transforma en un número de ejes equivalentes de 80 KN o de 18 kips, por lo que se le denominará “Equivalent simple axial load” o ESAL (SIECA, 2002 cap.3, pág. 1).

A continuación, se utilizó para el cálculo del ESAL's la Ecuación 35.

$ESAL \text{ ó } W18 = TD * FESAL$	Ecuación (35)
------------------------------------	-----------------

6.2.7. CBR de diseño

El ensayo CBR consistió en la relación de la fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5 mm en un suelo entre la fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5 mm en la muestra que sirvió de patrón. A menor valor de CBR de la subrasante es necesario colocar mayores espesores en la estructura de pavimento para protegerlo de la frecuencia de las cargas de tránsito (SIECA, 2002, cap. 4, pág. 4).

Según el Instituto de Asfalto, en función del tránsito esperado sobre el tramo en estudio, se recomienda utilizar Tabla 52 donde se muestran los siguientes valores percentiles para calcular el módulo de resiliencia de diseño de la capa subrasante:

Tabla 52. Valor percentil por nivel de tránsito

Nivel de tránsito	Valor percentil para diseño de subrasante
< de 10,000 ESAL's	60
Entre 10,000 y 1,000,000 ESAL's	75
> de 1,000,000 ESAL's	87.5

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, cap. 7, pág. 29

6.2.8. Módulo de resiliencia

Esta variable caracterizó la subrasante, subbase y base en relación a condiciones de tensión y humedad que también fue ajustado para analizar las posibles diferencias que existen entre los resultados de laboratorio y los obtenidos en el lugar tomando en cuenta en que el año está dividido en períodos en los cuales el módulo de resiliencia se mantiene constante, no menores de 15 días (SIECA, 2002, cap. 4, pág. 9).

Se han establecido correlaciones para calcularlo a partir de otros ensayos, como el CBR, la guía de diseño de la AASHTO-93, cap. I, pág. 14, establece las correlaciones mostradas en la Tabla 53 para encontrar el Módulo Resiliente de la subrasante.

Tabla 53. Correlación entre el CBR Y Módulo Resiliente para Sub rasante.

Valor de CBR	Consideración
CBR < 10%	$Mr = 1500 * CBR$
CBR > 10%	$Mr = 4326 * \ln(CBR) + 241$

Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO 93, cap. I, pág. 14

6.2.9. Confiabilidad del diseño (R)

La variable de "Confiabilidad del Diseño (R)" es una de las variables que contiene mayor incidencia en los espesores de diseño ya que se refiere al grado de

certidumbre (seguridad) de que una determinada alternativa de diseño llegue al fin del período de diseño en buenas condiciones (SIECA, 2002, cap. 7, pág. 3).

Tabla 54. Niveles de confiabilidad R en función del tipo de carretera.

Tipo de carretera	Niveles de confiabilidad R	
	Suburbanas	Rurales
Autopista Regional	85 - 99.9	80 - 99.9
Troncales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	50 - 80

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, cap. 7, pág. 56

Tabla 55. Valores de Zr en función de la confiabilidad R

Confiabilidad R (%)	Desviación normal estándar Zr
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, cap. 2, pág. 57

6.2.10. Desviación Estándar

El valor de desviación estándar toma en cuenta un conjunto de variables como espesor de las capas, características de los materiales, condiciones de drenaje, entre otros que son partes del análisis, el diseño y así considerar el tránsito que puede soportar el mismo a lo largo del período de diseño. (SIECA, 2002, cap. 7 pág. 54). En la Tabla 56 se recomiendan para uso general, pero estos valores pueden ser ajustados en función de la experiencia para uso local.

Tabla 56. Desviación estándar dependiendo las condiciones de servicio

Condición	Pavimento Rígido	Pavimento Flexible
Construcción nueva	0.35	0.45
Sobre capas	0.39	0.49

Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO – 93, cap. 4, I-62

6.2.11. Coeficiente de drenaje (mi)

Este valor depende de la calidad percolante de las capas de drenaje, al tener capas de drenajes con valores mayores a la unidad entonces se pueden diseñar paquetes estructurales con espesores menores, de lo contrario cuando el drenaje no es bueno se debe diseñar con un espesor mayor. (SIECA, 2002, cap.6, pág. 17).

En la Tabla 57 se muestra los porcentajes en que la estructura está expuesta a niveles de humedad:

Tabla 57. Coeficiente de drenaje (mi)

Calidad del Drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación			
	Menos del 1%	1% - 5%	5% - 25%	Más del 25%
Excelente	1.4 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.2
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.8
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.8	0.80 – 0.60	0.6
Muy Pobre	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.4	0.4

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, cap. 6, pág. 4

6.2.12. Número estructural

Para poder obtener el valor del número estructural calculado, se utilizó la Ecuación 36 y para su solución el nomograma regido por la AASHTO-93 (Ver Anexo, Gráfico 19, pág. XVI) el cual fue necesario para calcular las siguientes variables:

$\lg_{10} W_{18} = Z_r S_o + 9.36 \lg_{10} SN + 1 - 0.2 + \frac{\lg_{10} \frac{\Delta Psi}{4.2 - 1.5}}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \lg_{10} M_r - 8.07$	Ecuación (36)
--	--------------------

Donde:

W_{18} : Número de cargas de ejes equivalentes de 18 Kips (80 KN)

Z_r : Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución), correspondiente a la curva estandarizada para una confiabilidad R.

S_o : Desviación estándar de todas las variables.

ΔPsi : Pérdida de serviciabilidad.

M_r : Módulo de resiliencia de la sub rasante.

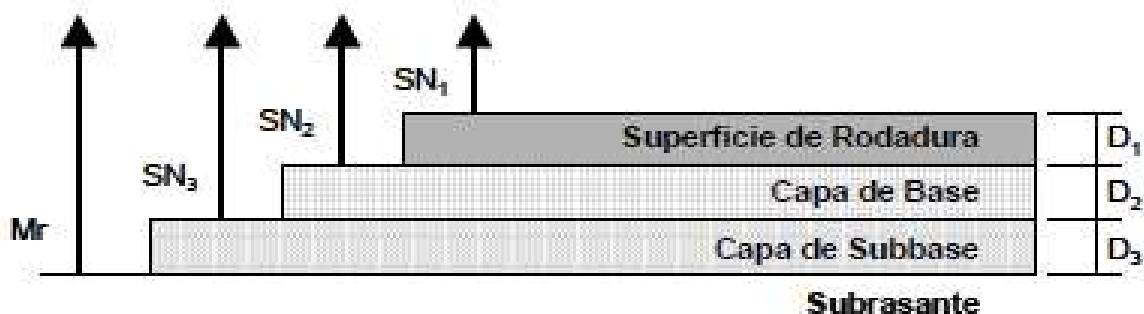
SN: Número estructural.

6.2.13. Coeficientes de capa (a_n)

Los coeficientes estructurales o de capa son requeridos para el diseño estructural de los pavimentos, lo que permite convertir los espesores reales a números estructurales (SN), siendo cada coeficiente una medida de la capacidad relativa de cada material para funcionar como parte de la estructura del pavimento (Rodríguez, 1998, pág. 57).

En la ilustración 8, D_1 , D_2 y D_3 corresponden a los espesores reales de capa en pulgadas para la superficie de rodadura, base y sub – base.

Ilustración 8. Capas de rodamiento



Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO-93, cap. II, pág. 36

6.2.14. Coeficiente estructural para carpeta de rodamiento (a_1)

Este valor fue una medida de la habilidad relativa para el espesor del material y el cual sirvió como un componente estructural del pavimento, por ende, según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2002, cap. 7, pág. 107 en base al método AASHTO – 93 se utilizó un coeficiente estructural de $a_1 = 0.45$ para la capa de rodamiento (Adoquín) de tipo tráfico con resistencia a la compresión de 3500 psi utilizado en el tramo de carretera.

6.2.15. Coeficiente estructural base (a_2)

Para determinar el coeficiente estructural a_2 se hace uso del nomograma para base granular tratada con cemento, proporcionado por la Guía para Diseño de Estructura de Pavimento, AASHTO-93 en el cap. II, pág. 23.

6.2.16. Coeficiente estructural de la subbase (a_3)

La determinación del coeficiente estructural a_3 se realiza en base a la aplicación del nomograma para la sub – base granular no tratada con cemento proporcionado por la Guía para Diseño de Estructura de Pavimento, AASHTO-93 en el cap. II, pág. 21.

6.2.17. Cálculo de los espesores de capa

Para cada capa se consideran coeficientes relativos que dependen del material que las conforman, por lo tanto, podemos decir que el pavimento tendrá mayor capacidad de soporte mientras mayor sea el número estructural y viceversa.

El número estructural (SN) se puede expresar por medio de la Ecuación 37.

$SN = a_i * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$	Ecuación (37)
--	-----------------

Donde:

D_1, D_2, D_3 : Espesores de capas; adoquín, base y sub – base respectivamente en (pulgadas).

a_i : Coeficiente estructural de capa i , dependiente de su módulo.

m_i : Coeficientes de drenaje para capas no estabilizadas.

6.3. Resultados

6.3.1. Serviciabilidad

Para el tramo en estudio se decidió utilizar una serviciabilidad inicial recomendada por la AASHTO-93 para conocer el tipo y volumen de tránsito para el que se va diseñar de:

$$P_o = 4.2 \text{ para pavimentos flexibles}$$

Para el caso de la serviciabilidad final (P_t), se consideró un P_t en función de la categoría de tránsito menor del camino de:

$$P_t: 2$$

Luego de haber definido los criterios de serviciabilidad, se aplicó la Ecuación 34, para obtener la pérdida de serviciabilidad, como resultado se obtuvo una pérdida de:

$$\Delta PSI = 4.2 - 2$$

$$\Delta PSI = 2.2$$

6.3.2. Número Estructural para ESAL's

Para encontrar el ESAL's de diseño del tramo se seleccionó un valor asumido SN y recomendado de:

$$SN = 5$$

6.3.3. Factor equivalente (FESAL)

Conociendo la serviciabilidad final ($P_t=2$), el número estructural asumido ($SN=5$) y los pesos, se procedió a determinar los factores de equivalencia los cuales se obtuvieron de la AASHTO-93, apéndice D (Ver Anexo, Tabla 75 – 77, pág. XVII – XIX). Dado que los factores de equivalencia de cargas de los ejes no se encontraron según sus valores en las Tablas 75 – 77 del Anexo XVII – XIX, se procedió a interpolar basados en los valores más cercanos en la tabla, como se muestra en la Tabla 58.

Tabla 58. Cálculo interpolado del FESAL

a =	0.0002	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{2.2} = 0.00038$	a =	0.002	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{4.4} = 0.00343$
b =	0.002		b =	0.009	
c =	2		c =	4	
e =	4		e =	6	
X _{2.2} =	?		X _{4.4} =	?	
d =	2.2		d =	4.4	
a =	0.031	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{8.8} = 0.05064$	a =	0.031	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{9.9} = 0.07660$
b =	0.079		b =	0.079	
c =	8		c =	8	
e =	10		e =	10	
X _{8.8} =	?		X _{9.9} =	?	
d =	8.8		d =	9.9	
a =	0.079	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{11} = 0.12650$	a =	0.338	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{14.30} = 0.37775$
b =	0.174		b =	0.603	
c =	10		c =	14	
e =	12		e =	16	
X ₁₁ =	?		X _{14.30} =	?	
d =	11.0		d =	14.3	
a =	0.596	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{17.60} = 0.91920$	a =	1	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{19.8} = 1.51300$
b =	1		b =	1.57	
c =	16		c =	18	
e =	18		e =	20	
X _{17.60} =	?		X _{19.8} =	?	
d =	17.6		d =	19.8	
a =	1.38	$X = \frac{a(d - e) + b(c - d)}{c - e}$ $X_{36.30} = 1.43250$			
b =	1.73				
c =	36				
e =	38				
X _{36.30} =	?				
d =	36.3				

Fuente: Elaboración propia (2021)

6.3.4. Ejes equivalentes (ESAL's)

Según el método de la AASHTO – 93, se recomienda que se estudien los pavimentos para un período de comportamiento mayor, ya que ellos pueden dar lugar a una mejor evaluación de las alternativas a largo plazo basadas en análisis de costo-tiempo.

Conocidos los valores de los Factores de Equivalencia (FESAL), se procedió a calcular mediante la Ecuación 35 el ESAL'S, obteniendo un valor como se

muestra en la Tabla 59 de 331,817 el cual corresponde al número de repeticiones equivalentes W18.

Tabla 59. Cálculo del ESAL's

Tipos de vehículos	Peso X eje(Ton.met)	Peso X eje (Kips)	Tipo de eje	To. 2019	TD	TD corregido	Factor ESAL	ESAL de diseño
Autos	1	2.205	Simple	6	21082.05	21083	0.00038	8
	1	2.205	Simple				0.00038	8
Jeep	1	2.205	Simple	22	77300.84	77301	0.00038	30
	1	2.205	Simple				0.00038	30
Camioneta	1	2.205	Simple	116	407586.2	407587	0.00038	157
	2	4.409	Simple				0.00343	1399
MnBus 15-30 pas	4	8.818	Simple	2	7027.349	7028	0.05064	356
	8	17.64	Simple				0.91920	6460
Bus	5	11.02	Simple	17	59732.47	59733	0.12650	7556
	10	22.05	Simple				2.35000	140373
C2 liv	4	8.818	Simple	6	21082.05	21083	0.05064	1068
	8	17.64	Simple				0.91920	19379
C2	4.5	9.921	Simple	9	31623.07	31624	0.07660	2422
	9	19.84	Simple				1.51300	47847
C3	5	11.02	Simple	11	38650.42	38651	0.12650	4889
	16.5	36.38	Doble				1.43250	55368
V.C	4.5	9.921	Simple	5	17568.37	17569	0.07660	1346
	6.5	14.33	Simple				0.37775	6637
OTROS	9	19.84	Simple	3	10541.02	10542	1.51300	15950
	4	8.818	Simple				0.05064	534
TD Total								311,817

Fuente: Elaboración propia (2021)

6.3.5. CBR de diseño

Para el diseño de la subrasante del tramo Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta se eligió un valor percentil de 75%, debido a que el ESAL's fue de 331,817 como se muestra en la Tabla 59. En la Tabla 60 se muestran los valores para el cálculo de CBR basados en el percentil 75% de la subrasante.

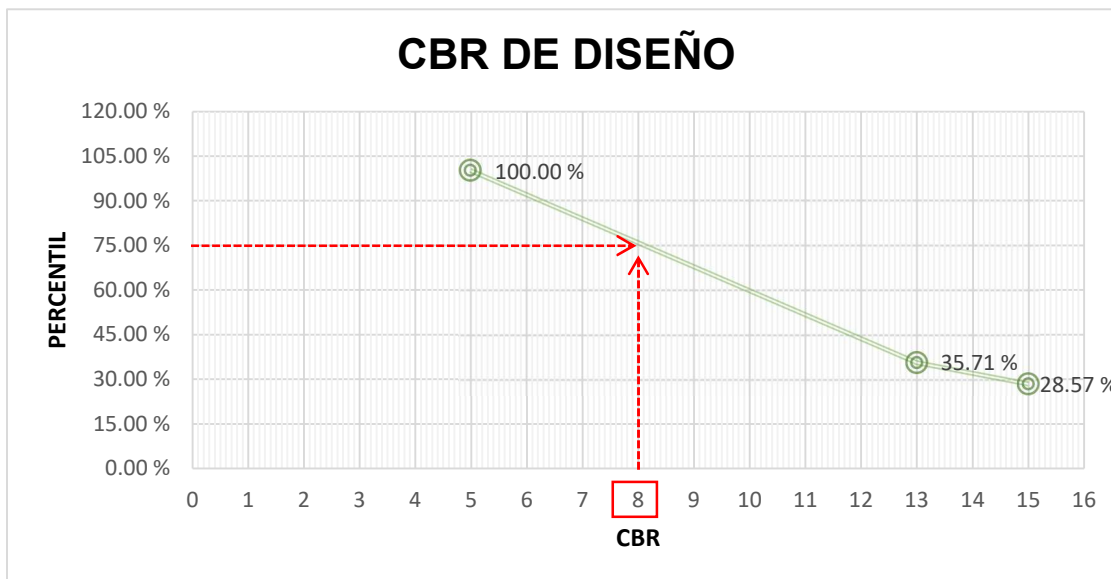
Tabla 60. Valores utilizados para calcular el CBR de diseño

Tipo de suelo	CBR 95%	Frecuencia igual o mayor	Porcentaje
A-2-4 (0)	5	28	100.00 %
A-1-b (0)	13	10	35.71 %
A-2-4 (0)	15	8	28.57 %

Fuente: Elaboración propia (2021)

En el Gráfico 8 se puede observar que el resultado del CBR de diseño para la subrasante fue de 8%, se asume que este porcentaje se establece como una muestra representativa de los valores del CBR encontrados en los sondeos de línea de la subrasante.

Gráfico 8. CBR de diseño



Fuente: Elaboración propia (2021)

6.3.6. Módulo de resiliencia (Mr)

Tomando los criterios de diseño, para el módulo de resiliencia, el cual menciona que para un CBR < 10% se adopta la primera ecuación descrita en la Tabla 53,

obteniendo un módulo de resiliencia de 12,000 psi, como se muestra a continuación:

$$Mr = 1500 * 8$$

$$Mr = 12,000 \text{ psi}$$

6.3.7. Confiabilidad de diseño (R)

Para el tramo en estudio se decidió utilizar un valor de confiabilidad R del 70%, dicho valor es recomendado para una carretera tipo colectora rural según el rango en la Tabla 54. De acuerdo al valor de la confiabilidad adoptado para el tipo de carretera colectora rural, el valor de la desviación normal estándar Z_r seleccionado fue de 0.524, lo cual se muestra en la Tabla 55.

6.3.8. Desviación estándar (So)

Según la guía AASHTO-93, el valor de la desviación estándar (So), para pavimentos flexibles se identificó como la variación en la predicción del comportamiento de los niveles de servicio del tránsito teniendo en cuenta los errores de la predicción del mismo, como se muestra en la Tabla 56, se utilizó el valor de 0.45.

6.3.9. Coeficiente de drenaje (mi)

El método AASHTO-93 proporciona un sistema para ajustar los coeficientes estructurales en forma que tome en consideración los niveles de drenaje sobre el comportamiento del futuro pavimento, como se muestra en la Tabla 57, siendo utilizado un coeficiente de 1, debido a que la calidad de drenaje es buena.

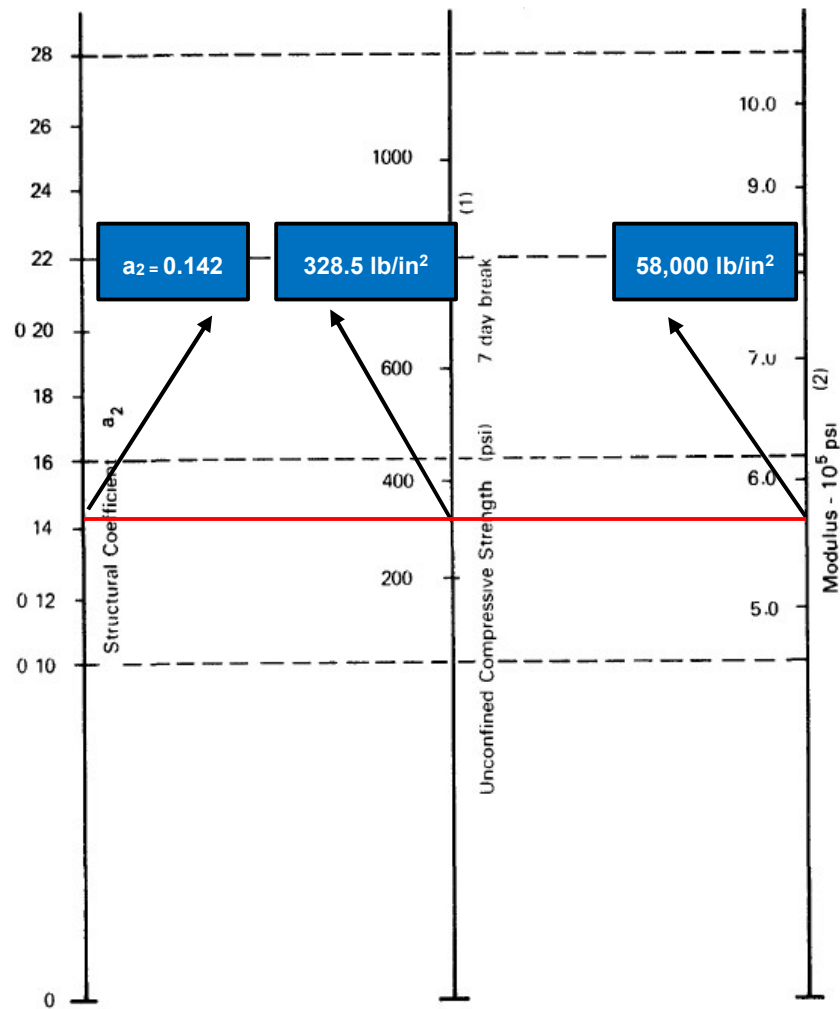
6.3.10. Coeficiente estructural para carpeta de rodamiento (a_1)

El coeficiente estructural de la capa de rodamiento (adoquín), se definió según el Manual Centroamericano para el diseño de pavimentos SIECA 2002, cap. 7, pág. 107 en donde se encuentra el valor de a_1 de 0.45, usando un adoquín tipo tráfico de 3,500 Psi de resistencia a la compresión para la capa de rodamiento.

6.3.11. Coeficiente estructural para base granular estabilizada (a_2)

El valor del CBR usado para el cálculo de la base granular estabilizada es igual a 15% y el valor de resistencia a la compresión para la determinación del coeficiente estructural a_2 es igual a 23.1 kg/cm² equivalente a 328.5 lb/in² que corresponde al banco de préstamo Valle Casas Viejas clasificado con un material A-2-4 y de acuerdo a la línea trazada en el Gráfico 9 se obtuvo en la escala izquierda un coeficiente estructural de a_2 igual a 0.142.

Gráfico 9. Obtención del Coeficiente estructural a_2 y el Módulo Resiliente, para base granular estabilizada



Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO-93, cap. II, pág. 23

6.3.12. Cálculo de los espesores de diseño

El espesor D1 para el caso del tramo de carretera Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta está definido, debido que se utilizará adoquín como carpeta de rodamiento, por lo tanto, D1 = 4 pulgadas y el coeficiente estructural $a_1 = 0.45$, para el cálculo se utilizó la Ecuación 38, se obtuvo un resultado SN1 igual a 1.80, a continuación, se muestran los cálculos.

$SN_1 = a_1 * D_1$	Ecuación (38)
--------------------	-----------------

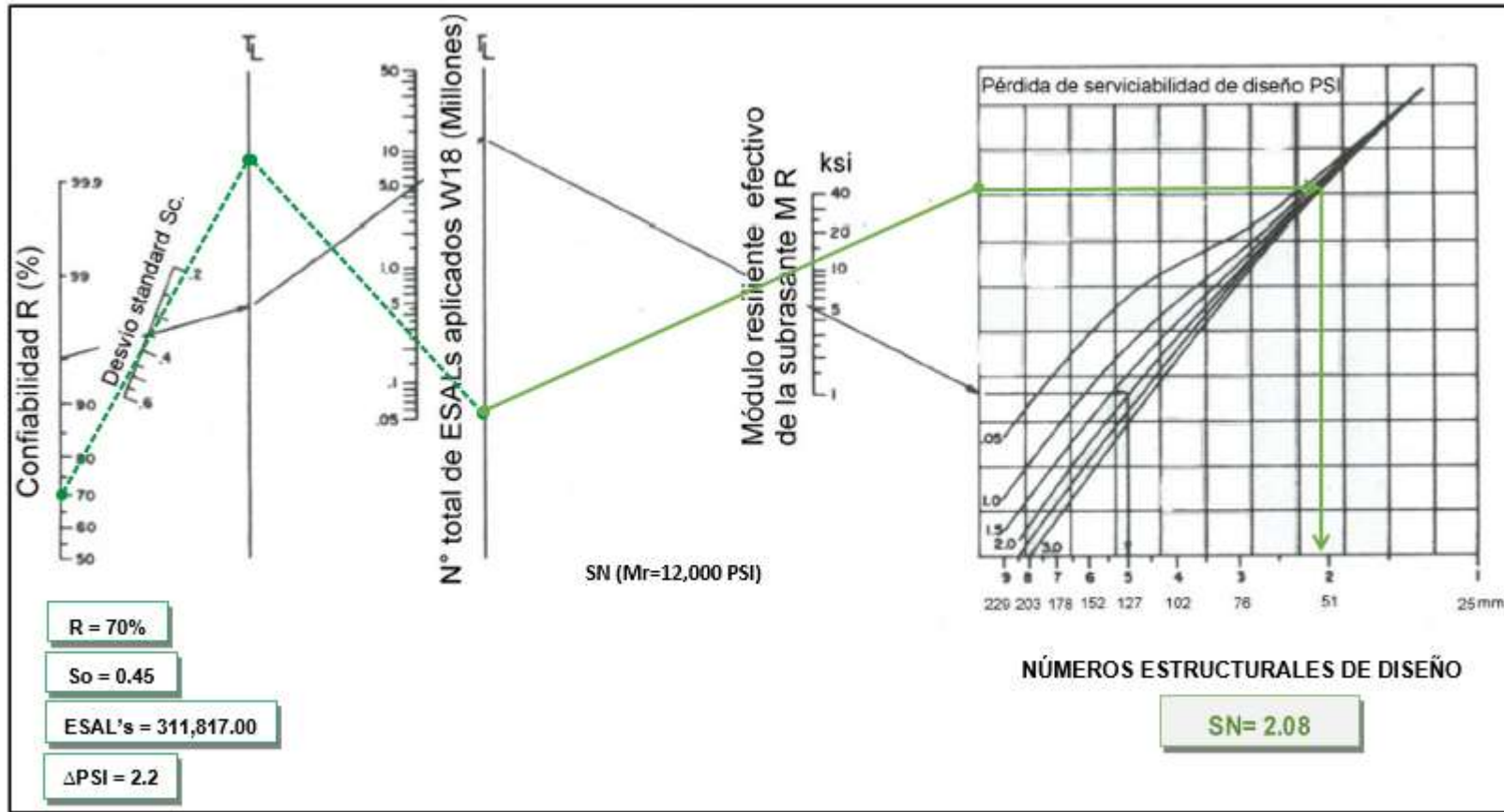
Dónde:

$$SN_1 = 0.45 * 4 \text{ pulg}$$

$$SN_1 = 1.80$$

Haciendo uso del Ábaco establecido por el Manual de Diseño de Pavimentos AASHTO – 93, se hizo el cálculo de SN para la subrasante como se muestra en el Gráfico 10.

Gráfico 10. Nomograma para obtener el Numero Estructura SN2 y SN3



Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos AASHTO – 93, Figura 12 pág. 8

6.3.12.1. Comprobación del SN mediante emulador

Para una mayor confiabilidad de los resultados obtenidos en la determinación del número estructural (SN) se utilizó el software que está creado bajo los criterios de la Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO – 93 y que en función del mismo se determinó los distintos espesores de las capas que conforman el paquete estructural. En la Ilustración 9 se muestra el resultado para el SN de la subrasante con el software basado en la AASHTO – 93, el cual dio un resultado de SN igual a 2.08.

Ilustración 9. Comprobación SN2

Fuente: Elaboración propia (2021)

6.3.12.2. Cálculo del espesor de la base granular estabilizada (D2)

Una vez calculado el valor de SN, se utiliza la Ecuación 39 para encontrar el espesor D2 de la base granular estabilizada.

$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2$	Ecuación (39)
------------------------------	-----------------

Por lo tanto;

$$2.08 = 0.45 * 4 + 0.142 * 1 * D_2$$

$$2.08 = 1.8 + 0.142D_2$$

$$D_2 = \frac{2.08 - 1.8}{0.142}$$

$$D_2 = 1.97 \text{ "No cumple"}$$

Debido a que el espesor calculado D2 resultó con un valor de 1.97 por lo tanto no cumplió porque es inferior al espesor mínimo que recomienda la norma, por tanto, se adopta basado en el ESAL's un espesor mínimo de 4 pulgadas como se muestra en la Tabla 61.

Tabla 61. Espesores mínimos sugeridos por capa

Numero de ESAL's	Espesor mínimo (pulgadas)	
	Concreto Asfaltico	Base Granular
	Espesores	Espesores
Menos de 50,000	1	4
50,000 - 150,000	2	4
150,000 – 500,000	2.6	4
500,000 - 2,000,000	3	6
2,000,000 - 7,000,000	3.6	6
Más de 7,000,000	4	6

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, MTI 2002, pág. 147

Haciendo uso del espesor mínimo de 4 pulgadas y utilizando la Ecuación 40 se encuentra el Número Estructural SN2, como se muestra a continuación:

$SN2 = a_2 * D2 * m_2$	Ecuación (40)
------------------------	-----------------

$$SN2 = 0.142 * 4 \text{ in} * 1$$

$$SN2 = 0.57$$

Con la Ecuación 41 se procedió a comprobar el número estructural requerido igual a 2.08, observándose que la suma del número estructural de la carpeta de rodamiento (adoquín) que es 1.80, más el número estructural de la base granular estabilizada que es 0.57 dan como resultado 2.37, que dicho valor cumple ya que es mayor al requerido para el diseño estructural de la vía.

$SN1 + SN2 + SN3 \geq SN \text{ Requerido}$	Ecuación (41)
---	-----------------

$$1.80 + 0.57 \geq 2.08$$

$$2.37 \geq 2.08 \text{ "**CUMPLE**"}$$

6.3.13. Espesores finales de diseño

En base al análisis de la estructura de pavimento y a los resultados obtenidos, la carpeta de rodamiento con 4 kilómetros del tramo Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta será de 4 pulgadas, por lo que en dicho proyecto se utilizará adoquín y también se usará una base granular estabilizada de 4 pulgadas.

A continuación, en la Tabla 62 se detallan los espesores finales de diseño.

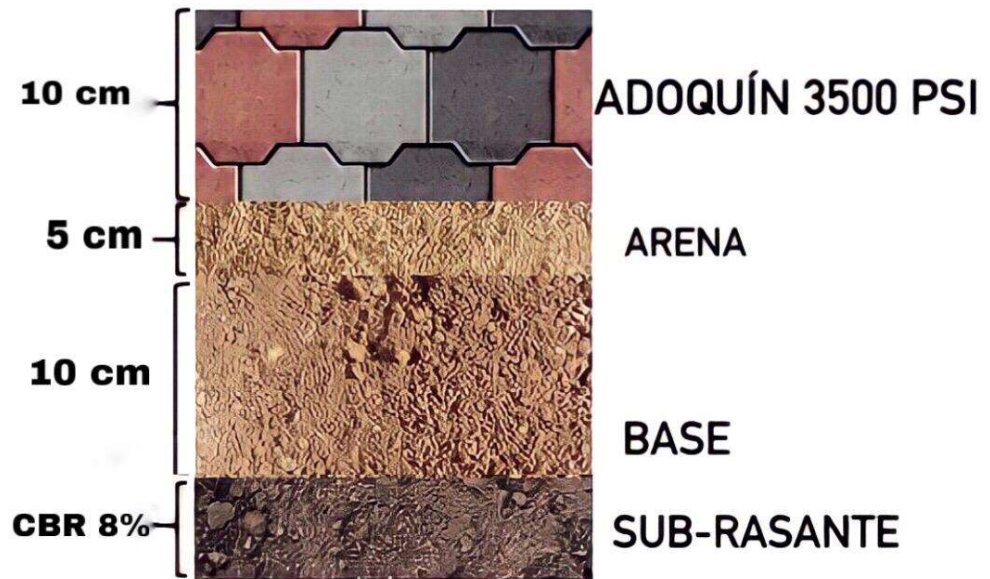
Tabla 62. Espesores finales de diseño

Capa	Espesor	
	Pulgadas	Centímetros
Capa de rodamiento (Adoquín)	4.00	10.00
Capa de arena	2.00	5.00
Base suelo-cemento	4.00	10.00
Espesor total requerido	10.00	25.00

Fuente: Elaboración propia (2021)

Como se muestra en la Tabla 62, al utilizar adoquín como carpeta de rodamiento el espesor de arena será de 5 centímetros y así como se ve en la Ilustración 11 el espesor de las diferentes capas estructurales tendrá un total de 10.00 pulgadas equivalentes a 25 centímetros para el espesor final de diseño.

Ilustración 10. Espesores finales de diseño



Fuente: Elaboración propia (2021)



VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

Al realizar el diseño geométrico y estructura de pavimento articulado del tramo de carretera Valle Casas Viejas – Pie de la Cuesta, aplicando las normas correspondientes, se concluyó lo siguiente:

- El Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) basado en los aforos y los factores de ajustes del tramo 1802 San Marcos Masatepe fue de 492 vehículos/día con una tasa de crecimiento de 3.47% para un período de 15 años con un tránsito de diseño de 692,194 vehículos.
- El tipo de suelo encontrado en la subrasante fue A-2-4 (Arena gravo limosa de media plasticidad) según clasificación AASHTO con un CBR del 8%.
- Se observó que el banco de préstamo Valle Casas Viejas tiene un CBR del 15%, lo cual según la norma NIC-2000 no cumple con las especificaciones de un material óptimo para la base de la carretera por lo que se hizo una dosificación de mezcla suelo-cemento con resistencia de 23.1 kg/cm² (328.5 PSI) a los 7 días de edad con 4% de cemento (HOLCIM).
- Se observó un relieve irregular con elevaciones que van desde 509.078 msnm hasta 1011.857 msnm en 4 km de carretera.
- El vehículo de diseño fue el C-2 y se definió una velocidad de diseño de 30 km/hora, apropiada en zonas montañosas como en este caso y al realizar los planos se trazaron 37 curvas horizontales, 35 curvas verticales, siendo estas 17 en columpio y 18 en cresta.
- En el cálculo de los ejes equivalentes ESAL's con ayuda de los criterios de diseño de la AASHTO-93 resultó de 311,817 lo que sirvió para luego hacer el cálculo de los espesores de diseño en donde la base estabilizada fue de 10 cm de espesor y obteniendo un espesor total requerido de 25 cm que soportara las cargas solicitantes.

7.2. Recomendaciones




- El suelo – cemento será curado durante 7 días con la aplicación frecuente de agua.
- Para la mezcla de suelo-cemento de la capa base se deberá utilizar una dosificación del porcentaje de cemento HOLCIM al 4%, es decir 1 saco de cemento por 24 sacos de suelo del banco de préstamo Valle Casas Viejas.
- Debido a las características geométricas de la vía construidas en relieve montañoso y zona rural con permanentes neblinas y lluvias más de la mitad del año se deben instalar las debidas señalizaciones tanto verticales como horizontales de acuerdo a la necesidad requerida, principalmente en los puntos críticos.
- Utilizar adoquín tipo tráfico de 24cm x 22cm x 10 cm y que este cumpla con su resistencia de 3500 PSI según norma NIC 2000.
- Debido a las características del clima, realizar los procesos de compactación en los períodos más secos del año para no generar sobre costos por el procesamiento de materiales debido a la humedad excesiva.
- Se deberá hacer un corte longitudinal o rasante para la estructura final de pavimento articulado con espesores de diseño los cuales son adoquín de 10 cm, 5 cm de arena y 10 cm de base estabilizada de suelo cemento, siendo un total de 25 cm sobre la línea de la sub-rasante en todo el tramo de carretera.

7.3. Bibliografía

- AASHTO-93. (1993). *Design of Pavement Structures AASHTO 93*. Estados Unidos: AASHTO.
- Ceciliano, P. M. (2013). *Diseño de Vías de Comunicación Terrestres*. Perú.
- Corredor, G. (s.f.). *Experimento vial de la ASSHO y las guías de diseño de la AASTHO*. Managua.
- Cuervo, S. L. (1996). *Topografía, 2da Edición*. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa.
- Das, B. M. (2012). *Fundamento de ingeniería de cimentaciones*. México: Cengage Learning, S.A.,C.V.,.
- Eulalio Juárez Badillo, A. R. (1973). *Mecánica de suelos, Tomo II*. México: Editorial LIMUSA.
- MTI. (2008). *Manual para la revisión de diseños de pavimentos*. Nicaragua.
- Peña, J. S. (2005). *Manual de prácticas de topografía y cartografía*. España.
- Rodríguez, A. R. (1998). *Pavimentos flexibles. Problemática, Metodologías de Diseño y Tendencias*. México, Sanfandila, Qro: Publicación Técnica No. 104.
- SIECA. (2002). *Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos*. Guatemala: SIECA.
- SIECA. (2004). *Manual Centroamericano, Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales*. Guatemala: Convenio No. 596-0184.20, PROALCA II, SIECA.
- Valencia, L. H. (2011). *Manual de Operación de la Estación Total*. Managua, Nicaragua.
- Villalaz, C. C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México, Limusa: @2004, Editorial Limusa, S.A de C.V. grupo Noriega editores.

ANEXOS

Tabla 63. Tipología y descripción vehicular

CLASIF. VEHICULAR	TIPOS DE VEHICULOS	ESQUEMA VEHICULAR	DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA VEHICULAR
VEHICULOS DE PASAJEROS	MOTOCICLETAS		Incluye todos los tipos de Motocicleta tales como, Minimoto, Cuadraciclo, Moto Taxis, Etc. Este último fue modificado para que pudiera ser adaptado para el traslado de personas, se encuentran más en zonas Departamentales y Zonas Urbanas. Moviliza a 3 personas incluyendo al conductor.
	AUTOMOVILES		Se consideran todos los tipos de automóviles de cuatro y dos puertas, entre los que podemos mencionar, vehículos cope y station wagon.
	JEEP		Se consideran todos los tipos de vehículos conocidos como 4*4. En diferentes tipos de marcas, tales como TOYOTA, LAND ROVER, JEEP, ETC.
	CAMIONETA		Son todos aquellos tipos de vehículos con tinas en la parte trasera, incluyendo las que transportan pasajeros y aquellas que por su diseño están diseñadas a trabajos de carga.
	MICROBUS		Se consideran todos aquellos microbuses, que su capacidad es menor o igual a 14 pasajeros sentados.
	MINIBUS		Son todos aquellos con una capacidad de 15 a 30 pasajeros sentados.
	BUS		Se consideran todos los tipos de buses, para el transporte de pasajeros con una capacidad mayor de 30 personas sentadas.
VEHICULOS DE CARGA	LIANO DE CARGA		Se consideran todos aquellos vehículos, cuyo peso máximo es de 4 toneladas o menores a ellas.
	CAMIÓN DE CARGA C2 - C3		Son todos aquellos camiones tipos C2 (2 Ejes) y C3 (3 Ejes), con un peso mayor de 5 toneladas. También se incluyen las furgonetas de carga liviana.
	CAMIÓN DE CARGA PESADA Tx-Sx<=4		Camiones de Carga Pesada, son vehículos diseñados para el transporte de mercancía liviana y pesada y son del tipo Tx-Sx<=4.
	Tx-Sx=5		Este tipo de camiones son considerados combinaciones Tractor Camión y semi Remolque, que sea igual o mayor que 5 ejes.
	Cx-Rx<=4		Camión Combinado, son combinaciones camión remolque que sea menor o igual a 4 ejes y están clasificados como Cx-Rx<=4
	Cx-Rx=5		Son combinaciones iguales que las anteriores pero iguales o mayores cantidades a 5 ejes.
EQUIPO PESADO	VEHICULOS AGRICOLAS		Son vehículos provistos con llantas especiales de hule, de gran tamaño. Muchos de estos vehículos poseen arados u otros tipos de equipos, con los cuales realizar las actividades agrícolas. Existen de diferentes tipos (Tractores - Arados - Cosechadoras)
	VEHICULOS DE CONSTRUCCIÓN		Generalmente estos tipos de vehículos se utilizan en la construcción de obras civiles. Pueden ser de diferentes tipos, Motoniveladoras, retroexcavadoras, Recuperador de Caminos/Mezclador, Pavimentadora de Asfalto, Tractor de Cadenas, Cargador de Ruedas y Compactadoras.
OTROS	REMOLQUES YO TRALERS		Se incluye remolques o trailers pequeños halados por cualquier clase de vehículo automotor, también se incluyen los halados por tracción animal (Semovientes).

Fuente: Anuario de Afros de Tráfico – MTI 2019, pág. 26

Tabla 64. Resumen del aforo durante 5 días

VOLUMENES HORARIOS ESTACIÓN 0+000 SALIDA DEL POBLADO DE VALLE CASAS VIEJAS (AMBOS SENTIDOS)																
HORA	BICI	MOTOS	VEHÍCULOS LIVIANOS			PESADOS DE PASAJEROS				PESADOS DE CARGA			VEH. PESADOS		VEH. TRAC. ANIMAL	TOTAL
			AUTOS	JEEP	CAMTAS	MBUSES	MBUS> 15P	BUS	C2 LIV	C2	C3	OTROS	VEH. CONST	VEH. AGRI		
06:00 - 07:00	28	33	3	9	40	0	0	8	3	4	1	0	0	3	13	145
07:00 - 08:00	62	62	1	9	36	0	0	5	2	1	2	2	0	2	12	196
08:00 - 09:00	72	108	1	9	39	0	1	4	2	1	1	0	0	1	14	253
09:00 - 10:00	48	92	0	5	31	0	0	4	2	1	5	1	0	0	19	208
10:00 - 11:00	59	92	0	4	35	0	0	1	0	4	2	0	0	0	15	212
11:00 - 12:00	47	74	3	6	39	0	0	8	0	1	3	0	0	1	13	195
12:00 - 13:00	42	58	3	11	49	0	1	1	4	1	1	1	0	8	24	204
13:00 - 14:00	47	73	0	6	38	0	2	0	3	2	1	0	0	1	12	185
14:00 - 15:00	48	93	0	7	40	1	0	5	0	1	5	2	0	1	11	214
15:00 - 16:00	40	82	2	6	40	0	2	4	0	1	7	1	0	1	13	199
16:00 - 17:00	58	92	0	8	40	0	0	3	0	3	1	0	0	0	10	215
17:00 - 18:00	41	62	3	10	45	0	1	2	3	4	3	1	0	4	14	193
TOTAL	592	921	16	90	472	1	7	45	19	24	32	8	0	22	170	2419

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 65. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 1)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
1	1	0+000	0-15	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	96	96	95	92	81	67	54	40	29	28	8	8.5
	2		15-75	Arena gravo-arcilloso de media plasticidad. Color café.	A-2-6 (0)	100	100	99	95	91	76	61	50	37	24	35	11	10.2
	3		75-150	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color gris.	A-2-4 (0)	100	100	95	84	78	58	43	32	19	11	34	9	7.4
2	1	0+100	0-20	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	96	96	95	92	81	67	54	40	29	28	8	8.5
	2		20-50	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café oscuro.	A-6 (2)	100	100	100	100	99	93	85	75	61	41	33	12	12
	3		50-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	100	98	94	91	80	69	60	49	35	33	9	11.5
3	1	0+200	0-70	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café oscuro.	A-6 (2)	100	100	100	100	99	93	85	75	61	41	33	12	12
	2		70-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café claro.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5
4	1	0+300	0-65	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color café.	A-2-6 (0)	100	98	98	97	95	86	72	61	47	32	35	12	12.2
	2		65-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café claro.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5

Tabla 66. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 2)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
5	1	0+400	0-60	Arena gravo-arcilloso de media plasticidad. Color café claro.	A-2-6 (0)	100	100	99	95	91	76	61	50	37	24	35	11	10.2
	2		60-100	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color café claro.	A-2-4 (0)	100	100	99	97	94	85	74	60	35	17	31	8	5.1
	3		100-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café oscuro.	A-6 (2)	100	100	100	100	99	93	85	75	61	41	33	12	12
6	1	0+500	0-70	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	96	96	95	92	81	67	54	40	29	28	8	8.5
	2		70-150	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color gris.	A-2-6 (0)	100	98	98	97	95	86	72	61	47	32	35	12	12.2
7	1	0+600	0-65	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
	2		65-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café claro.	A-6 (1)	100	100	99	98	97	90	80	68	56	38	34	12	11.8
8	1	0+700	0-60	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
	2		60-150	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color gris.	A-2-6 (0)	100	98	98	97	95	86	72	61	47	32	35	12	12.2

Tabla 67. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 3)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
9	1	0+800	0-40	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color rojizo.	A-2-6 (0)	100	100	100	98	94	82	71	58	42	31	35	11	8.9
	2		40-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café claro.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5
10	1	0+900	0-90	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café oscuro.	A-6 (2)	100	100	100	100	99	93	85	75	61	41	33	12	12
	2		90-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
11	1	1+000	0-30	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		30-150	Arena gravo-arcillosa de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-2-6 (0)	100	100	100	96	93	78	64	51	39	30	36	11	9.6
12	1	1+100	0-40	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café oscuro.	A-6 (2)	100	100	100	100	99	93	85	75	61	41	33	12	12
	2		40-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	100	100	98	95	85	71	61	48	31	32	10	9.1
13	1	1+200	0-85	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color café.	A-2-6 (0)	100	98	98	97	95	86	72	61	47	32	35	12	12.2
	2		85-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color amarillo.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5

Tabla 68. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 4)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
14	1	1+300	0-20	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	96	96	95	92	81	67	54	40	29	28	8	8.5
	2		20-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color amarillo.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5
15	1	1+400	0-15	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	96	96	95	92	81	67	54	40	29	28	8	8.5
	2		15-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
16	1	1+500	0-30	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		30-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
17	1	1+600	0-20	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color café.	A-2-6 (0)	100	100	100	98	94	82	71	58	42	31	35	11	8.9
	2		20-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	100	98	94	91	80	69	60	49	35	33	9	11.5
18	1	1+700	0-150	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color gris.	A-2-4 (0)	100	100	95	84	78	58	43	32	19	11	34	9	7.4
19	1	1+800	0-150	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5

Tabla 69. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 5)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
20	1	1+900	0-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
21	1	2+000	0-20	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		20-60	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color café.	A-2-6 (0)	100	98	98	97	95	86	72	61	47	32	35	12	12.2
	3		60-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color rojizo.	A-2-4 (0)	100	100	100	96	93	82	68	59	48	35	32	8	12.9
22	1	2+100	0-80	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color gris.	A-2-6 (0)	100	98	98	97	95	86	72	61	47	32	35	12	12.2
	2		80-150	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color gris.	A-2-4 (0)	100	100	95	84	78	58	43	32	19	11	34	9	7.4
23	1	2+200	0-30	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		30-150	Arena gravo-arcillosa de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-2-6 (0)	100	100	100	96	93	78	64	51	39	30	36	11	9.6
24	1	2+300	0-30	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		30-60	Arena gravo-arcillosa de media plasticidad. Color café claro.	A-2-6 (0)	100	100	100	98	94	82	71	58	42	31	35	11	8.9
	3		60-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9

Tabla 70. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 6)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
25	1	2+400	0-25	Arena gravo-arcilloso de media plasticidad. Color café oscuro.	A-2-6 (0)	100	100	99	95	91	76	61	50	37	24	35	11	10.2
	2		25-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
26	1	2+500	0-70	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color rojizo.	A-2-4 (0)	100	100	95	84	78	58	43	32	19	11	34	9	7.4
	2		70-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color café claro	A-2-4 (0)	100	100	99	97	94	85	74	60	35	17	31	8	5.1
27	1	2+600	0-20	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		20-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color amarillo.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5
28	1	2+700	0-15	Arena gravo-limosa de baja plasticidad. Color amarillo claro.	A-1-b (0)	100	100	94	88	82	66	53	43	31	20	24	5	8.5
	2		15-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color café.	A-2-4 (0)	100	100	100	96	93	82	68	59	48	35	32	8	12.9
29	1	2+800	0-25	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	96	96	95	92	81	67	54	40	29	28	8	8.5
	2		25-150	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color amarillo.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5

Tabla 71. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 7)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
30	1	2+900	0-45	Suelo arcilloso de media plasticidad. Color café claro.	A-6 (1)	100	100	99	96	95	86	76	68	56	40	33	11	13.5
	2		45-150	Suelo limoso de media plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	100	100	98	95	87	76	67	55	41	33	9	10.9
31	1	3+000	0-50	Grava areno-limosa de baja-media plasticidad. Color gris.	A-1-a (0)	100	97	94	88	83	64	49	35	20	13	28	6	12.9
	2		50-150	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
32	1	3+100	0-25	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
	2		25-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color rojo.	A-2-4 (0)	100	100	96	95	91	78	65	52	36	26	36	10	11.2
33	1	3+200	0-30	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
	2		30-150	Suelo limoso de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	97	97	94	92	82	69	61	51	41	37	10	13.7
34	1	3+300	0-20	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
	2		20-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color café claro.	A-2-4 (0)	100	100	99	97	94	82	64	56	44	32	35	10	14.3

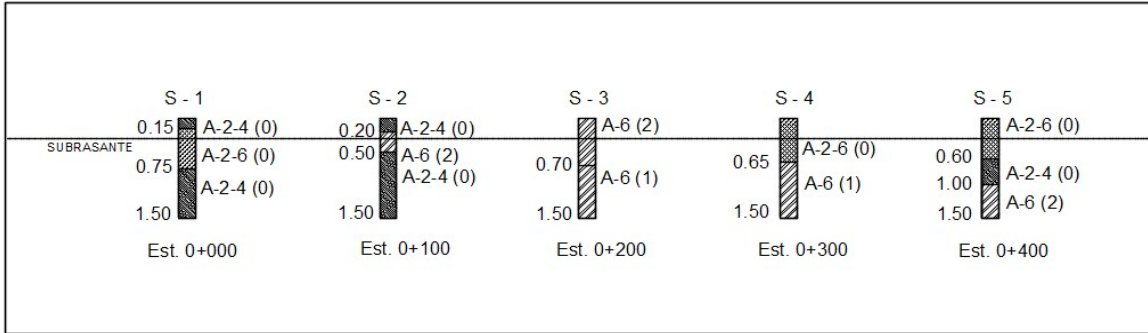
Tabla 72. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 8)

N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
35	1	3+400	0-15	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
	2		15-150	Suelo limoso de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	97	97	94	92	82	69	61	51	41	37	10	13.7
36	1	3+500	0-30	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
	2		30-70	Arena gravo-arcillosa de alta plasticidad. Color café claro.	A-2-6 (0)	100	100	99	97	93	78	65	55	41	31	40	15	15.2
	3		70-150	Suelo limoso de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	97	97	94	92	82	69	61	51	41	37	10	13.7
37	1	3+600	0-100	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color rojo.	A-2-4 (0)	100	100	96	95	91	78	65	52	36	26	36	10	11.2
	2		100-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color amarillo.	A-2-4 (0)	100	100	100	98	93	80	69	59	43	29	31	8	8.6
38	1	3+700	0-20	Arena gravo-limosa de baja-media plasticidad. Color amarillo.	A-2-4 (0)	100	100	96	92	87	69	53	43	31	21	26	8	11.6
	2		20-150	Suelo limoso de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	97	97	94	92	82	69	61	51	41	37	10	13.7

Tabla 73. Matriz de ensayo (granulometría, límites attemberg, clasificación) tramo valle casas viejas - pie de la cuesta (parte 9)

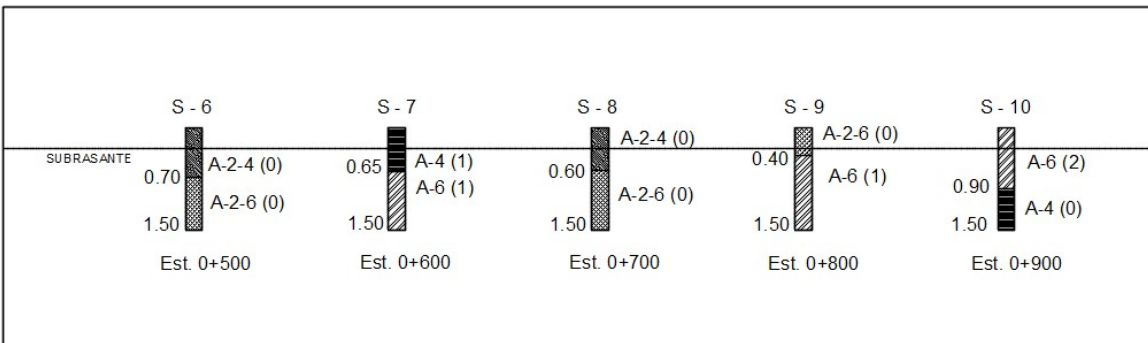
N° Sondeo	N° Muestra	Estación	Profundidad cm	Observación	Clasificación H.R.B	Granulometría, porcentaje que pasa (%)										LL	IP	H. Nat %
						3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200			
39	1	3+800	0-100	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color café claro.	A-2-4 (0)	100	95	93	91	87	74	60	49	36	26	32	10	20.1
	2		100-150	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
40	1	3+900	0-25	Arena gravo-limosa de baja-media plasticidad. Color amarillo.	A-2-4 (0)	100	100	96	92	87	69	53	43	31	21	26	8	11.6
	2		25-150	Arena gravo-limosa de media plasticidad. Color café claro.	A-1-b (0)	100	100	100	96	94	86	74	63	48	33	27	4	10.9
41	1	4+000	0-40	Grava areno-limosa de media plasticidad. Color amarillo claro.	A-2-4 (0)	100	94	89	83	76	59	47	39	30	22	31	7	9.6
	2		40-150	Suelo limoso de media-alta plasticidad. Color rojizo.	A-4 (1)	100	97	97	94	92	82	69	61	51	41	37	10	13.7

Gráfico 11. Perfiles estratigráficos (Est. 0+000 a 0+400)



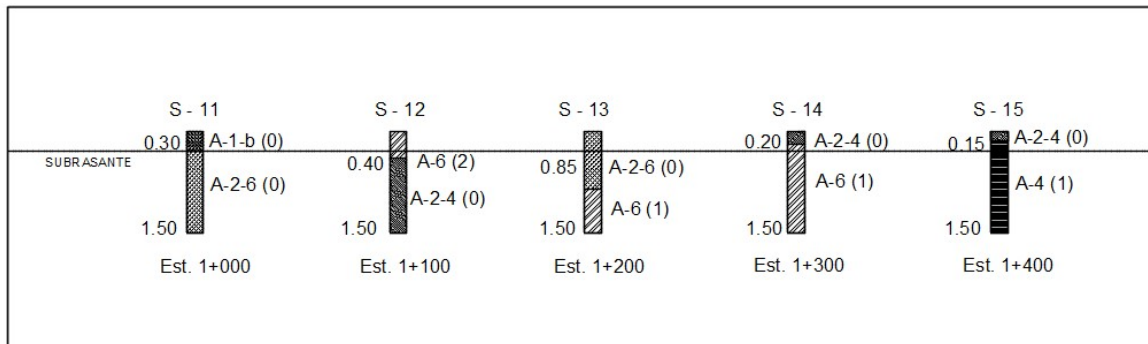
Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 12. Perfiles estratigráficos (Est. 0+400 a 0+900)



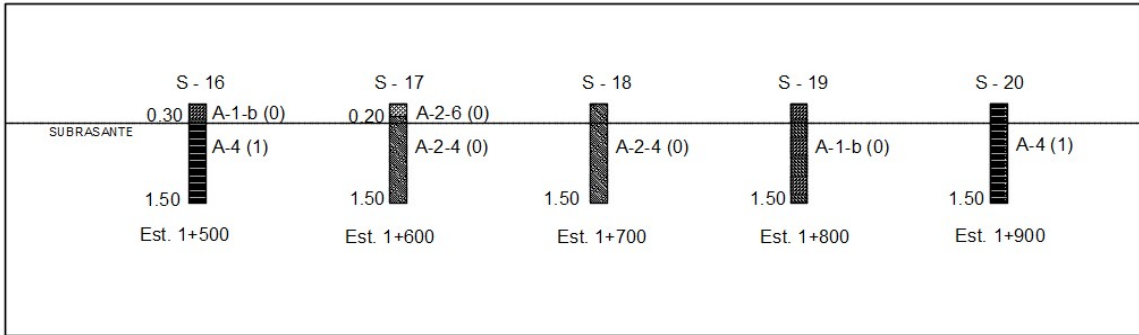
Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 13. Perfiles estratigráficos (Est. 1+000 a 1+400)



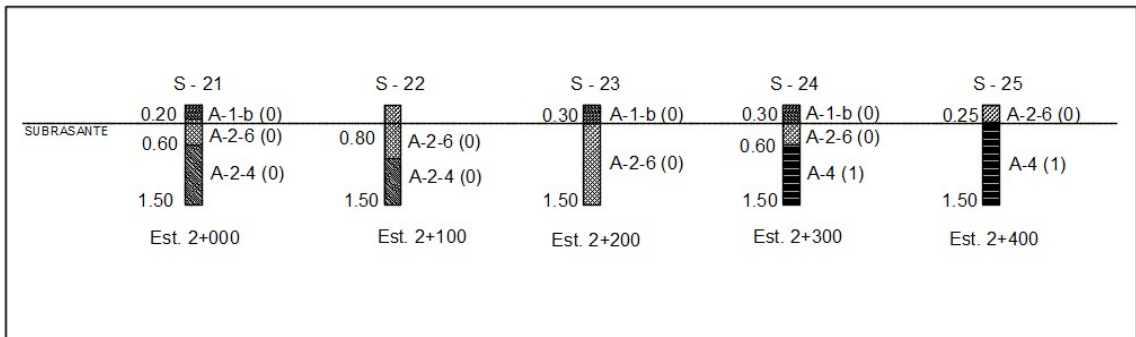
Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 14. Perfiles estratigráficos (Est. 1+500 a 1+900)



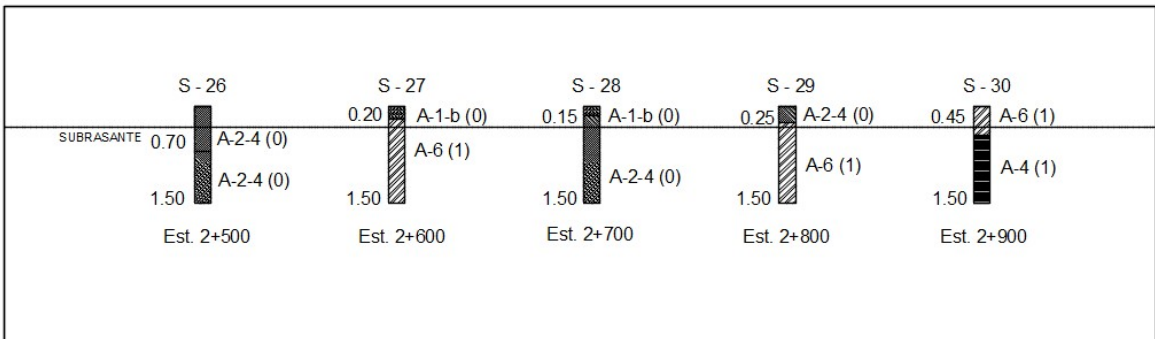
Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 15. Perfiles estratigráficos (Est. 2+000 a 2+400)



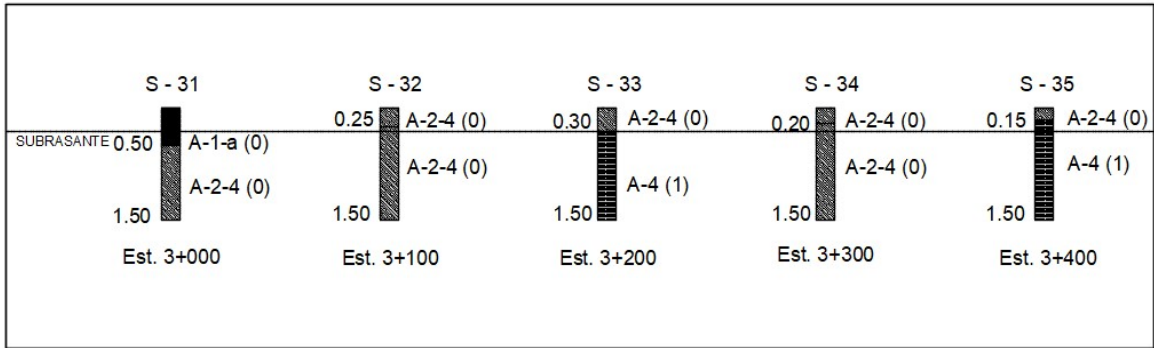
Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 16. Perfiles estratigráficos (Est. 2+500 a 2+900)



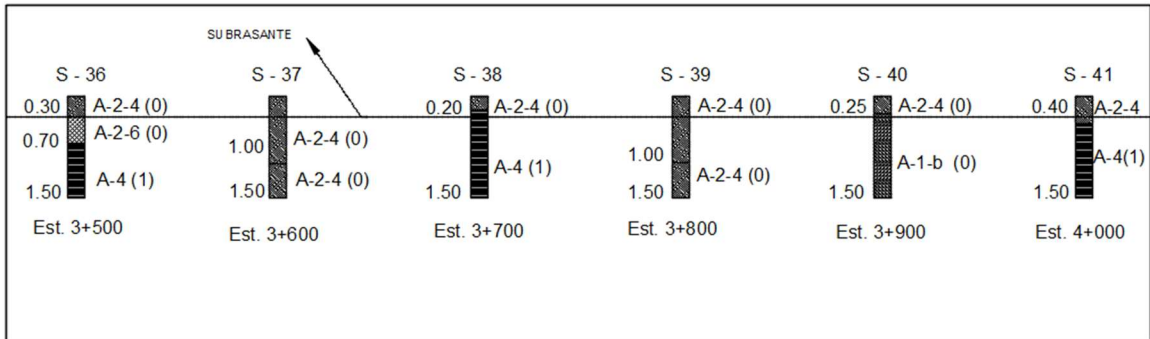
Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 17. Perfiles estratigráficos (Est. 3+000 a 3+400)



Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

Gráfico 18. Perfiles estratigráficos (Est. 3+500 a 4+000)



Fuente: Consultoría y Diseño CONDISA S.A.

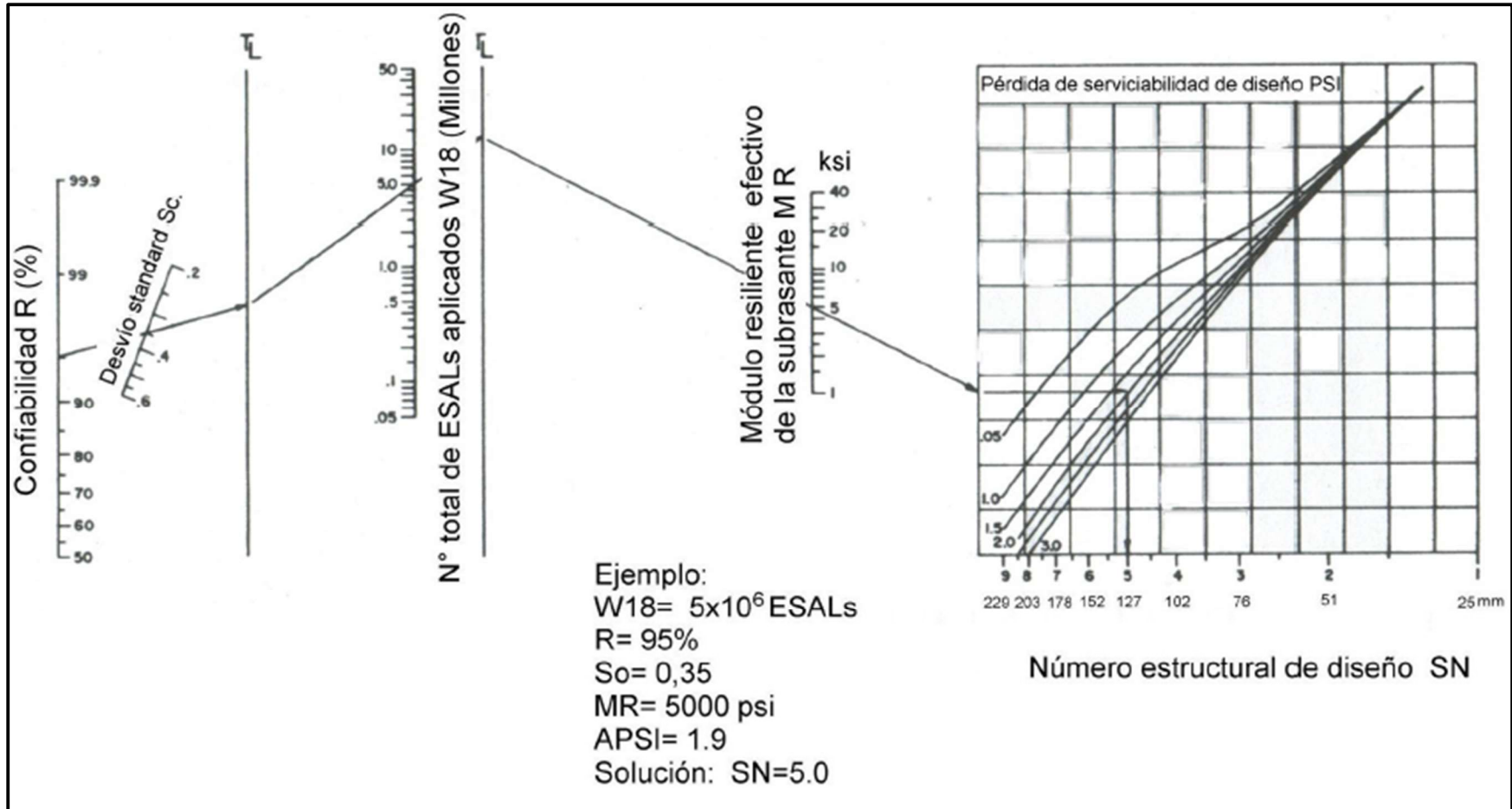
Tabla 74. Radios mínimos y grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño

Velocidad de diseño	Factor de fricción máxima	Peralte máximo 4%			Peralte máximo 6%		
		Radio (m)		Grado de curva	Radio (m)		Grado de curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	33.7	35	32°44'	30.8	30	38°12'
40	0.17	60	60	19°06'	54.8	55	20°50'
50	0.16	98.4	100	11°28'	89.5	90	12°44'
60	0.15	149.2	150	7°24'	135	135	8°29'
70	0.14	214.3	215	5°20'	192.9	195	5°53'
80	0.14	280	280	4°05'	252	250	4°35'
90	0.13	375.2	375	3°04'	335.7	335	3°25'
100	0.12	492.1	490	2°20'	437.4	435	2°38'
110	0.11	635.2	635	1°48'	560.4	560	2°03'
120	0.09	872.2	870	1°19'	755.9	775	1°29'

Velocidad de diseño (Km/h)	Factor de fricción máxima	Peralte máximo 8%			Peralte máximo 10%		
		Radio (m)		Grado de curva	Radio (m)		Grado de curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	28.3	30	38°12'	26.2	25	45°50'
40	0.17	50.4	50	22°55'	46.7	45	25°28'
50	0.16	82	80	14°19'	75.7	75	15°17'
60	0.15	123.2	120	9°33'	113.4	115	9°58'
70	0.14	175.4	175	6°33'	160.8	160	7°10'
80	0.14	229.1	230	4°59'	210	210	5°27'
90	0.13	303.7	305	3°46'	277.3	275	4°10'
100	0.12	393.7	395	2°54'	357.9	360	3°11'
110	0.11	501.5	500	2°17'	453.7	455	2°31'
120	0.09	667	665	1°43'	596.8	595	1°56'

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA 2004, cap. 4, pág. 41

Gráfico 19. Nomograma para el cálculo del Número estructural SN



Fuente: AASHTO-93, cap. 3, pág. II-32

Tabla 75. Factores de equivalencia para eje simples

Factores de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, pt = 2.00						
Cargas por eje (kips)	Número Estructural (SN)					
	1	2	3	4	5	6
2.00	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
2.20					0.0004	
4.00	0.0020	0.0030	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020
4.40					0.0034	
6.00	0.0090	0.0120	0.1100	0.0100	0.0090	0.0090
8.00	0.0300	0.0350	0.0360	0.0330	0.0310	0.0290
8.80					0.0506	
9.90					0.0766	
10.00	0.0750	0.0850	0.0900	0.0850	0.0790	0.0760
11.00					0.1265	
12.00	0.1650	0.1770	0.1890	0.1830	0.1740	0.1680
14.00	0.3250	0.3380	0.3540	0.3500	0.3380	0.3310
14.30					0.3778	
16.00	0.5890	0.5980	0.6130	0.6120	0.6030	0.5960
17.60					0.9206	
18.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
19.80					1.5130	
20.00	1.6100	1.5900	1.5600	1.5500	1.5700	1.5900
22.00	2.4900	2.4400	2.3500	2.3100	2.3500	2.4100
24.00	3.7100	3.6200	3.4300	3.3300	3.4000	3.5100
26.00	5.3600	5.2100	4.8800	4.6800	4.7700	4.9600
28.00	7.5400	7.3100	6.7800	6.4200	6.5200	6.8300
30.00	10.4000	10.0000	9.2000	8.6000	8.7000	9.2000
32.00	14.0000	13.5000	12.4000	11.5000	11.5000	12.1000
34.00	18.5000	17.9000	16.3000	15.0000	14.9000	15.6000
36.00	24.2000	23.3000	21.2000	19.3000	19.0000	19.9000
38.00	31.1000	29.9000	27.1000	24.6000	24.0000	25.1000
40.00	39.6000	38.0000	34.3000	30.9000	30.0000	31.2000
42.00	49.7000	47.7000	43.0000	38.6000	37.2000	38.5000
44.00	61.8000	59.3000	53.4000	47.6000	45.7000	47.1000
46.00	76.1000	73.0000	65.6000	58.3000	55.7000	57.0000
48.00	92.9000	89.1000	80.0000	70.9000	67.3000	68.6000
50.00	113.0000	108.0000	97.0000	86.0000	81.0000	82.0000

Fuente: AASHTO-93, Apéndice D-3

Tabla 76. Factor de equivalencia para ejes dobles

Factores de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, pt = 2.00						
Cargas por eje (kips)	Número Estructural (SN)					
	1	2	3	4	5	6
2.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4.00	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
6.00	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010
8.00	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0020
10.00	0.0070	0.0080	0.0080	0.0070	0.0060	0.0060
12.00	0.0130	0.0160	0.0160	0.0140	0.0130	0.0120
14.00	0.0240	0.0290	0.0290	0.0260	0.0240	0.0230
16.00	0.0410	0.0480	0.0500	0.0460	0.0420	0.0400
18.00	0.6600	0.0770	0.0810	0.0750	0.0690	0.0660
20.00	0.1030	0.1170	0.1240	0.1170	0.1090	0.1050
22.00	0.1560	0.1710	0.1830	0.1740	0.1640	0.1580
24.00	0.2270	0.2440	0.2600	0.2520	0.2390	0.2310
26.00	0.3220	0.3400	0.3600	0.3530	0.3380	0.3290
28.00	0.4470	0.4650	0.4870	0.4810	0.4660	0.4550
30.00	0.6070	0.6230	0.6460	0.6430	0.6270	0.6170
32.00	0.8100	0.8230	0.8430	0.8420	0.8290	0.8190
34.00	1.0600	1.0700	1.0800	1.0800	1.0800	1.0700
36.00	1.3800	1.3800	1.3800	1.3800	1.3800	1.3800
36.30					1.4325	
38.00	1.7600	1.7500	1.7300	1.7200	1.7300	1.7400
40.00	2.2200	2.1900	2.1500	2.1300	2.1600	2.1800
42.00	2.7700	2.7300	2.6400	2.6200	2.6600	2.7000
44.00	3.4200	3.3600	3.2300	3.1800	3.2400	3.3100
46.00	4.2000	4.1100	3.9200	3.8300	3.9100	4.0200
48.00	5.1000	4.9800	4.7200	4.5800	4.6800	4.8300
50.00	6.1500	5.9900	5.6400	5.4400	5.5600	5.7700
52.00	7.3700	7.1600	6.7100	6.4300	6.5600	6.8300
54.00	8.7700	8.5100	7.9300	7.5500	7.6900	8.0300
56.00	10.4000	10.1000	9.3000	8.8000	9.0000	9.4000
58.00	12.2000	11.8000	10.9000	10.3000	10.4000	10.9000
60.00	14.3000	13.8000	12.7000	11.9000	12.0000	12.6000
62.00	16.6000	16.0000	14.7000	13.7000	13.8000	14.5000

Fuente: AASHTO-93, Apéndice D-4

Tabla 77. Factor de equivalencia para ejes dobles

Factores de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, pt = 2.00						
Cargas por eje (kips)	Número Estructural (SN)					
	1	2	3	4	5	6
64.00	19.3000	18.6000	17.0000	15.8000	15.8000	16.6000
66.00	22.2000	21.4000	19.6000	18.0000	18.0000	18.9000
68.00	25.5000	24.6000	22.4000	20.6000	20.5000	21.5000
70.00	29.2000	28.1000	25.6000	23.4000	23.2000	24.3000
72.00	33.3000	32.0000	29.1000	26.5000	26.2000	27.4000
74.00	37.8000	36.4000	33.0000	30.0000	29.4000	30.8000
76.00	42.8000	41.2000	37.3000	33.8000	33.1000	34.5000
78.00	48.4000	46.5000	42.0000	38.0000	37.0000	38.6000
80.00	54.4000	52.3000	47.2000	42.5000	41.3000	43.0000
82.00	61.1000	58.7000	52.9000	47.6000	46.0000	47.0000
84.00	68.4000	65.7000	59.2000	53.0000	51.2000	53.0000
86.00	76.3000	73.3000	66.0000	59.0000	56.8000	58.6000
88.00	85.0000	81.6000	73.4000	65.5000	62.8000	64.7000
90.00	94.4000	90.6000	81.5000	72.6000	69.4000	71.3000

Fuente: AASHTO-93, Apéndice D-4