



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

“DISEÑO GEOMÉTRICO Y DE PAVIMENTO ARTICULADO, DE 6.3KM DE CAMINO EL RETÉN-SANTA ANA DEL MUNICIPIO LA CONCEPCIÓN, MASAYA”.

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Aracelly de los Ángeles Blas Calero

Br. Zinri Yixel Chavarría Carballo

Br. Sara Raquel Elizabeth Alemán

Tutor

Ing. Aldo José Zamora Lacayo

Managua, Noviembre 2019

DEDICATORIA.

El presente trabajo monográfico lo dedico principalmente a Dios, quien como guía ha estado presente en el camino de mi vida, bendiciéndome y dándome fuerzas, por darme fortaleza en momentos de dificultad y de debilidad.

A mis padres, Orlando Blas y Flor Martínez, por su amor, trabajo, sacrificio y apoyo incondicional durante todo este proceso, por estar conmigo con sus consejos, valores y principios.

Br. Aracelly de los Ángeles Blas Calero.

El presente proyecto está dedicado primeramente a Dios, que me ha dado la vida y fortaleza para terminar este proyecto de investigación y que me ha acompañado durante mis estudios dándome inteligencia y salud.

A mis padres, José Chavarría y Teresa Carballo, por estar ahí cuando más lo necesité. Por darme la mejor educación y enseñarme que todas las cosas hay que valorarlas, trabajarlas y luchar para lograr los objetivos de la vida.

Br. Zínrrí Yixel Chavarría Carballo.

A Dios, porque cada meta y cada logro alcanzado son para gloria y honra suya.

A mis padres, porque su esfuerzo y amor contribuyeron a lograr esta meta.

Br. Sara Raquel Elizabeth Alemán.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por haberme iluminado y permitir llegar hasta este punto de formación, por haberme dado salud; lo necesario para seguir adelante día a día y lograr mis objetivos, por su infinita bondad y amor.

A mis padres, por el deseo de superación y amor que me brindan siempre, por la comprensión y motivación constante.

Al Ing. Aldo José Zamora Lacayo, por la orientación en el desarrollo de este trabajo monográfico.

Br. Aracelly de los Angeles Blas Calero.

Primeramente, a Dios, Por estar conmigo en cada paso que doy, por iluminar mi mente y darme las fuerzas necesarias para salir adelante.

A mis padres, por ser el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional y por sentar en mí las bases de la responsabilidad y deseos de superación.

Al Ing. Aldo José Zamora Lacayo, por apoyarnos, orientarnos y corregirnos en esta labor, y por brindarnos sus valiosos aportes, para culminar con éxito este trabajo.

Br. Zínrrí Yixel Chavarría Carballo.

A Dios, por regalarme la inteligencia y la sabiduría. Por ser mi mejor y más importante maestro. Gracias Padre Celestial por darme las fuerzas, paciencia y perseverancia.

A mi papá, Juan Elizabeth, por creer en mí y darme su apoyo.

A mi mamá, Berta Alemán, por brindarme su apoyo incondicional. Gracias por ser el soporte que siempre necesité, por sus palabras de aliento, por su sacrificio.

Al Ing. Aldo José Zamora Lacayo, por asistirnos con sus conocimientos y corregirnos para lograr perfeccionar este trabajo.

Br. Sara Raquel Elizabeth Alemán.

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento está orientado al “**Diseño Geométrico y de Pavimento Articulado, de 6.3 km de Camino el Retén – Santa Ana del Municipio La Concepción, Masaya**”.

El documento está constituido por tres aspectos fundamentales: la primera conformada por la introducción, la segunda conformada por el desarrollo y la tercera que comprende las conclusiones y recomendaciones.

El desarrollo de este documento está compuesto por seis capítulos:

Capítulo I: Generalidades, se desarrollan la introducción, antecedentes, localización del proyecto, justificación y objetivos del presente estudio.

Capítulo II: Estudio de Tránsito, abarca los conceptos referentes al tránsito, composición, volúmenes, tasa de crecimiento vehicular, sus proyecciones del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y la clasificación funcional del tramo en estudio según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial (SIECA 3ª. Edición, 2011). Además, este estudio servirá también como base para calcular el número de repeticiones esperadas de cada tipo de eje.

Capítulo III: Diseño Geométrico, comprende el alineamiento horizontal y vertical de la vía, partiendo de las características geométricas actuales, condiciones topográficas y volúmenes de tránsito actual y proyectado al periodo de diseño. Los criterios de diseño a utilizar son los especificados en el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial (SIECA 3ª. Edición, 2011) y A Policy on Geometric Design of Highways and Streets (AASHTO 2004).

Capítulo IV: Aplicación de AutoCAD Civil 3D 2018, incluye el diseño geométrico a partir del levantamiento topográfico proporcionado por la Alcaldía Municipal de La Concepción, utilizando el software AutoCAD Civil 3D. Para la elaboración del diseño se tomarán en consideración el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial (SIECA 3ª. Edición, 2011) y A Policy on Geometric Design of Highways and Streets (AASHTO 2004).

Capítulo V: Estudio de suelos, abarca los trabajos de campo realizados para la obtención de las muestras de suelos, así como los trabajos de laboratorio para determinar las propiedades de las muestras como son la granulometría, límites de Atterberg y CBR de muestras saturadas al 90, 95% y 100% de compactación, así como la determinación de la calidad de los suelos, su estratigrafía y el análisis de los bancos de materiales. Además, que es una de las variantes que se involucran para el diseño de estructuras de pavimento.

Capítulo VI: Diseño de Pavimento, comprende el diseño de la estructura de pavimento articulado por el método de la AASHTO 93, así como las variables a tomar en cuenta. Trata también de los criterios usados para elegir el valor de las variables, la descripción de cada una de ellas y como estas influyen en la determinación del espesor de cada capa.

Conclusiones y recomendaciones: Las conclusiones se basan en los resultados obtenidos en los estudios anteriores y el diseño. Las recomendaciones deberán ser tomadas en cuenta para la futura construcción del tramo en mención y a la vez para la planificación de los futuros trabajos de mantenimiento del tramo.

Al final del documento se muestra la referencia bibliográfica y todos los anexos relacionados con el desarrollo de este estudio.

LIMITACIONES

En el presente documento, no se consideraron todos los estudios que intervienen en el diseño geométrico de una carretera tales como estudios hidrográficos y medioambiente, esto debido a que el documento se volvería amplio e implicaría costos adicionales que no podríamos asumir.

Las intersecciones de la vía no se diseñaron en este proyecto por considerarse un estudio especial, el cual requeriría su propio documento. Tampoco se diseñó el drenaje requerido para la vía, por considerarse una especialidad amplia, difícil de abarcar en esta obra.

ÍNDICE

CAPITULO 1. GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	4
1.3. Justificación.....	5
1.4. objetivos.	6
1.4.1 Objetivo general:	6
1.4.2 Objetivos específicos:.....	6
CAPITULO 2. ESTUDIO DE TRÁNSITO.....	7
2.1 Introducción.....	7
2.2 Volumen de tránsito.....	7
2.3 Tránsito Promedio Diario (TPD).	7
2.4 Aforo vehicular.....	8
2.5 Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).....	11
2.6 Proyección del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).	13
2.6.1. Correlación de Variables Macroeconómicas.	14
2.6.2. Tasa de crecimiento para proyección del tránsito.	20
2.6.3. Período de Diseño.....	21
2.6.4. Proyección del Tránsito.	22
2.7 Tránsito de Diseño.	26
2.7.1. Factor de Crecimiento.	26
2.7.2. Factor de Distribución por Carril.	27
2.7.3. Factor de Distribución Direccional.	27
2.8 Determinación de los Ejes Equivalentes ESAL'S (W18).....	28
2.8.1. Estimación de las cargas de diseño.	28
2.8.2. Factor de Equivalencia de Carga (FEC).....	28
2.8.3. Cálculo del ESAL' s de Diseño.	29
CAPITULO 3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA.....	32
3.1. Introducción.....	32
3.2. Controles y criterios de diseño.	32
3.2.1. Clasificación funcional.	32
3.2.2. Derecho de vía.	33

3.2.3. Vehículo de diseño.....	34
3.2.4. Velocidad de diseño.....	37
3.2.5. Distancia de visibilidad.....	39
3.2.5.1. Distancia de visibilidad de parada.....	39
3.2.5.2. Distancia de visibilidad de rebase.....	41
3.3. Alineamiento Horizontal.....	42
3.3.1. Peralte máximo (emáx).....	43
3.3.2. Factor de fricción lateral (f).....	44
3.3.3. Radio mínimo.....	45
3.3.4. Grado máximo de curvatura (Gmáx).....	47
3.3.5. Longitudes de Transición.....	49
3.3.5.1. Longitud de transición para curvas circulares.....	49
3.3.5.2. Longitud de transición para curvas con espirales.....	50
3.3.6. Transición de Peralte.....	50
3.3.7. Sobreancho en curvas.....	53
3.4. Alineamiento vertical.....	60
3.4.1. Curvas Verticales Convexas o en Cresta.....	61
3.4.2. Curvas Verticales Cóncavas o en Columpio.....	63
3.4.3. Pendiente longitudinal mínima.....	65
3.4.4. Pendiente longitudinal máxima.....	65
3.5. Sección transversal.....	66
3.5.1. Pendiente transversal.....	66
3.5.1.1. Bombeo Normal.....	66
3.5.1.2. Peralte o sobreelevación.....	67
3.5.1.3. Transición del bombeo al peralte.....	74
3.5.2. Número de carriles.....	74
3.5.3. Ancho de carril.....	74
3.5.4. Ancho de rodamiento de la calzada.....	75
3.5.5. Ancho de hombros.....	75
CAPITULO 4. APLICACIÓN DE CIVIL 3D EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO. ..	78
4.1. Introducción.....	78
4.2. Gestión de Puntos COGO.....	78

4.3.	Creación y Edición de Superficie.....	80
4.3.1.	Creación de Superficie.	81
4.3.2.	Edición de Superficie.....	82
4.3.3.	Creación de Curvas de Nivel.....	83
4.4.	Diseño Geométrico en Planta.....	84
4.4.1.	Trazado de Tangentes.	85
4.4.2.	Trazado de Curvas Circulares Simples.	86
4.5.	Diseño Geométrico en Perfil.....	86
4.5.1.	Diseño de la Rasante.	87
4.5.2.	Trazo de Curvas Verticales.	88
4.5.3.	Creación de Sobreanchos.	89
4.6.	Creación de Peralte.....	90
4.6.1.	Sección Típica del Terreno.....	91
4.6.2.	Gestión de Corredor.....	92
4.6.3.	Creación y Edición de Superficie de Corredor.....	93
4.6.4.	Secciones Transversales.	94
	CAPITULO 5. ESTUDIO DE SUELO.....	95
5.1	Introducción.....	95
5.2	Trabajo de campo.....	95
5.2.1	Sondeos de línea.....	96
5.3	Trabajos de laboratorio.....	96
5.4	Resultados de los estudios.....	97
5.4.1.	Humedad natural y granulometría.	97
5.4.2.	Límites de Atterberg.	97
5.4.3.	Análisis Próctor Estándar.	98
5.4.4.	Análisis del CBR.....	101
5.5	Determinación del CBR de diseño.....	104
5.6	Sondeo de banco de material.....	106
5.6.1.	Características de la Fuente de Material.	106
5.6.2.	Análisis Granulométrico.....	106
5.6.3.	Análisis del próctor modificado.	107
5.6.4.	Análisis de CBR banco de material “Don Denis”.	109

5.7	Estabilización del material del banco con cemento.	111
CAPITULO 6. DISEÑO DE PAVIMENTO ARTICULADO.		114
6.1.	Introducción.	114
6.2.	Metodología.	115
6.3.	Determinación de las variables de diseño.	116
6.3.1.	El Tránsito.	116
6.3.2.	Período de diseño.	116
6.3.3.	Confiabilidad (R).	117
6.3.4.	Desviación estándar (So).	117
6.3.5.	Serviciabilidad (Δ PSI).	118
6.4.	Propiedades de los materiales.	119
6.4.1.	Módulo de Resiliencia de la Sub rasante.	119
6.4.2.	Coeficiente de drenaje.	121
6.4.3.	Capa Base.	122
6.4.4.	Capa Sub base.	122
6.5.	Determinación de los coeficientes de capas estructurales.	123
6.5.1.	Coeficientes de capa.	123
6.5.2.	Coeficiente estructural de la carpeta (adoquín) (a_1)	123
6.5.3.	Coeficiente estructural para base estabilizada (a_2).	123
6.5.4.	Coeficiente estructural para capa sub base (a_3).	123
6.6.	Diseño estructural del pavimento propuesto.	124
6.6.1.	Número estructural (SN).	124
6.6.2.	Determinación del número estructural (SN).	125
6.6.3.	Datos a utilizar en el diseño.	126
6.7.	Cálculos manuales de los espesores de la estructura de pavimento.	126
6.8.	Verificación de los cálculos manuales usando el software WinPAS12.	128
CONCLUSIONES.		132
RECOMENDACIONES.		135
BIBLIOGRAFÍA.		137

ANEXOS

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resumen semanal de 12 hrs por tipo de vehículo en ambos sentidos. ..9	
Tabla 2: Distribución Direccional y Porcentajes por tipo de vehículos. 11	
Tabla 3: Dependencia de estaciones. 12	
Tabla 4: Factores de Ajustes del Primer Cuatrimestre de año Enero-Abril. 13	
Tabla 5: TPDA ₂₀₁₈ Camino El Retén-Santa Ana (6.3km). 13	
Tabla 6: Registros Históricos. 14	
Tabla 7: Logaritmos Neperianos de los Registros Históricos. 15	
Tabla 8: Tasas de crecimiento por tipo de variable. 20	
Tabla 9: Períodos de Diseño 21	
Tabla 10: Proyección del Tránsito Normal. 23	
Tabla 11: Proyección del Tránsito Generado. 24	
Tabla 12: Proyección de Tránsito Total..... 25	
Tabla 13: Factor de distribución por carril. 27	
Tabla 14: Factor de Distribución por Dirección. 27	
Tabla 15: Cálculo del ESAL'S de diseño..... 30	
Tabla 16: Sistema de clasificación funcional..... 33	
Tabla 17: Dimensiones de los vehículos de diseño. 35	
Tabla 18: Radios mínimos de giro de los vehículos de diseño. 35	
Tabla 19: Elementos de diseño geométrico de las carreteras regionales. 38	
Tabla 20: Velocidades de diseño del proyecto..... 38	
Tabla 21: Distancias de visibilidad de parada horizontal y con pendiente vertical..... 41	
Tabla 22: Distancia de visibilidad adecuada para adelantar. 42	
Tabla 23: Tasas máximas de Sobreelevación o Peralte según tipo de área..... 44	
Tabla 24: Valores del Coeficiente de fricción lateral (f). 45	
Tabla 25: Radios mínimos y grados máximos de curvas horizontales para distintas velocidades de diseño, usando valores límites de e y f. 46	
Tabla 26: Sobrecanchos de curvas horizontales. 59	
Tabla 27: Control de diseño para curva vertical en cresta para Distancia de Visibilidad de Parada. 62	
Tabla 28: Control de diseño para curva vertical en cresta para Distancia de Visibilidad de Rebase..... 63	

Tabla 29: Control de Diseño para Curva Vertical Cóncava o en Columpio.....	64
Tabla 30: Pendiente máxima para Carreteras Rurales (Locales).	65
Tabla 31: Bombeo normal de la calzada.....	66
Tabla 32: Peraltes de curvas horizontales.	73
Tabla 33: Anchos mínimos de hombros y aceras.	76
Tabla 34: Parámetros de Diseño.	77
Tabla 35: Ensayes de muestras de suelo recolectadas a lo largo de la vía y en banco de materiales.....	96
Tabla 36: Límites de Atterberg para suelos típicos.	98
Tabla 37: Valores de carga unitaria patrón.	101
Tabla 38: Características y Resultados del CBR de los Suelos Encontrados...	104
Tabla 39: Valor percentil por nivel de tránsito.	104
Tabla 40: Aplicación del Método del Instituto del Asfalto para CBR de diseño.	105
Tabla 41: Resultado de ensaye granulométrico del material de banco.....	107
Tabla 42: Márgenes del valor meta para graduaciones de sub base, base o capas superficiales de agregados.....	107
Tabla 43: Ensaye Próctor Modificado para Banco de Material.	108
Tabla 44: Resultados de ensaye CBR del banco de material.	110
Tabla 45: Clasificación del suelo de acuerdo al CBR.....	111
Tabla 46: Resultados de material de banco estabilizado con cemento.....	112
Tabla 47: Niveles de confiabilidad recomendados por la AASHTO, para clasificaciones funcionales diferentes.	117
Tabla 48: Desviación estándar.....	118
Tabla 49: Tiempos de drenaje para capas granulares.....	121
Tabla 50: Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles (m_x).....	122
Tabla 51: Resumen de factores calculados.	126
Tabla 52: Espesores mínimos sugeridos.	127
Tabla 53: Espesores de la estructura de pavimento.	131
Tabla 54: Distancia entre vigas de remate según tramo.	136
Tabla 55: Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $P_t=2$	I
Tabla 56: Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $P_t=2$	II

Tabla 57: Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, Pt=2	III
Tabla 58: Diagrama de Cargas Permisibles.....	IV
Tabla 59: Diagrama de cargas permisibles de vehículos livianos.....	V
Tabla 60: Valores de diseño para sobreebanco en curvas de carreteras (Dos carriles, una o dos vías).....	VI
Tabla 61: Valores de diseño para sobreebanco en curvas de carreteras (Dos carriles, una o dos vías).....	VII
Tabla 62: Resumen de resultados de curvas horizontales.....	VIII
Tabla 63: Resultados de los ensayos de los sondeos de línea.....	X
Tabla 64: Ensaye de CBR suelo tipo A-1-b, energía de compactación = 10 golpes.....	XVI
Tabla 65: Ensaye de CBR suelo tipo A-1-b, energía de compactación = 25 golpes.	XVI
Tabla 66: Ensaye de CBR suelo tipo A-1-b, energía de compactación = 56 golpes.....	XVII
Tabla 67: Ensaye de CBR suelo tipo A-2-4, energía de compactación = 10 golpes.....	XVIII
Tabla 68: Ensaye de CBR suelo tipo A-2-4, energía de compactación = 25 golpes.....	XVIII
Tabla 69: Ensaye de CBR suelo tipo A-2-4, energía de compactación = 56 golpes.	XIX
Tabla 70: Valores de Zr en función de la confiabilidad R.....	XXIV
Tabla 71: Distancia entre vigas de remate transversales.....	XXVII

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de macro localización del tramo El Retén-Santa Ana.	2
Figura 2: Mapa de micro localización del tramo El Retén-Santa Ana.....	3
Figura 3: Ubicación del aforo vehicular realizado para el estudio del tramo, El Retén-Santa Ana.	8
Figura 4: Mínima trayectoria de giro para vehículo de diseño SU.	36
Figura 5: Desarrollo del peralte por eje de la vía.....	52
Figura 6: Componentes del sobre ancho en curvas de carreteras.	55
Figura 7: Tipos de Curvas Verticales.	60
Figura 8: Procedimiento para desarrollar la distribución final de (e) aplicando el Método 5.....	69
Figura 9: Puntos de superficie.....	79
Figura 10: Ejemplo de puntos de superficie, con su elevación, número de punto y descripción.....	80
Figura 11: Superficie TIN El Retén-Santa Ana.....	81
Figura 12: Superficie con aplicación de boundary.....	83
Figura 13: Curvas de nivel del proyecto.....	84
Figura 14: Trazado de tangentes.	85
Figura 15: Ejemplo de curva horizontal simple.....	86
Figura 16: Visualización del perfil longitudinal.....	87
Figura 17: Rasante del perfil longitudinal.	88
Figura 18: Ejemplo de curva vertical.	89
Figura 19: Ejemplo de sobreancho.....	90
Figura 20: Ejemplo de Peralte para la Curva 1.	91
Figura 21: Ensamblaje que forma la sección típica de dos carriles.....	92
Figura 22: Visualización del corredor.	92
Figura 23: Vista de superficie del corredor.....	93
Figura 24: Líneas de muestreo.	93
Figura 25: Ejemplo de Sección Transversal.....	94
Figura 26: Procedimiento para determinar el espesor.....	125
Figura 27: Inicio de programa WinPAS.	129
Figura 28: Pestaña Project.....	129
Figura 29: Pestaña Design/Analysis.....	130

Figura 30: Ventana Asphalt Pavement Design/Analysis Inputs.....	130
Figura 31: Ventana Calculate Asphalt Structural Number.	131
Figura 32: Estratigrafía del tramo en estudio, Est. 0+740 a 2+640.	XIII
Figura 33: Estratigrafía del tramo en estudio, Est. 2+890 a 4+640.	XIV
Figura 34: Estratigrafía del tramo en estudio, Est. 4+890 a 5+890	XV
Figura 35: Agregado para sub base o base.	XX
Figura 36: Materiales para Base Estabilizada con Cemento.....	XX
Figura 37: Ubicación del Banco de material “Don Denis”.....	XXI
Figura 38: Variación en el coeficiente estructural de la capa de base estabilizada (a ₂).	XXII
Figura 39: Variación del coeficiente estructural de la capa sub base (a ₃).	XXIII
Figura 40: Número Estructural de Diseño (SN).	XXV
Figura 41: Número Estructural para Base (SN ₂).	XXVI

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1: Porcentaje por tipo de vehículos registrado en el aforo de tránsito, en la estación 0+000 El Retén.	10
Gráfica 2: Línea de tendencia del PIB.	15
Gráfica 3: Línea de tendencia de combustible.....	16
Gráfica 4: Línea de tendencia TPDA 2002.	16
Gráfica 5: Línea de tendencia TPDA 1802.	17
Gráfica 6: Línea de tendencia del crecimiento poblacional.....	17
Gráfica 7: Línea de tendencia del PIB vs TPDA 1802.	18
Gráfica 8: Línea de tendencia del PIB vs TPDA 2002.	19
Gráfica 9: Línea de tendencia PIB vs Combustible.	19
Gráfica 10: Línea de tendencia PIB vs Población.....	20
Gráfica 11: Curva Densidad seca vs. Humedad (Suelo A-1-b).....	99
Gráfica 12: Curva Densidad seca vs. Humedad (Suelo A-2-4).....	100
Gráfica 13: Curva Densidad Seca vs CBR (suelo A-1-b).	102
Gráfica 14: Curva Densidad Seca vs CBR (Suelo A-2-4).....	103
Gráfica 15: Cálculo del CBR de diseño.	105
Gráfica 16: Curva de Compactación de Banco de Material.	109
Gráfica 17: Curva Densidad Seca vs CBR (Banco de Material).	110
Gráfica 18: Determinación del porcentaje de cemento para estabilización de banco.	112
Gráfica 19: Valores de espesores de la estructura de pavimento propuesta.	128
Gráfica 20: Curva Esfuerzo vs Penetración, CBR de suelo A-1-b.	XVII
Gráfica 21: Curva Esfuerzo vs Penetración, CBR de suelo A-2-4.	XIX

CAPITULO 1.

GENERALIDADES



CAPITULO 1. GENERALIDADES.

1.1. INTRODUCCIÓN.

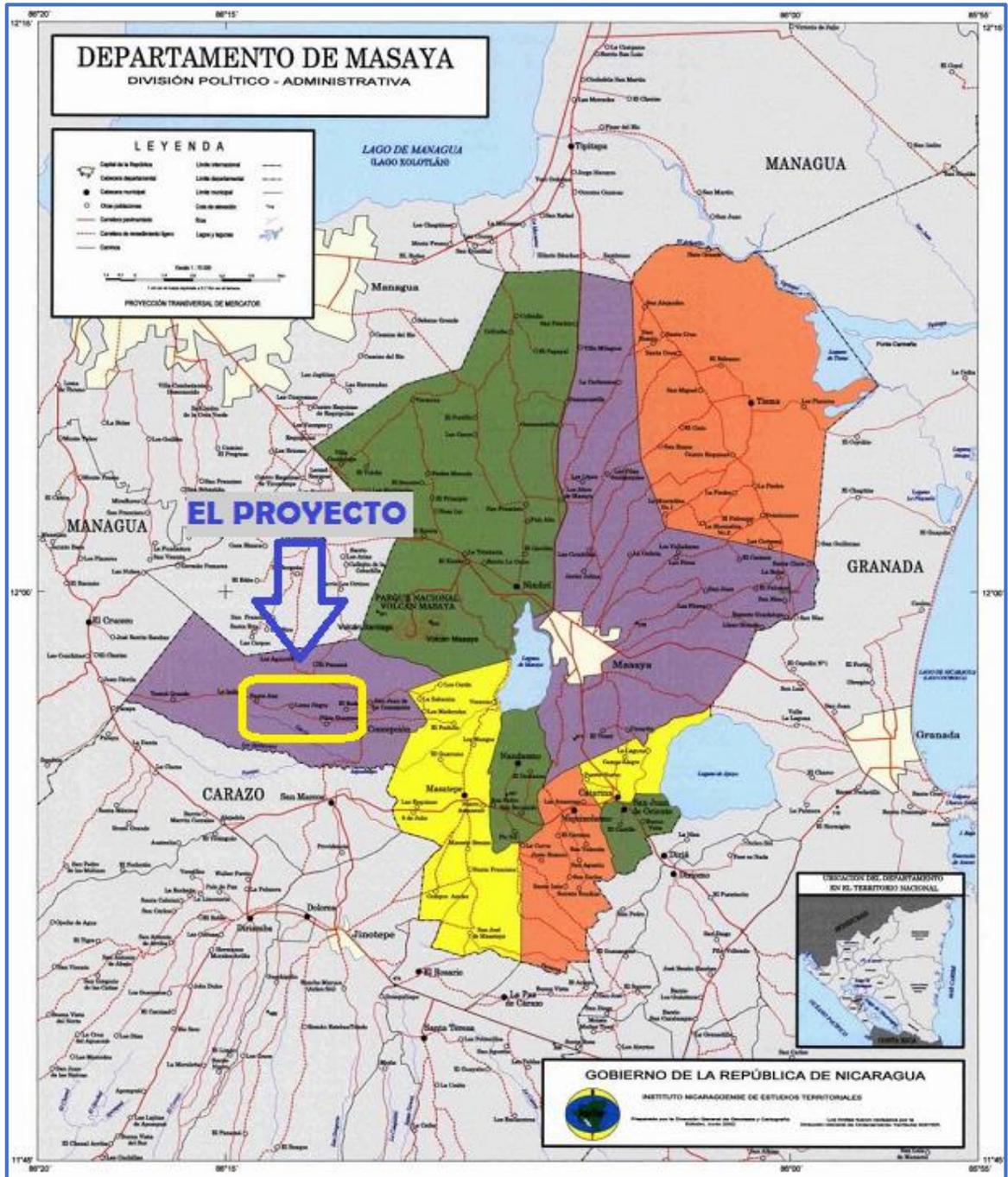
En Nicaragua las carreteras constituyen el principal medio de transporte que conecta y permite la circulación de la población y bienes materiales. De esta manera, la red vial contribuye al desarrollo económico y social del país, promoviendo la comunicación y la movilidad de un lugar a otro.

Una carretera bien diseñada toma en consideración la movilidad que necesitan los usuarios de la carretera (motoristas, peatones o ciclistas) así como la seguridad y el confort de los mismos, balanceando esto con las restricciones físicas y naturales del entorno en el cual el proyecto se realiza; formando así un sistema de transporte seguro y eficiente.

Este trabajo monográfico presenta una propuesta de diseño geométrico del tramo de carretera "El Retén-Santa Ana" que tiene una longitud de 6.3 km y se localiza en el municipio de La Concepción, departamento de Masaya; ver macrolocalización y microlocalización, Figura 1 y Figura 2, página 2 y 3 respectivamente. Para realizar este proyecto, se hará uso de las normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 2004) y las normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial (SIECA 3ª. Edición, 2011), además se utilizará el software AutoCAD Civil 3D 2018 en la creación de la superficie del sitio, trazado del alineamiento horizontal y vertical de la vía, definir los elementos de las curvas y generar la sección típica. Además, se hará el diseño de la estructura de pavimento articulado que soportará las cargas de diseño, a través del método AASHTO 1993.

Macro localización del proyecto.

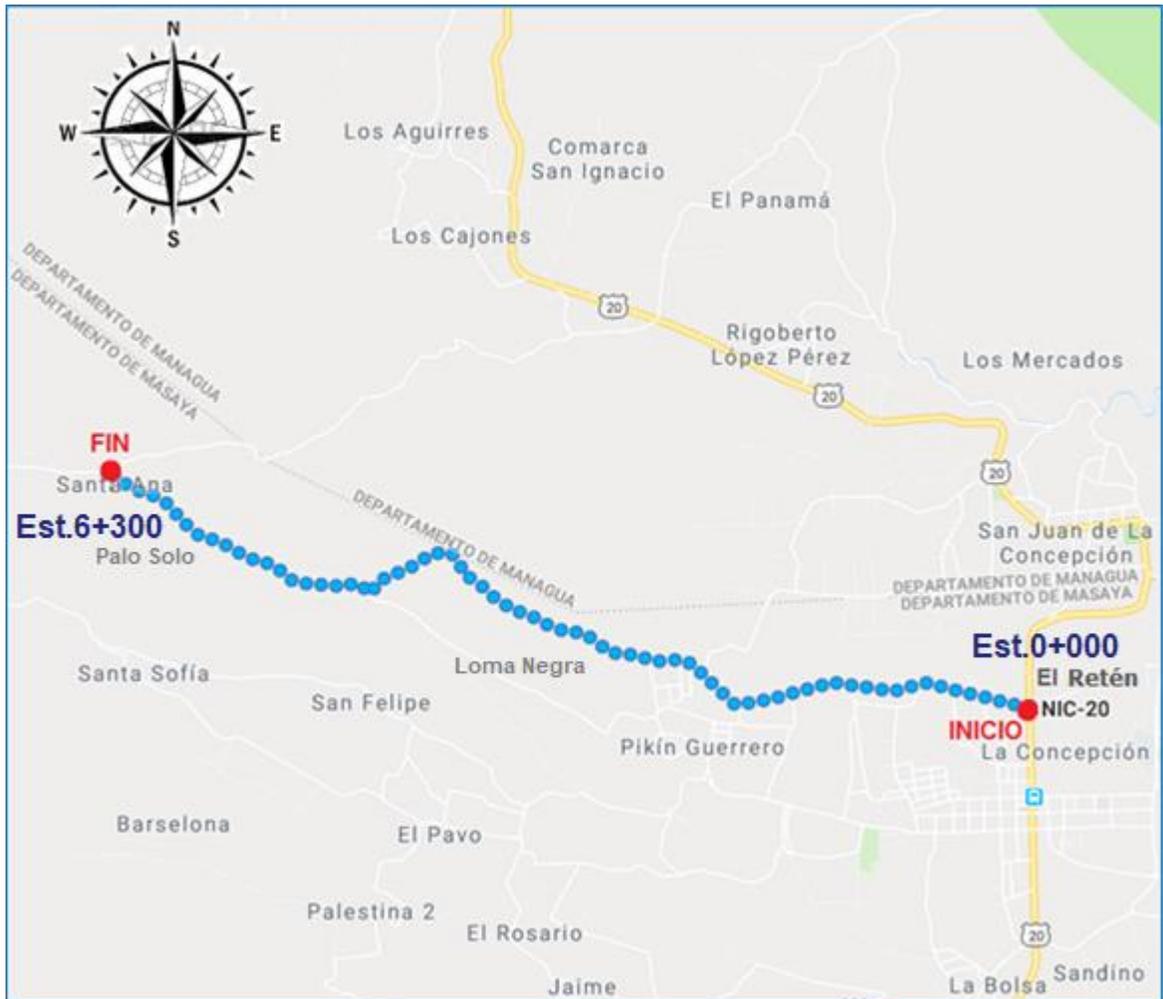
Figura 1: Mapa de macro localización del tramo El Retén-Santa Ana.



Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

Micro localización del proyecto.

Figura 2: Mapa de micro localización del tramo El Retén-Santa Ana.



Fuente: www.vmapas.com

1.2. ANTECEDENTES.

El tramo de carretera a diseñarse únicamente ha recibido mantenimiento de compactación en ciertas ocasiones, y debido a factores atmosféricos como la lluvia y el paso de vehículos pesados hacen que la vía tienda a deteriorarse rápidamente, lo que dificulta trasladarse de manera cómoda y segura.

Actualmente, la estructura del camino no tiene sub base, ni base, ni ningún tipo de revestimiento, a excepción de una pequeña sección adoquinada de aproximadamente 700 metros ubicada al inicio del tramo.

A pesar de que anteriormente se han realizado propuestas de diseño geométrico relacionadas al tramo, no se ha puesto en ejecución este proyecto, sin embargo es de gran importancia mejorar las condiciones de la estructura vial de este tramo para suplir las necesidades de los pobladores en el sitio. En este trabajo se pretende realizar el diseño geométrico y de pavimento articulado del tramo como alternativa para la solución de esta problemática, incluyendo estudios de tránsito y estudios de suelos actualizados, esperando que este aporte sirva a las comunidades adyacentes a la zona y al municipio de La Concepción.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Actualmente el camino que une los puntos El Retén y Santa Ana, en La Concepción Masaya, cuenta con una superficie de rodamiento de terreno natural lo cual hace vulnerable a varios agentes climáticos presentes en todo el año y principalmente en invierno. Dado a que esta vía no ofrece un buen acceso y el municipio se encuentra en un progresivo desarrollo comercial y económico, así como el crecimiento poblacional, demanda mejoras en la infraestructura vial.

En este camino el diseño y construcción de una carretera establece una ventaja para la zona, este avance supondría grandes beneficios para la localidad tales como fácil y más rápido acceso hacia otros lugares, como también evitar que en invierno las aguas pluviales se estanquen y en verano se generen enfermedades respiratorias.

Por lo tanto, con el diseño geométrico y estructura de pavimento de un tramo de 6.3 km de camino del municipio de La Concepción, se dará respuesta a las necesidades de la comunidad, brindando un rápido acceso a centros de salud y educación; de igual forma contribuirá a la comodidad de los medios de transporte y disminución del deterioro vehicular, mejorando la calidad de vida de los habitantes aledaños al sector del proyecto.

La implementación de este proyecto favorecerá el desarrollo económico en la zona y generará fuentes de trabajos a la población durante la ejecución del mismo, originará beneficios en general al municipio, a los estudiantes y turistas; progreso que cubrirá muchas necesidades que se presentan en dicho lugar. Además, ayudará el acceso a los distintos centros de acopio de pitahaya, producto que mueve la economía de la zona.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1 Objetivo general:

➤ Proponer el diseño geométrico y de pavimento articulado de 6.3Km de camino "El Retén-Santa Ana" del municipio La Concepción, Masaya con el fin de presentar una ruta mejorada en la zona.

1.4.2 Objetivos específicos:

➤ Generar la superficie digital del terreno a partir de los puntos COGO proporcionados por la Alcaldía Municipal de La Concepción, para emplearlos en la modelación de la carretera en el software AutoCAD Civil 3D 2018.

➤ Realizar un estudio de tránsito a partir de un aforo vehicular en el sitio, contando así con la información básica para el diseño geométrico y la determinación del ESAL's (ejes equivalentes).

➤ Crear el alineamiento horizontal y vertical de la vía garantizando en forma adecuada y segura la circulación de vehículos, usando el "Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial" (SIECA 3ª. Edición, 2011) y "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets" (AASHTO 2004) y aplicando el software AutoCAD Civil 3D 2018.

➤ Determinar los elementos de seguridad de la vía (peraltes, transiciones, sobreechornos y visibilidad), ofreciendo calidad, eficiencia y seguridad a los usuarios y sistemas de transporte, teniendo en cuenta las normas previamente señaladas.

➤ Realizar estudios de suelo a lo largo de la vía que determinen sus características físico-mecánicas, para obtener el CBR de diseño de la subrasante.

➤ Diseñar la estructura de pavimento articulado que soportará las cargas de diseño, desarrollado a través del Método AASHTO 93.

CAPITULO 2.

ESTUDIO DE TRÁNSITO.



CAPITULO 2. ESTUDIO DE TRÁNSITO.

2.1 Introducción.

El tránsito debe ser una de los primeros estudios, principalmente cuando se trata de vías que serán construidas o mejoradas por el sistema de concesión. El estudio de tránsito se encarga de estimar los volúmenes de tránsito esperados en el momento de dar en servicio la vía y su comportamiento a lo largo de la vida útil de ésta.

Tiene dos finalidades: la rentabilidad de la vía y el diseño de pavimentos. De acuerdo a los volúmenes esperados se puede determinar el tiempo de la concesión, el costo del peaje y la tasa de retorno de la inversión.

2.2 Volumen de tránsito.

Es el número de vehículos que pasan por un tramo de carretera en cierto período y se determina con un conteo directo, denominado aforo. Según la duración del aforo, el volumen puede ser horario, diario, semanal, mensual o anual.

2.3 Tránsito Promedio Diario (TPD).

El TPD es una medida de tránsito fundamental, está definida como el número total de vehículos que pasan por un punto determinado durante un periodo establecido. El periodo debe estar dado como días completos y además estar comprendido entre 1 a 365 días. El TPD se puede utilizar para:

- Planeamiento de las actividades de la carretera.
- Medición de la demanda actual.
- Evaluación del flujo de tráfico existente.

En función del número de días del periodo establecido, los volúmenes de tránsito promedio diarios se clasifican en:

- Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

$$TPDA = \frac{TA}{365} \quad (\text{Ec. 1})$$

- Tránsito Promedio Diario Mensual (TPDM).

$$TPDM = \frac{TM}{30} \quad (\text{Ec. 2})$$

- Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS).

$$TPDS = \frac{TS}{7} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

TA: Tránsito Anual.

TM: Tránsito Mensual.

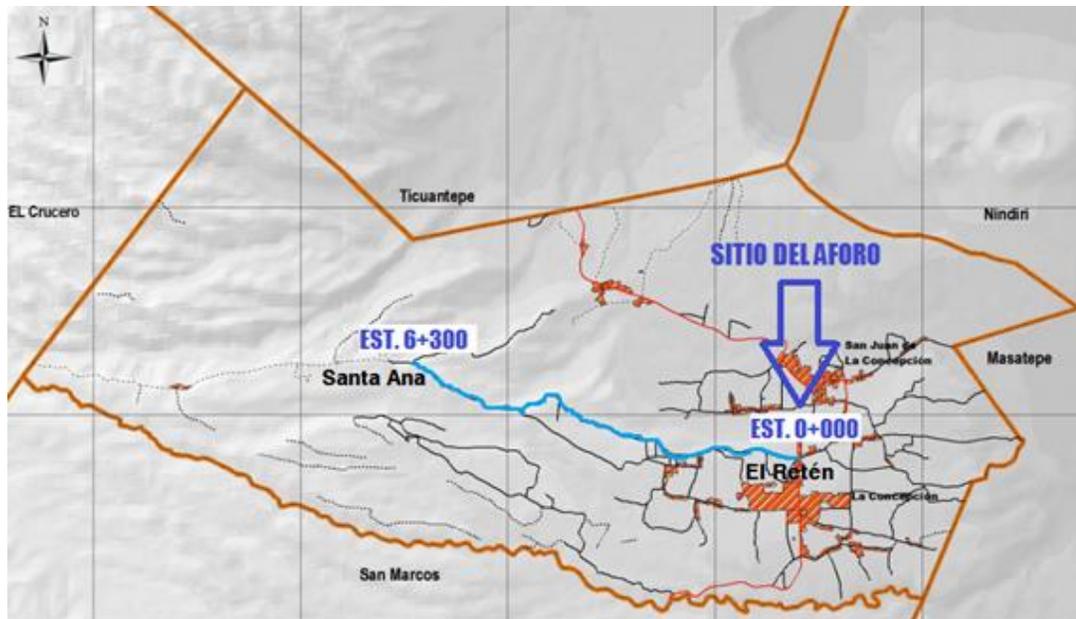
TS: Tránsito Semanal.

2.4 Aforo vehicular.

Se denomina aforo, al proceso de medir la cantidad de vehículos que pasan por un tramo en una carretera en una unidad de tiempo.

El número de horas de aforo varía con el método usado y el propósito. Los contadores mecánicos pueden estar contando las 24 horas del día. Es conveniente que los aforos manuales en intersecciones, se lleven a cabo por un mínimo de 12 horas.

Figura 3: Ubicación del aforo vehicular realizado para el estudio del tramo, El Retén-Santa Ana.



Fuente: Plan Ambiental Municipal de La Concepción 2013-2023, Pág.18.

El conteo y la clasificación vehicular del tramo El Retén-Santa Ana se realizó con un aforo manual de observación directa, registrando el número de vehículos transitantes directamente sobre papel, en un período de 7 días consecutivos, iniciando el día lunes 19 de marzo del 2018 y finalizando el domingo 25 de marzo del mismo año, en un horario de 12 horas de 6:00 AM a 6:00 PM.

Este aforo se efectuó directamente en la estación 0+000, ya que es la entrada principal de esta vía y por donde circula mayormente el tránsito vehicular.

La información obtenida en dicho conteo proporciona un porcentaje de los diferentes tipos de vehículos que circulan por el camino existente, la cual es de vital importancia para el diseño de la estructura de pavimento.

A continuación, se presenta un resumen semanal de 12 horas por tipo de vehículo en ambos sentidos. Ver Tabla 1.

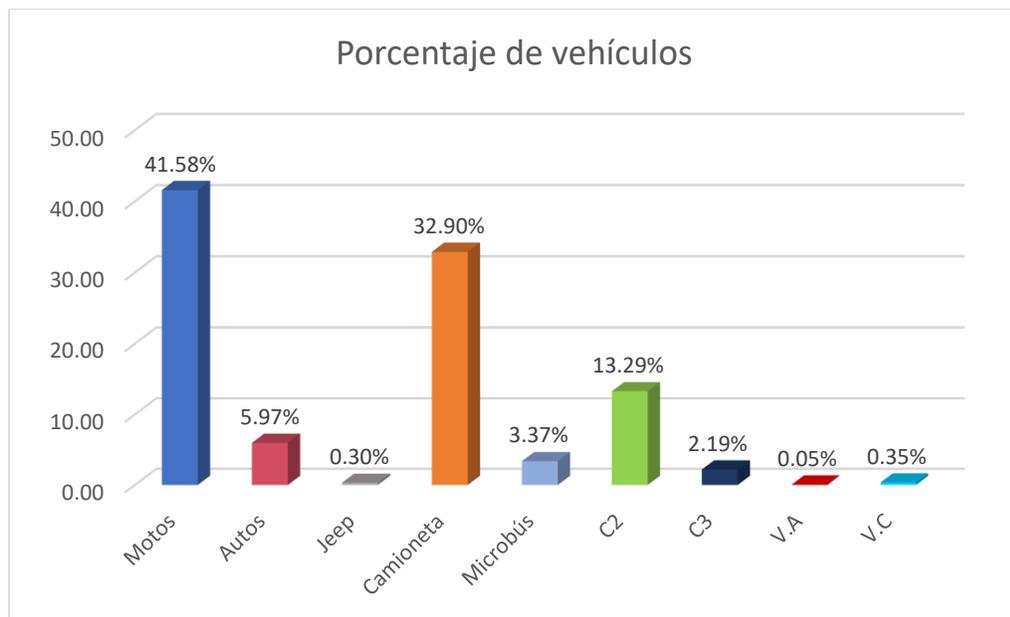
Tabla 1: Resumen semanal de 12 hrs por tipo de vehículo en ambos sentidos.

Tramo: El Retén-Santa Ana Ubicación: Est 0+000		Fecha: Lunes 19 a domingo 25 de marzo del 2018. Sentido: El Retén-Santa Ana Santa Ana-El Retén								
		Vehículos de pasajeros					Vehículos de carga		Equipo pesado	
Día	Motos	Autos	Jeep	Camioneta	Microbús	C2	C3	V.A	V.C	
Lunes	130	18	0	81	17	45	15	1		307
Martes	93	21	1	66	15	34	6	0	5	241
Miércoles	103	21	2	86	6	41	2	0	1	262
Jueves	92	14	0	94	4	32	2	0	0	238
Viernes	80	7	0	108	10	24	4	0	0	233
Sábado	78	7	0	72	5	36	8	0	0	206
Domingo	128	13	2	50	0	13	0	0	0	206
Total/Veh	704	101	5	557	57	225	37	1	6	1693
Total	1424					262		7		1693
Veh/12hr, % por tipo	41.58	5.97	0.30	32.90	3.37	13.29	2.19	0.05	0.35	100
	84.12					15.88				100
	% Vehículos livianos					% Vehículos pesados				

Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse en la Gráfica 1, en la categoría de vehículos de pasajeros, las más representativas son las motocicletas constituyendo un 41.58% (704vpd), ya que son los medios de transporte que utilizan los habitantes de dicha zona para movilizarse; también las camionetas tienen una circulación constante con 32.90% (557vpd) debido a que les permite transportar los productos que se cultivan en ese lugar y sus alrededores. Dentro de los vehículos de carga, el tipo C2 es el más recurrente con un 13.29%(225vpd), al ser utilizado principalmente para transporte de materiales de construcción en el tramo en estudio.

Gráfica 1: Porcentaje por tipo de vehículos registrado en el aforo de tránsito, en la estación 0+000 El Retén.



Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se presentan los resultados obtenidos del conteo por sentido de los tipos de vehículos que transitan la vía. Estos datos son un porcentaje total del conteo realizado durante una semana y, en los que se observa poca variación en cuanto a la cantidad de vehículos que circulan en ambas direcciones, lo que indica que el tránsito es balanceado. Ver Tabla 2, en la siguiente página.

Tabla 2: Distribución Direccional y Porcentajes por tipo de vehículos.

Sentido del flujo vehicular	Vehículos de pasajeros					Vehículos de carga		Equipo pesado		Total veh	% por sentido
	Motos	Autos	Jeep	Camioneta	Microbús	C2	C3	V.A	V.C		
El Retén-Santa Ana	333	49	3	269	23	117	18	1	2	815	48.14
% de distribución por sentido	40.86	6.01	0.37	33	2.82	14.36	2.21	0.12	0.25	100	
Santa Ana-El Retén	371	52	2	288	34	108	19	0	4	878	51.86
% de distribución por sentido	42.26	5.92	0.23	32.8	3.87	12.3	2.16	0	0.46	100	
Total/Veh	704	101	5	557	57	225	37	1	6	1693	100
% por tipo de veh	41.58	5.97	0.3	32.9	3.37	13.29	2.19	0.05	0.35	100	

Fuente: Elaboración propia.

2.5 Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

El Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) se define como el volumen o número total de vehículos que pasan durante un año, es decir se divide el Tránsito Anual entre los 365 días que corresponden al año.

Como no es posible disponer de registros de volúmenes a lo largo de un año en todas las vías, se puede estimar el Tránsito Promedio Diario Anual en base a la Ec.4, donde dichos factores son tomados del Anuario de Aforos de Tráfico 2016 como se muestra en la Tabla 4, página 13.

$$TPDA = TP(D)_{12hrs} \times F_D \times F_E \quad (Ec. 4)$$

Donde:

TPDA: Tránsito Promedio Diario Anual.

TP(D)_{12hrs}: Tránsito Promedio Diurno de 12 horas.

F_D: Factor día.

F_E: Factor expansión.

Es necesario conocer que la Estación de Corta Duración ECD 2002 perteneciente al camino La Concepción-San Marcos, de la cual se tienen registros históricos, es dependiente de la Estación de Mayor Cobertura EMC 1802 San Marcos – Masatepe.

Tabla 3: Dependencia de estaciones.

ESTACION DE MAYOR COBERTURA	NIC	Nº ESTACION	TIPO	Pkm	NOMBRE DEL TRAMO
1802 San Marcos - Masatepe	NIC-20B	1104	ECD	20.2	Ent. Ticuantepe - La Concepción
	NIC-20B	2002	ECD	33.0	La Concepción - San Marcos
	NIC-20C	218	ECD	53.0	Emp. Santa Teresa - Santa Teresa
	NIC-20C	216	ECD	62.0	Santa Teresa - La Conquista
	NIC-21A	2101	ECS	98.0	Puertas Viejas - Esquipulas
	NIC-21A	2102	ECS	127.0	Esquipulas - Emp. Muy Muy
	NIC-21B	2115	ECS	335.0	Siuna - Emp. Alamikamba
	NIC-21B	2109	ECS	391.0	Rosita - Río Wawa
	NIC-21B	2110	ECS	485.0	Río Wawa - Emp. Waspam
	NIC-21B	2111	ECS	512.0	Emp. Waspam - Pto. Cabezas
	NIC-23A	2301	ECD	178.7	Santo Tomás - Emp. San Pedro de Lóvago
	NIC-23A	2301B	ECS	190.0	Emp. San Pedro de Lóvago - La Libertad
	NIC-23B	711	ECD	148.5	Juigalpa - Emp. Betulia
	NIC-23B	715	ECD	157.7	Emp. Betulia - La Libertad
NIC-23B	2309	ECS	206.2	Santo Domingo - El Ayote - La Piñuela	

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico 2016, Pág.52.

Siendo que, la Estación de referencia para factores de ajuste de los conteos de tránsito del Tramo La Concepción-San Marcos es la Estación de Mayor Cobertura EMC 1802 San Marcos – Masatepe, se utilizaron los factores de ajuste pertenecientes al primer cuatrimestre (Enero-Abril) del Anuario de Aforos 2016, debido a que el Anuario de Aforos 2017 presenta errores en la dependencia de la Estación de Corta Duración 2002 La Concepción – San Marcos, asignándole la Estación de Mayor Cobertura 401 Masaya - Granada.

Tabla 4: Factores de Ajustes del Primer Cuatrimestre de año Enero-Abril.

Estación de Mayor Cobertura 1802					San Marcos - Masatepe							Factores 2016					
Descripción	Moto	Carro	Jeep	Camioneta	Micro Bus	Mini Bus	Bus	Liv.2-5t	C2	C3	Tx-Sx<=4	Tx-Sx>=5	Cx-Rx<=4	Cx-Rx>=5	V.A	V.C	Otros
Factor Día	1.38	1.46	1.33	1.33	1.31	1.32	1.34	1.31	1.35	1.23	1.00	1.54	1.00	1.00	1.00	1.00	1.43
Factor Semana	1.00	1.11	1.11	1.03	0.98	0.96	0.94	0.94	0.88	0.88	1.00	0.86	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25
Factor Fin de Semana	1.01	0.80	0.80	0.92	1.04	1.10	1.17	1.24	1.54	1.55	1.00	1.45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.67
Factor Expansión a TPDA	1.01	0.95	0.89	0.98	0.98	0.96	0.95	0.91	0.85	0.95	1.00	0.63	1.00	1.00	1.00	1.00	1.08

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico 2016, Pág.315.

A continuación, se presentan los resultados del cálculo del TPDA₂₀₁₈, haciendo uso de los factores de ajuste descritos anteriormente.

Tabla 5: TPDA₂₀₁₈ Camino El Retén-Santa Ana (6.3km).

	Vehículo de pasajeros					Vehículos de carga		Equipo pesado		Total
	Motos	Autos	Jeep	Camioneta	Microbú	C2	C3	V.A	V.C	
TP(D)	101	14	1	80	8	32	5	0	1	242
Factor día	1.38	1.46	1.33	1.33	1.31	1.35	1.23	1	1	
Factor expansión	1.01	0.95	0.89	0.98	0.98	0.85	0.95	1	1	
TPDA(vpd)	141	19	1	104	10	37	6	0	1	319
%TPDA	44.2	5.96	0.31	32.6	3.14	11.6	1.88	0	0.31	100
	86.21					13.79				100
	% Vehículos livianos					% Vehículos pesados				

Fuente: Elaboración propia.

2.6 Proyección del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

La proyección del volumen de tránsito futuro, el TPDA del año de proyecto, en la construcción de una nueva carretera, deberá basarse no solamente en los volúmenes normales actuales, el tránsito futuro es el volumen de tráfico que tendrá la vía cuando esté completamente en servicio. Está compuesto por el tránsito actual y el incremento del tránsito al año de proyecto.

Para obtener el tránsito futuro es necesario tomar en cuenta los indicadores de crecimiento que presenta la zona donde se ubica el camino en estudio. Las variables para la proyección del tránsito se desarrollarán en base a las estimaciones de factores socioeconómicos como el PIB (Producto Interno Bruto), combustibles, crecimiento poblacional, historial de conteo vehicular (obtenido de

la Estación de Mayor Cobertura EMC 1802 San Marcos –Masatepe, y Estación de Corta Duración ECD 2002 La Concepción-San Marcos).

2.6.1. Correlación de Variables Macroeconómicas.

Para la proyección de tránsito del proyecto se llevó a cabo la revisión de las variables más representativas y vinculadas al transporte. Se obtuvieron registros históricos del consumo de combustible, Producto Interno Bruto (PIB), Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y crecimiento poblacional. Ver Tabla 6.

Tabla 6: Registros Históricos.

Año	PIB (Millones de C\$ constantes)	Consumo Nac. Combustible (miles barriles)	TPDA ECD 2002	TPDA EMC 1802	Población
2008	129160.5	4858.8	3106	4554	5,668,876
2009	124907.7	4935.2	-	4887	5,742,310
2010	130416.3	5143.1	3245	4936	5,815,524
2011	138654.2	5388	-	5132	5,996,619
2012	147661.4	5615.8	-	6324	6,071,045
2013	154936.8	5788.2	3633	6221	6,134,270
2014	162351.3	6127.1	-	6883	6,198,154
2015	170093.2	6913.7	-	7402	6,232,703
2016	178017.4	7287.5	-	8500	6,327,927
2017	186671	7596.4	6079	8908	6,393,824

Fuente: Anuario de Estadísticas Macroeconómicas 2017 (BCN), Pág.8 y 30.
 Anuario de Aforos de Tráfico 2017 (MTI), Pág.157 y 162.
 Anuario Estadístico 2017 (INIDE), Pág.30.

Para elaborar las rectas de regresión, se aplica el logaritmo neperiano a los datos de la Tabla 6, calculando así el coeficiente de correlación de las variables, del cual se seleccionará la correlación más cercana al 100%, para analizar las tasas de crecimiento. Ver Tabla 7, en la página siguiente.

A continuación, se analizará la correlación de los datos de cada variable con respecto al tiempo, utilizando líneas de tendencias, la cual nos dará un porcentaje de correlación y una tasa de crecimiento, haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$Y = mx + b$$

(Ec. 5)

Donde:

Y: Variable dependiente.

m: Pendiente de la recta (tasa de crecimiento de la variable).

b: Es el intersección en la ordenada.

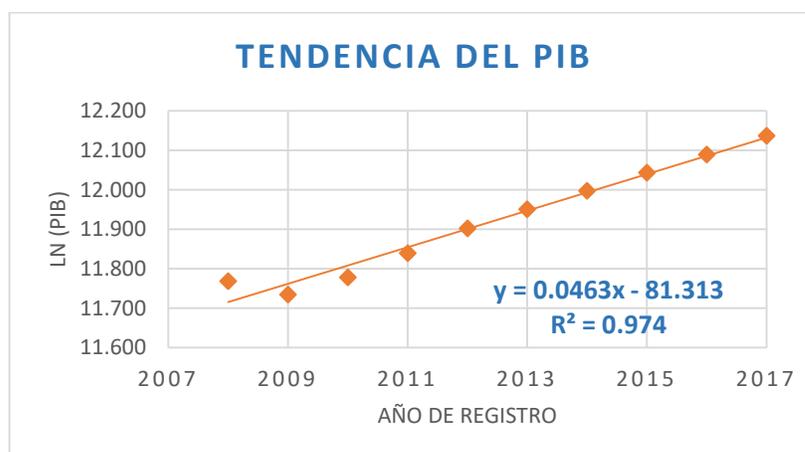
Tabla 7: Logaritmos Neperianos de los Registros Históricos.

Año	Ln (PIB)	Ln (Combustible)	Ln (TPDA 2002)	Ln (TPDA 1802)	Ln (Población)
2008	11.769	8.489	8.041	8.424	15.550
2009	11.735	8.504	-	8.494	15.563
2010	11.778	8.545	8.085	8.504	15.576
2011	11.840	8.592	-	8.543	15.606
2012	11.903	8.633	-	8.752	15.619
2013	11.951	8.664	8.198	8.736	15.629
2014	11.998	8.720	-	8.837	15.639
2015	12.044	8.841	-	8.910	15.645
2016	12.090	8.894	-	9.048	15.660
2017	12.137	8.935	8.713	9.095	15.670

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presentan las líneas de tendencias de las variables relacionadas al tránsito con respecto al tiempo.

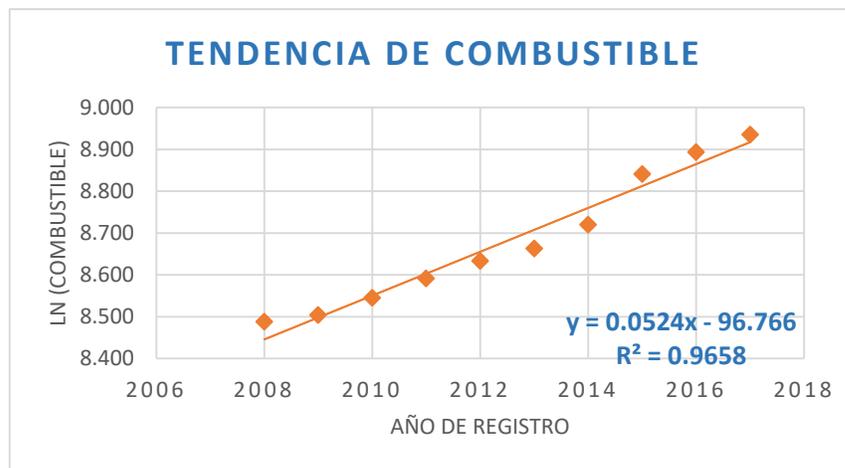
Gráfica 2: Línea de tendencia del PIB.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la gráfica 2, en la página anterior el PIB tiene un coeficiente de correlación $R^2=0.974$, es decir una correlación excelente del 97.4%, y presenta una tasa de crecimiento promedio del 4.63% anual, este valor se obtiene de la ecuación de la recta ($y=mx+b$) y corresponde al valor de la pendiente (m).

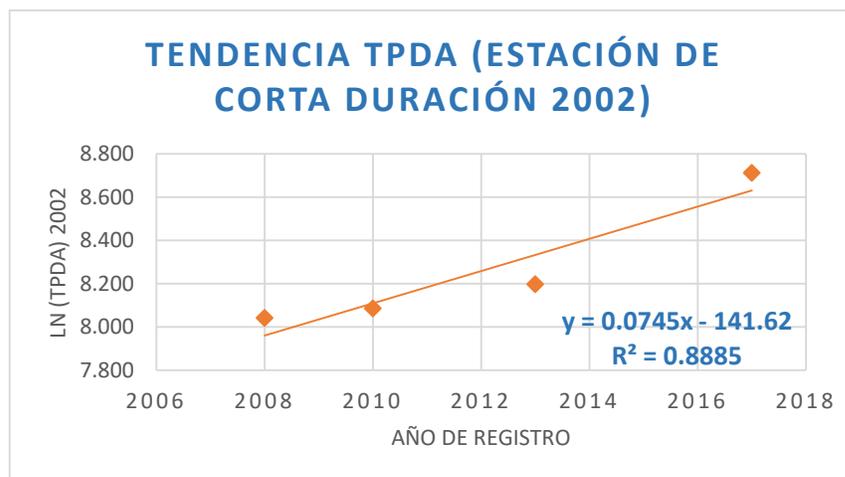
Gráfica 3: Línea de tendencia de combustible.



Fuente: Elaboración propia.

El consumo de combustible a nivel nacional tiene un coeficiente de correlación $R^2=0.9658$, es decir una correlación excelente del 96.58%, y presenta una tasa de crecimiento promedio del 5.24% anual.

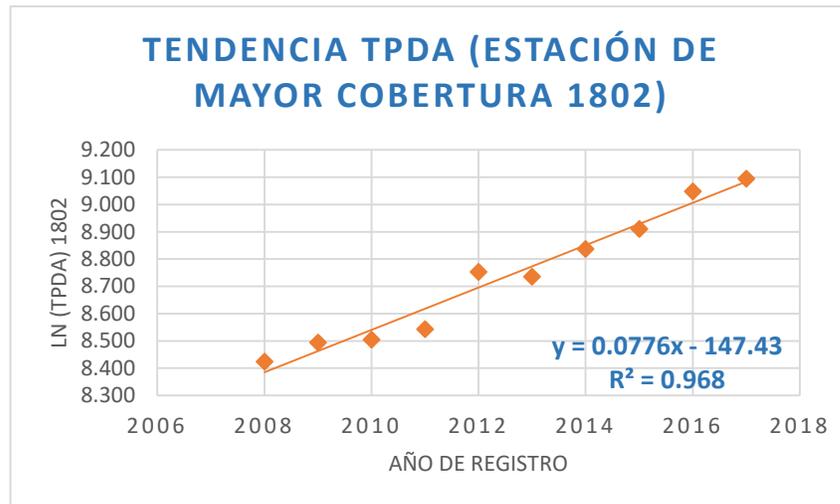
Gráfica 4: Línea de tendencia TPDA 2002.



Fuente: Elaboración propia.

Los datos del TPDA de la Estación de Corta Duración ECD 2002 tienen un coeficiente de correlación $R^2=0.8885$, es decir una correlación del 88.85%, y presenta una tasa de crecimiento promedio del 7.45% anual.

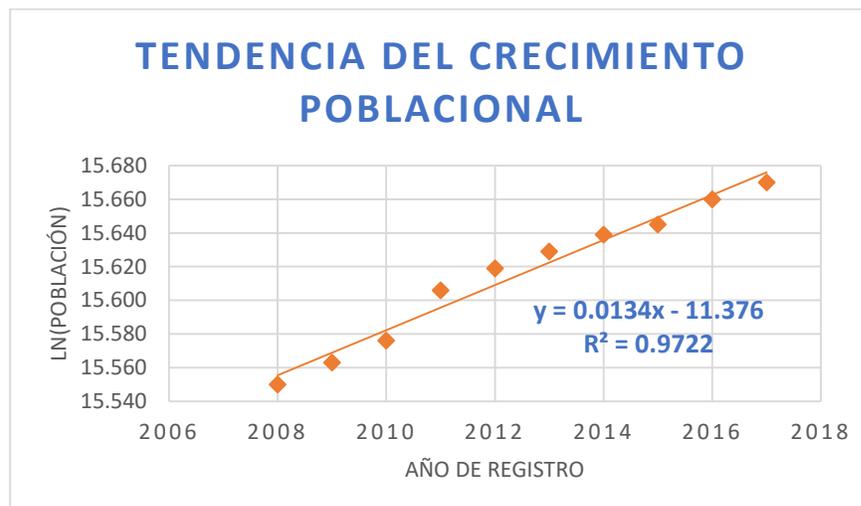
Gráfica 5: Línea de tendencia TPDA 1802.



Fuente: Elaboración propia.

Los datos del TPDA de la Estación de Mayor Cobertura EMC tienen un coeficiente de correlación $R^2=0.968$, es decir una correlación excelente del 96.8%, y presenta una tasa de crecimiento promedio del 7.76% anual.

Gráfica 6: Línea de tendencia del crecimiento poblacional.

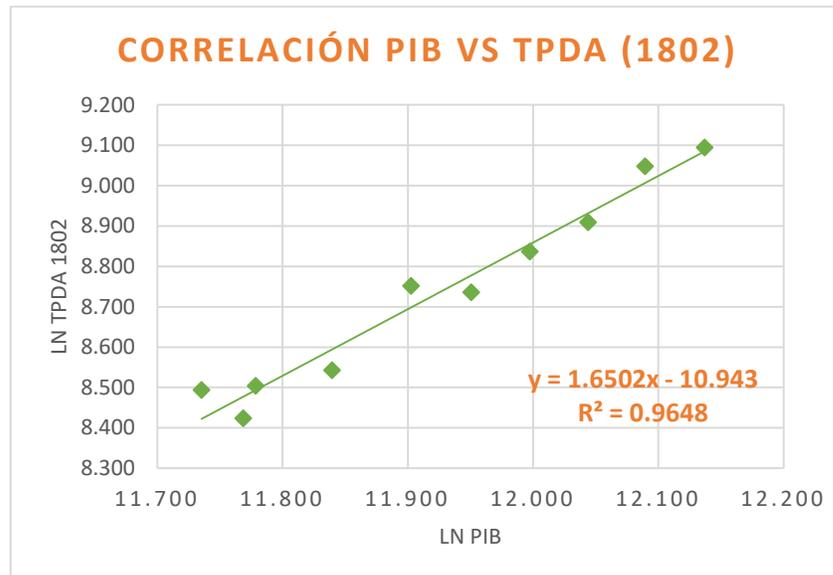


Fuente: Elaboración propia.

Los datos de crecimiento poblacional tienen un coeficiente de correlación $R^2=0.9722$, es decir una correlación excelente de 97.22% y presenta una tasa de crecimiento promedio de 1.34% anual.

Después que hemos analizado que existen valores muy altos de correlación para cada variable con relación al factor tiempo, se analizará la correlación combinada de los datos con respecto al crecimiento del PIB, de esta manera se examinará si dichas variables poseen un buen coeficiente de correlación, y así proyectar el tránsito final en base a la “Tasa de Crecimiento”.

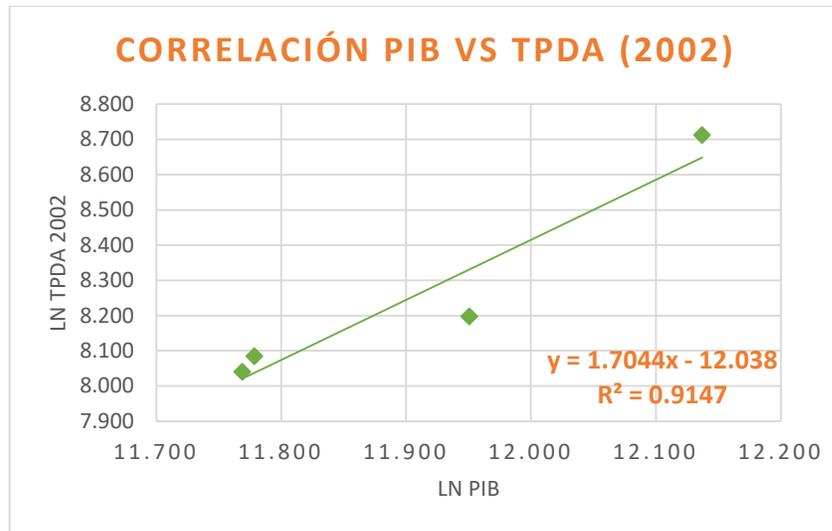
Gráfica 7: Línea de tendencia del PIB vs TPDA 1802.



Fuente: Elaboración propia.

Como resultado de la gráfica anterior se encontró una correlación entre el PIB y el TPDA 1802 del 96.48 %, lo que indica que ambas variables están muy relacionadas.

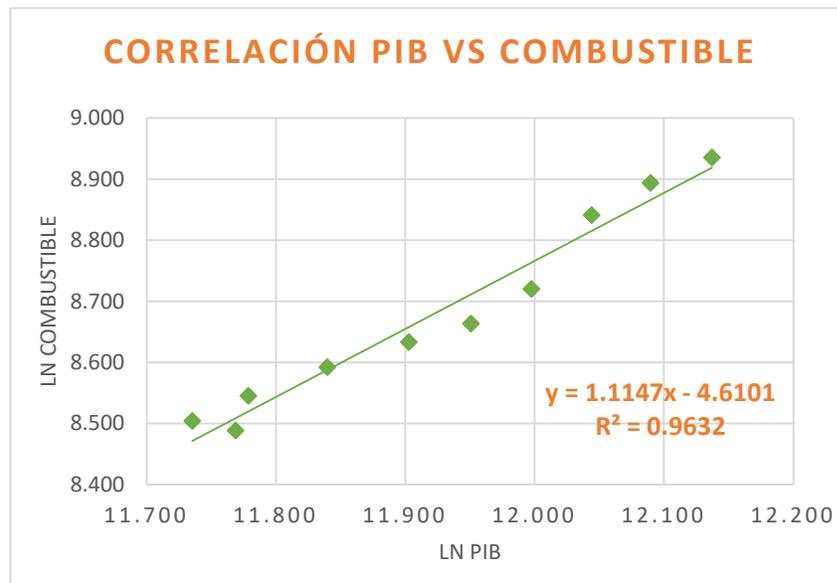
Gráfica 8: Línea de tendencia del PIB vs TPDA 2002.



Fuente: Elaboración propia.

Se encontró una correlación entre el PIB y el TPDA 2002 del 91.47 %.

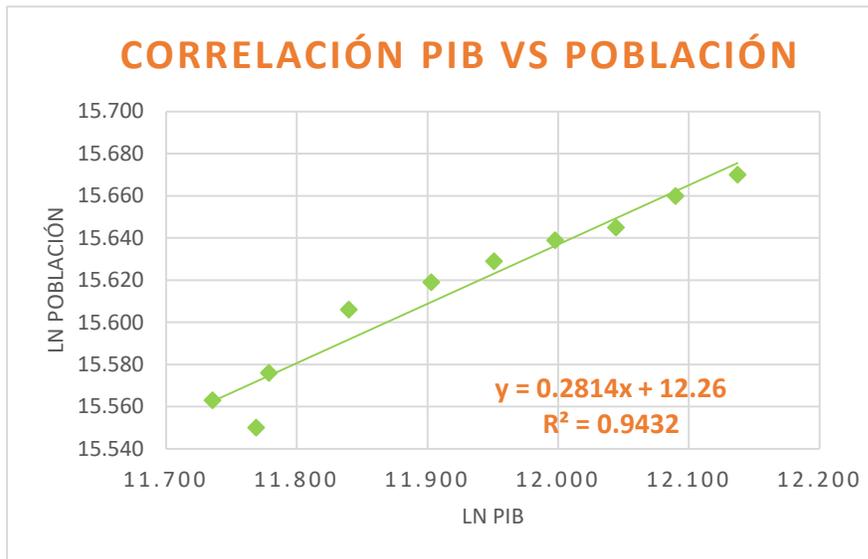
Gráfica 9: Línea de tendencia PIB vs Combustible.



Fuente: Elaboración propia.

También se correlacionó el PIB y el consumo de combustible, obteniendo como resultado una correlación de 96.32 %.

Gráfica 10: Línea de tendencia PIB vs Población.



Fuente: Elaboración propia.

Se encontró una correlación entre el PIB y la Población de 94.32%.

2.6.2. Tasa de crecimiento para proyección del tránsito.

La tasa de crecimiento es la que determina básicamente el incremento del tránsito. Al analizar las variables relacionadas al tránsito (PIB, consumo de combustible, TPDA de las estaciones correspondientes al tramo en estudio y crecimiento poblacional) se puede determinar la tasa de crecimiento de tránsito normal como un promedio de las tasas de estas variables, siempre y cuando exista una alta correlación entre ellas. Las tasas calculadas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 8: Tasas de crecimiento por tipo de variable.

Variable	Coficiente de Correlación	Tasa de Crecimiento (%)
PIB	0.974	4.63
Consumo de combustible	0.9658	5.24
TPDA Est.1802	0.968	7.76
TPDA Est.2002	0.8885	7.45
Población	0.9722	1.34

Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse en la Tabla 8, Pág. 20, las tasas de crecimiento obtenidas varían considerablemente. Las tasas relacionadas al TPDA presentan valores muy altos ya que corresponden a una vía clasificada como Colectora Principal, en cambio para el tramo en estudio se esperan volúmenes de tránsito menores, por lo que no es recomendable usar estas tasas de crecimiento.

Según consulta realizada en el MTI con especialistas de la Dirección General de Planificación, para este caso puede hacerse la proyección del tránsito utilizando el promedio de las tasas del PIB, Consumo de Combustible y Población. De esta manera se utilizará una Tasa de Crecimiento para tránsito normal del 3.74%.

Según el libro **“Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones de Rafael Cal y Mayor”**, (7ª. Edición, página 188). Indica que al Tránsito Generado se le asignan tasas de incremento entre el 5 y 25% del Tránsito Actual, con un período de generación de uno o dos años después de que la carretera ha sido abierta al servicio. Para este proyecto se asignará una tasa del 5% para Tránsito Generado, considerando que es muy reducida la posibilidad de un incremento notable en la producción agrícola y comercial de este sector.

2.6.3. Período de Diseño.

Basado en el **“Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002.**) Para una carretera Colectora Rural se recomienda adoptar un período de proyección entre diez y veinte años como base para el diseño. Para este estudio se seleccionó un período de diseño de veinte años. Ver tabla 9.

Tabla 9: Períodos de Diseño

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: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002. Capítulo 7, Pág.3.

2.6.4. Proyección del Tránsito.

Para calcular el Tránsito Promedio Diario Anual Total (TPDA Total), se utiliza la siguiente ecuación:

$$TPDA_T = TN + TG + TA \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

TPDA_T: Tránsito Promedio Diario Anual Total.

TN: Tránsito Normal.

TG: Tránsito Generado.

TA: Tránsito Atraído.

El **Tránsito Normal** comprende el flujo que actúa en la carretera y crece como consecuencia de la dinámica económica del país, independiente de la mejora que se haga a la vía.

El crecimiento normal del tránsito obedece a la siguiente ecuación:

$$Tn = To (1 + i)^n \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

Tn: Cantidad de vehículos para el año estimado (2038).

To: Tránsito en el año cero (2018).

i: Tasa de crecimiento anual.

n: Cantidad de años.

A continuación, el cálculo del Tránsito Normal.

Tabla 10: Proyección del Tránsito Normal.

Tasa de Crecimiento 3.74%

Año	No.	Vehículos de pasajeros					Veh. de carga		Veh. pesados		TOTAL
		Motos	Autos	Jeep	Cmta.	Mc.Bus	C2	C3	V.A.	V.C.	
2018	0	141	19	1	104	10	37	6	0	1	319
2019	1	146	20	1	108	10	38	6	0	1	330
2020	2	152	20	1	112	11	40	6	0	1	343
2021	3	157	21	1	116	11	41	7	0	1	355
2022	4	163	22	1	120	12	43	7	0	1	369
2023	5	169	23	1	125	12	44	7	0	1	382
2024	6	176	24	1	130	12	46	7	0	1	397
2025	7	182	25	1	134	13	48	8	0	1	412
2026	8	189	25	1	140	13	50	8	0	1	427
2027	9	196	26	1	145	14	51	8	0	1	442
2028	10	204	27	1	150	14	53	9	0	1	459
2029	11	211	28	1	156	15	55	9	0	1	476
2030	12	219	30	2	162	16	57	9	0	2	497
2031	13	227	31	2	168	16	60	10	0	2	516
2032	14	236	32	2	174	17	62	10	0	2	535
2033	15	245	33	2	180	17	64	10	0	2	553
2034	16	254	34	2	187	18	67	11	0	2	575
2035	17	263	35	2	194	19	69	11	0	2	595
2036	18	273	37	2	201	19	72	12	0	2	618
2037	19	283	38	2	209	20	74	12	0	2	640
2038	20	294	40	2	217	21	77	13	0	2	666

Fuente: Elaboración propia.

Ejemplo de cálculo de Tránsito Normal para el año 2019 (Vehículo: Motos).

$$T_{2019} = 141(1 + 0.0374)^1 = 146 \text{ VPD}$$

El **Tránsito Generado** es el que se origina por el proyecto mismo, en razón del desarrollo socioeconómico de la zona de influencia del proyecto y en la medida que aparecen a lado de la vía nuevos servicios (sitios de recreación, restaurantes, estaciones de gasolina, etc.) y cambios en el uso del suelo, producto de su mejoramiento radical. El Tránsito Generado se desarrolla generalmente en los primeros años luego de construida o mejorada una carretera.

En este proyecto se espera que el Tránsito Generado se desarrolle a partir del año 2020, producto del crecimiento en las actividades económica de la zona como son:

- Cultivo de pitahaya y piña, que serán exportadas con mayor frecuencia debido a que se tendrá un mejor acceso al lugar de procedencia.
- Creación de una nueva ruta de transporte público.
- Creación de nuevos negocios (pulperías, farmacias, librerías, etc.).

Tabla 11: Proyección del Tránsito Generado.

Tasa de Crecimiento 5%

Año	No.	Vehículos de pasajeros					Veh. de carga		Veh. pesados		TOTAL
		Motos	Autos	Jeep	Cmta.	Mc.Bus	C2	C3	V.A.	V.C.	
2018	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2019	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2020	2	8	1	0	6	1	2	0	0	0	18
2021	3	8	1	0	6	1	2	0	0	0	18
2022	4	8	1	0	6	1	2	0	0	0	18
2023	5	8	1	0	6	1	2	0	0	0	18
2024	6	9	1	0	6	1	2	0	0	0	19
2025	7	9	1	0	7	1	2	0	0	0	20
2026	8	9	1	0	7	1	2	0	0	0	20
2027	9	10	1	0	7	1	3	0	0	0	22
2028	10	10	1	0	8	1	3	0	0	0	23
2029	11	11	1	0	8	1	3	0	0	0	24
2030	12	11	1	0	8	1	3	0	0	0	24
2031	13	11	2	0	8	1	3	0	0	0	25
2032	14	12	2	0	9	1	3	1	0	0	28
2033	15	12	2	0	9	1	3	1	0	0	28
2034	16	13	2	0	9	1	3	1	0	0	29
2035	17	13	2	0	10	1	3	1	0	0	30
2036	18	14	2	0	10	1	4	1	0	0	32
2037	19	14	2	0	10	1	4	1	0	0	32
2038	20	15	2	0	11	1	4	1	0	0	34

Fuente: Elaboración propia

Ejemplo de cálculo de Tránsito Generado para el año 2020 (Vehículo: Motos).

$$T_{2020} = 152 \times 0.05 = 8 \text{ VPD}$$

El **Tránsito Atraído** es el resultante del crecimiento esperado del tránsito, desviado de otras carreteras, a la carretera proyectada (nueva o mejorada). Los usuarios, componentes del tránsito atraído, no cambian ni su origen, ni su destino, ni su modo de viaje, pero la eligen motivados por una mejora en los tiempos de recorrido, en la distancia, comodidad y seguridad.

Es el tráfico que se induce cuando la vía representa una mejor alternativa de viaje a un destino determinado. Por ser la única vía de comunicación existente hacia las comunidades de Pikín Guerrero, Loma Negra y Santa Ana, este tramo es una vía de enlace y forma parte de una sola ruta de movimiento, por tanto, no se considerará tránsito atraído para el proyecto.

A continuación, la Tabla 12 muestra el Tránsito Promedio Diario Anual Total, que incluye la sumatoria del Tránsito Normal y Tránsito Generado.

Tabla 12: Proyección de Tránsito Total.

Año	No.	Vehículos de pasajeros					Veh. de carga		Veh. pesados		TOTAL
		Motos	Autos	Jeep	Cmta.	Mc.Bus	C2	C3	V.A.	V.C.	
2018	0	141	19	1	104	10	37	6	0	1	319
2019	1	146	20	1	108	10	38	6	0	1	330
2020	2	160	21	1	118	12	42	6	0	1	361
2021	3	165	22	1	122	12	43	7	0	1	373
2022	4	171	23	1	126	13	45	7	0	1	387
2023	5	177	24	1	131	13	46	7	0	1	400
2024	6	185	25	1	136	13	48	7	0	1	416
2025	7	191	26	1	141	14	50	8	0	1	432
2026	8	198	26	1	147	14	52	8	0	1	447
2027	9	206	27	1	152	15	54	8	0	1	464
2028	10	214	28	1	158	15	56	9	0	1	482
2029	11	222	29	1	164	16	58	9	0	1	500
2030	12	230	31	2	170	17	60	9	0	2	521
2031	13	238	33	2	176	17	63	10	0	2	541
2032	14	248	34	2	183	18	65	11	0	2	563
2033	15	257	35	2	189	18	67	11	0	2	581
2034	16	267	36	2	196	19	70	12	0	2	604
2035	17	276	37	2	204	20	72	12	0	2	625
2036	18	287	39	2	211	20	76	13	0	2	650
2037	19	297	40	2	219	21	78	13	0	2	672
2038	20	309	42	2	228	22	81	14	0	2	700

Fuente: Elaboración propia.

Ejemplo de cálculo de Tránsito Total para el año 2020 (Vehículo: Motos).

$$T_{2020} = 152 + 8 = 160 \text{ VPD}$$

Se concluye que el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) para el año horizonte del proyecto (2038) será de 700 vehículos por día, de las cuales las más

representativas son las motos con una cantidad de 309 vpd, camionetas 228 vpd y C2 de 81 vpd.

2.7 Tránsito de Diseño.

El Tránsito de Diseño de la vía se obtendrá mediante la siguiente ecuación:

$$TD = T_n * FC * Fc * FD \quad (Ec. 8)$$

Donde:

TD: Tránsito de Diseño.

FC: Factor de Crecimiento.

FD: Factor de distribución direccional.

Tn: Tránsito Actual.

Fc: Factor Carril.

2.7.1. Factor de Crecimiento.

El factor de crecimiento del tráfico considera los años de vida útil de la vía (período de diseño, más la tasa de crecimiento vehicular estimada para el proyecto), de esta manera nos muestra cómo se comportará el tránsito vehicular sobre la vía respecto al tiempo.

$$FC = 365 * \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i} \right] \quad (Ec. 9)$$

Donde:

i: tasa de crecimiento vehicular (3.74%).

n: período de diseño (20 años).

$$FC = 365 * \left[\frac{(1 + 0.0374)^{20} - 1}{0.0374} \right] = 10,580.41628$$

2.7.2. Factor de Distribución por Carril.

Es la relación que existe en la distribución del tráfico cuando dos o más carriles son usados en una sola dirección.

La vía en estudio será diseñada con un carril por sentido por tanto asignamos el valor de 1 seleccionado en la Tabla 13.

Tabla 13: Factor de distribución por carril.

Condiciones	FC
1 carril por dirección	1
2 carriles por dirección	0.8-1
3 carriles por dirección	0.6-0.8
4 carriles por dirección	0.5-0.75

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002. Capítulo 3, Pág.29.

2.7.3. Factor de Distribución Direccional.

Tabla 14: Factor de Distribución por Dirección.

Número de carriles en ambas direcciones.	FD
2	50
4	45
6 o más	40

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002. Capítulo 3, Pág.29.

El camino está clasificado como Colectora Rural de acuerdo al TPDA proyectado (**ver Tabla 16, capítulo 3, pág. 33**), según los resultados obtenidos en la Tabla 2, página 11 se obtuvo un % de distribución por sentido de 48.14% del Retén a Santa Ana y de 51.86% de Santa Ana al Retén, por lo cual debido a que estos porcentajes se aproximan al 50% se considera un factor direccional del 0.50 para el flujo vehicular en ambas direcciones según la Tabla 14, esto quiere decir que la circulación de vehículos en ambos sentidos es balanceada.

Después de definir los parámetros anteriores se procede a obtener el Tránsito de Diseño, el cual se presenta en la Tabla 15, pág. 30.

2.8 Determinación de los Ejes Equivalentes ESAL'S (W18).

2.8.1. Estimación de las cargas de diseño.

Las carreteras permiten la circulación de diferentes tipos de vehículos, tamaños y pesos, desde pequeños livianos hasta grandes pesados por lo que el paquete estructural de una carretera (pavimento, base, sub base) debe ser diseñada para soportar durante su vida útil las solicitaciones de los pesos de todos esos vehículos que circulan y circularán por esa vía. Por esto, es necesario conocer los tipos de vehículos y las diferentes cargas que le transmiten al pavimento, para transformar toda esa carga en un valor que los represente.

Según el *“Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos”* (SIECA, 2002, cap. 3, pág. 1) “Los pavimentos se diseñan en función del efecto del daño que produce el peso de un eje con una carga y para que resistan un determinado número de cargas aplicadas durante su vida útil. Un tránsito mixto está compuesto de vehículos de diferente peso y número de ejes y que para efectos de cálculo se les transformará en un número de ejes equivalentes de 80 kN o 18 kips.

2.8.2. Factor de Equivalencia de Carga (FEC).

Es un factor numérico que relaciona el número de aplicaciones de las cargas por eje de referencia que produce en el pavimento un determinado deterioro y el número requerido de aplicaciones de otra carga por eje para producir el mismo deterioro.

Para poder determinar los Factores Equivalentes de Carga por tipo de vehículo, es necesario conocer el tipo de pavimento del que está compuesto la superficie de rodamiento, los pesos por ejes de cada uno de los vehículos sujetos a estudio, el Números Estructural (SN) que componen las diferentes capas de la carretera y la pérdida de Serviciabilidad presente en la carretera.

Para el tramo de carretera El Retén-Santa Ana se diseñará una estructura de pavimento articulado, lo cual sirve de parámetro para el cálculo del FEC correspondiente.

Basado en el **“Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos”** (SIECA, 2002, cap. 3, pág. 5). Es necesario asumir, en primera instancia, para pavimentos flexibles el número estructural (SN) que se considere adecuado a las cargas; también se tendrá que asumir el índice de serviciabilidad final (Pt) aceptable. Así, se asumió un valor $Pt=2$, ya que el proyecto se trata de un camino de tránsito menor; y un valor de $SN=5$.

Para realizar el cálculo se utilizaron las tablas de los Factores de Equivalencia de Carga para pavimentos flexibles (**Ver Anexo, pág. I, II y III**).

Se usaron las cargas por ejes de cada tipo de vehículo para convertir los vehículos pesados a ejes simples equivalentes de 8.2 ton o 18 kips, estos valores se obtuvieron por interpolación en dependencia del peso del eje de vehículo, ya que las tablas de los factores de equivalencia dan factores únicamente para valores de carga con múltiplos de 2 ton.

2.8.3. Cálculo del ESAL' s de Diseño.

Para calcular los ESAL's de diseño se multiplica el tránsito de diseño para cada tipo de vehículo por su respectivo factor de equivalencia. El resultado final ESAL's se obtiene del sumatorio total de las multiplicaciones antes realizadas.

$$ESAL's = TD * F(ESAL's) \quad (Ec. 10)$$

Donde:

ESAL's : Ejes equivalentes de 80 kN o 18 Kips.

TD: Tránsito de Diseño.

F(ESAL's): Factor de carga equivalente.

El número estimado de ejes equivalentes para el período de diseño de 20 años del tramo de carretera en estudio es de 541,279 ejes equivalentes por carril de diseño.

Tabla 15: Cálculo del ESAL's de diseño.

Período de diseño: 20 años.

Número estructural (SN): 5

Índice de Serviciabilidad (Pt): 2

Tipo de vehículo	Vehículo	Peso por eje (kip)	Tipo de eje	Tránsito actual	Factor de Crecimiento (FC)	Factor Direccional (FD)	Factor de Carril (Fc)	Tránsito de Diseño (TD)	Factor ESAL's	ESAL's de Diseño
Vehículos de pasajeros	Auto	2.2	Simple	19.00	10580.41628	0.50	1.00	100513.95	0.00038	38
		2.2	Simple	19.00	10580.41628	0.50	1.00	100513.95	0.00038	38
	Jeep	2.2	Simple	1.00	10580.41628	0.50	1.00	5290.21	0.00038	2
		2.2	Simple	1.00	10580.41628	0.50	1.00	5290.21	0.00038	2
	Camionetas	2.2	Simple	104.00	10580.41628	0.50	1.00	550181.65	0.00038	209
		4.4	Simple	104.00	10580.41628	0.50	1.00	550181.65	0.00340	1871
		4.4	Simple	10.00	10580.41628	0.50	1.00	52902.08	0.00340	180
Micro Bus	8.8	Simple	10.00	10580.41628	0.50	1.00	52902.08	0.05020	2656	
Vehículos de carga	C2	11	Simple	37.00	10580.41628	0.50	1.00	195737.70	0.12650	24761
		22	Simple	37.00	10580.41628	0.50	1.00	195737.70	2.35000	459984
	C3	11	Simple	6.00	10580.41628	0.50	1.00	31741.25	0.12650	4015
		36.3	Tándem	6.00	10580.41628	0.50	1.00	31741.25	1.43250	45469
	V.C.	8.8	Simple	1.00	10580.41628	0.50	1.00	5290.21	0.05020	266
		14	Simple	1.00	10580.41628	0.50	1.00	5290.21	0.33800	1788
ESAL's por carril de tránsito										541,279

Fuente: Elaboración propia.

Ejemplo de cálculo de Tránsito de Diseño, Factor ESAL's y ESAL's de Diseño (Vehículo: C3), usando la Ec.8.

-Cálculo de Tránsito de Diseño

$$TD = 6 \times 10580.41628 \times 0.5 \times 1 = 31741.25$$

-Cálculo de Factor ESAL's para vehículo C3.



Eje simple
5 Ton

Eje tándem
16.5 Ton

Para poder efectuar el cálculo es necesario expresar las cargas en Kips.

1Ton=2,200lbs

1Kips=1000lbs

Factor de conversión de Ton → Kip= 2.2 Kips/Ton

-Para el eje simple:

$$P = 5Ton \times 2.2 \frac{Kips}{Ton} = 11 Kips$$

-Para el eje doble o tándem:

$$P = 16.5 Ton \times 2.2 \frac{Kips}{Ton} = 36.3 Kips$$

Por interpolación se procede a determinar el Factor ESAL's para cada eje.

-Para el eje simple:

Pt=2	SN=5
Carga	Factor ESAL's
10	0.079
11	X
12	0.174

Factor ESAL's = 0.1265

-Para el eje doble o tándem:

Pt=2	SN=5
Carga	Factor ESAL's
36	1.38
36.3	X
38	1.73

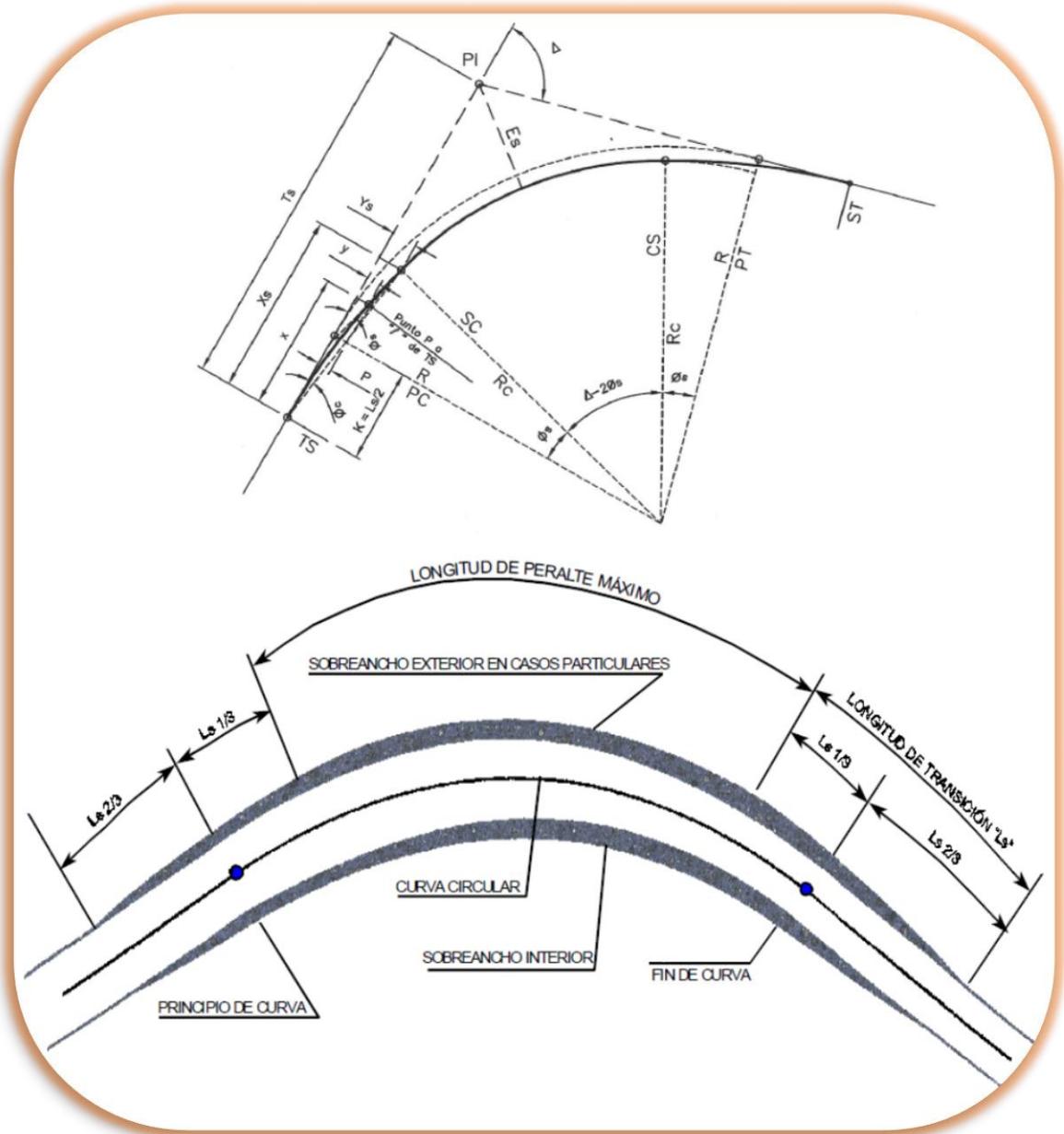
Factor ESAL's = 1.4325

-Cálculo del ESAL's de Diseño

$$ESAL's \text{ de Diseño} = 31741.26 \times 0.1265 = 4015$$

$$ESAL's \text{ de Diseño} = 31741.26 \times 1.4325 = 45469$$

CAPITULO 3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA.



CAPITULO 3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA.

3.1. Introducción.

El diseño geométrico de carreteras, es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. En ese sentido, la carretera queda geoméricamente definida por el trazado de su eje en planta, en perfil y por el trazado de su sección transversal.

- Alineamiento horizontal: El diseño geométrico en planta, o alineamiento horizontal, es la proyección sobre un plano horizontal del eje real o espacial de la carretera, constituido por una serie de tramos rectos llamados tangentes; enlazados entre sí por curvas.

- Alineamiento vertical: El diseño geométrico en perfil, o alineamiento vertical, es la proyección del eje real de la vía sobre una superficie vertical paralela al mismo. Dicha proyección mostrará la longitud real del eje de la vía. A este eje también se le denomina rasante o sub-rasante.

- Sección transversal: La sección transversal apoyada a una poligonal permiten conocer los puntos de cota más cerrada o la cota de los puntos de influencia en el perfil de la sección, es decir, aquellos que determinen el relieve del terreno.

3.2. Controles y criterios de diseño.

3.2.1. Clasificación funcional.

La clasificación funcional es el proceso por el cual las carreteras y calles son agrupadas en clases, o sistemas, de acuerdo a las características de servicio al tráfico que se intente proveer.

La clasificación funcional de las carreteras, admite el establecimiento de doce tipos básicos de carreteras entre rurales y urbanas, con límites en lo que respecta a volúmenes de tránsito para diseño.

Tabla 16: Sistema de clasificación funcional.

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA(1)	NOMECLATURA	TPD(2) (AÑO FINAL DE DISEÑO)	Número de Carriles
ARTERIAL PRINCIPAL	AUTOPISTA	AA	>20,000	6-8
	ARTERIAL RURAL	AR	10,000-20,000	4-6
	ARTERIAL URBANA	AU	10,000-20,000	4-6
ARTERIAL MENOR	ARTERIAL MENOR RURAL	AMR	3,000-10,000	2
	ARTERIAL MENOR URBANA	AMU	3,000-10,000	2
COLECTOR MAYOR	COLECTOR MAYOR RURAL	CMR	10,000-20,000	4-6
	COLECTOR MAYOR URBANA	CMU	10,000-20,000	4-6
COLECTOR MENOR	COLECTOR MENOR RURAL	CR	500-3,000	2
	COLECTOR MENOR URBANA	CU	500-3,000	2
LOCAL	LOCAL RURAL	LR	100-500	2
	LOCAL URBANO	LU	100-500	2
	RURAL	R	<100	1-2

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.33.

La clasificación funcional de la vía en estudio, se establece a partir del volumen y composición del tránsito proyectado TPDA₂₀₃₈ en el año horizonte. Tomando en cuenta las diferentes modalidades del tránsito, en donde el tramo de carretera resultó de 700 vpd; se puede clasificar esta vía como Colectora Menor Rural, ya que será utilizada para juntar el tránsito de los caminos locales y poner a todas las zonas desarrolladas dentro de distancias apropiadas para el usuario hacia los caminos colectores, servir a las comunidades restantes más pequeñas y unir los generadores de tránsito localmente importantes con su vecindad rural.

3.2.2. Derecho de vía.

El derecho de vía es la franja de terreno que adquiere el dueño de una carretera, normalmente el Estado, para la construcción de la misma, incluyendo dentro de sus límites el diseño balanceado de las calzadas con sus carriles proyectados, los hombros interiores y exteriores, y todos los demás elementos que conforman normalmente la sección transversal típica de este tipo de instalaciones, conforme a su clasificación funcional. No obstante, la conveniencia de contar con una franja de terreno de ancho uniforme para cada tipo de carretera, en la práctica dicha

franja es variable y determinada apropiadamente en función de cada proyecto en particular.

Para el tramo en estudio, la franja de derecho de vía actual es variable en toda su trayectoria, teniendo anchos desde los 11m hasta los 15m. De igual forma el ancho de rodamiento varía y se encuentra en un rango entre 5.10m y 7.50m. Debido a la situación actual de la vía, se establece el derecho de vía del proyecto de 12m, ya que el camino en estudio es angosto.

3.2.3. Vehículo de diseño.

Debido a las dimensiones tan variables de los vehículos que circulan por la red de carreteras, es necesario examinarlos, agruparlos en clases similares y establecer un vehículo representativo para cada clase y uso en el diseño geométrico.

Así cada vehículo de diseño tiene dimensiones físicas mayores y radios de giro mínimos mayores que la mayoría de los de su clase y al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación, se le brindan al diseñador los controles y elementos, a los que deben ajustar el diseño para facilitar su circulación sin restricciones.

De cada tipo de vehículo que se utiliza en el diseño geométrico, se seleccionan los de mayores dimensiones físicas y de radio de giro mayores, dentro de su clasificación, para adoptar las condiciones más desfavorables, al efecto de alcanzar el objetivo específico de diseñar con estándares altos que proporcionen mayor seguridad vial.

En el diseño de cualquier obra vial, el diseñador debe considerar el vehículo de diseño más grande, que probablemente use la obra con mayor frecuencia. Tomando en cuenta esto, se establece como vehículo de diseño el tipo C2 ó SU, ya que a partir del estudio de tránsito realizado se determinó que es el vehículo de carga de mayor porcentaje en la vía con un 11.60% del total registrado (**ver Tabla 5, capítulo 2, pág.13**). En la Tabla 17, en la siguiente página, se muestran las dimensiones correspondientes al vehículo de diseño seleccionado.

Tabla 17: Dimensiones de los vehículos de diseño.

	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)	21.0	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: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.38.

Los límites de las trayectorias de giro de los distintos vehículos de diseño, al hacer los giros más cerrados, están establecidos por la trayectoria del saliente frontal y la trayectoria de la rueda interior trasera. Este giro supone que la rueda frontal exterior sigue el arco circular, definiendo el radio de giro mínimo según como se determine por el mecanismo de manejo del vehículo.

Los radios mínimos de las trayectorias de las ruedas exteriores e interiores y el radio mínimo de giro (RMG) en la línea central, se muestran en la siguiente tabla.

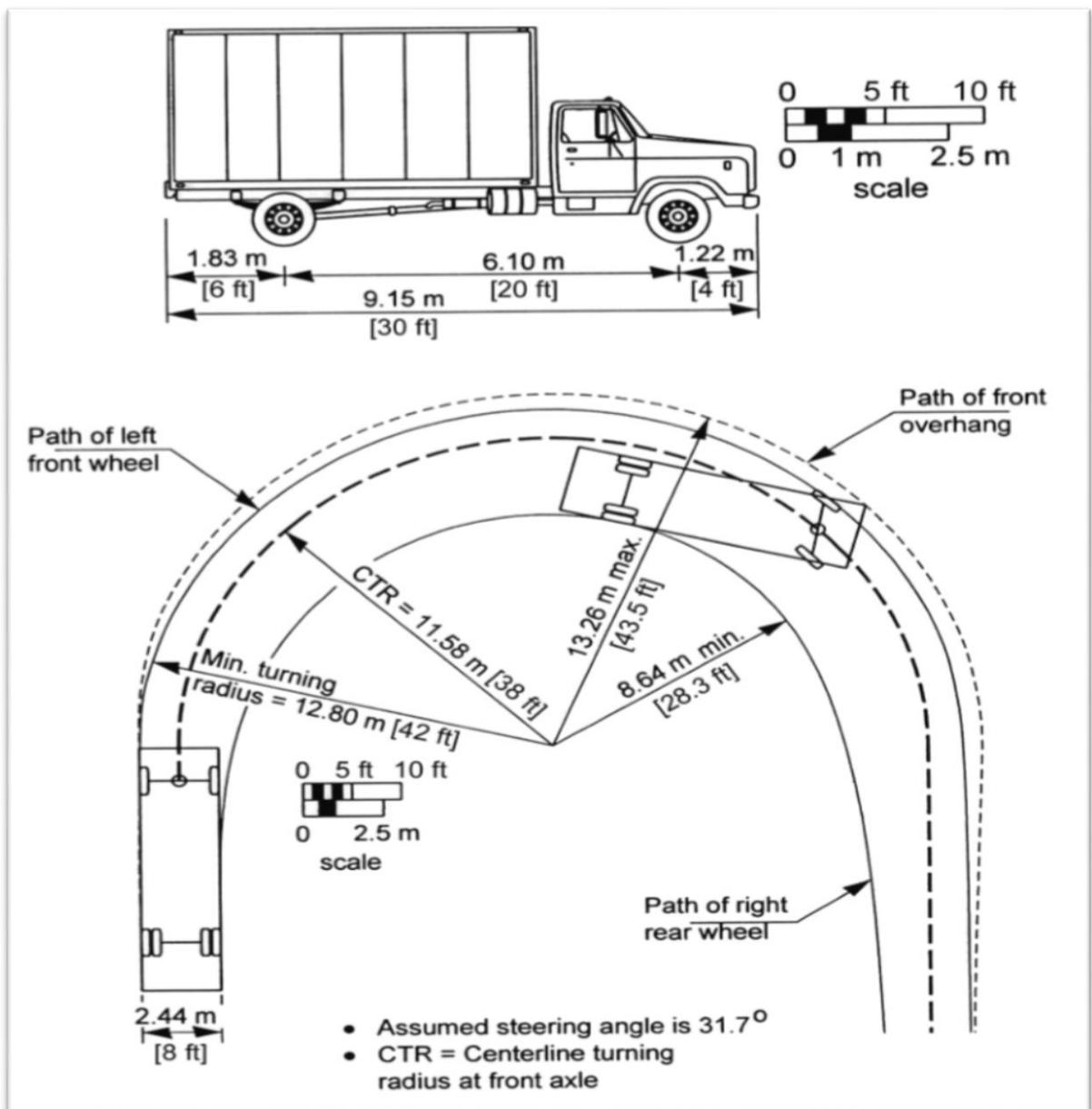
Tabla 18: Radios mínimos de giro de los vehículos de diseño.

Vehículo de Diseño	Símbolo	Radio de Giro Mínimo de Diseño (m)	Radio en la Línea Central RMG (m)	Radio Interior Mínimo (m)
Vehículo Liviano	P	7.30	6.40	4.40
Camión	SU	12.80	11.60	8.60
Bus	BUS-14	13.70	12.40	7.80
Bus Articulado	A-BUS	12.10	10.80	6.50
Cabezal con Semirremolque	WB-15	13.70	12.50	5.20
Cabezal con Semirremolque	WB-19	13.70	12.50	2.40
Cabezal con Semirremolque	WB-20	13.70	12.50	1.30

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.39.

El radio mínimo de giro y las longitudes de transición mostradas en la tabla anterior son para giros a 15 KPH o menos, usuales en el diseño de giros en rampas o intersección de calles. Velocidades más altas alargan las curvas de transición y requieren radios mayores de los mínimos. Los radios son considerados mínimos para esta aplicación, aunque los conductores diestros podrían ser capaces de reducirlos.

Figura 4: Mínima trayectoria de giro para vehículo de diseño SU.



Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, AASHTO 2004, Pág.22.

3.2.4. Velocidad de diseño.

La velocidad de diseño, es la velocidad seleccionada para determinar varias características geométricas de la carretera. La velocidad de diseño asumida debe ser consistente con la topografía, el uso de la tierra adyacente y la clasificación funcional de la carretera. Esta también debe ser equilibrada con la velocidad a la que un conductor probablemente conduzca con comodidad en la carretera construida.

En la selección de una adecuada velocidad de diseño para una carretera en particular, debe darse especial consideración a los siguientes aspectos:

- Distribuciones de las velocidades.
- Tipo de área (rural, urbana).
- Condiciones del terreno (plano, ondulado, montañoso).
- Volúmenes de tránsito.
- Consistencia en el diseño de carreteras similares o complementarias.
- Condiciones ambientales.

Para determinar la velocidad de diseño de la vía es necesario conocer uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras, el volumen del Tránsito Promedio Diario Anual que se determinó en el capítulo anterior dando como resultado 700 vehículos por día; la clasificación funcional de la vía expuesta en la Tabla 19, página 38 como Colectora Menor Rural, tomando en cuenta que éste tiene un relieve ondulado principalmente y en algunas partes montañosas.

Tabla 19: Elementos de diseño geométrico de las carreteras regionales.

No.	DESCRIPCION	AUTOPISTAS REGIONALES	TRONCALES			COLECTORAS	
			Suburbanas	Rurales	Suburbanas	Rurales	
1	TPDA, vehículos promedio diario	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3,000-500	3,000-500	
2	VHD, vehículos por hora	>2,000	2,000-1,000	1,500-450	300-50	450-75	
3	Factor de Hora Pico, FHP	0.92	0.92	0.95-0.91	0.92	0.85	
4	Vehículo de Diseño	WB-20	WB-20	WB-20	WB-15	WB15	
5	Tipo de Terreno	P O M	P O M	P O M	P O M	P O M	
6	Velocidad de Diseño o Directriz, km/hora	110 90 70	90 80 70	80 70 60	70 60 50	70 60 50	
7	Número de Carriles	4 a 8	2 a 4	2 a 4	2	2	
8	Ancho de Carril, metros	3.6	3.6	3.6	3.3-3.6	3.3	
9	Ancho de Hombros/Espaldones, metros	Int: 1.0 - 1.5 Ext: 1.8 - 2.5	Int: 1.0 - 1.5 Ext: 1.8 - 2.5	Int: 0.5 - 1.0 Ext: 1.2 - 1.8	Ext: 1.2 - 1.5	Ext: 1.2 - 1.5	
10	Tipo de Superficie de Rodamiento	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.-Grava	
11	Dist.de Visibilidad de Parada, metros	110-245	110-170	85-140	65-110	65-110	
12	Dist. de Visib. Adelantamiento, metros	480-670	480-600	410-540	350-480	350-480	
13	Radio Mín. de Curva, Peralte 6%, metros	195-560	195-335	135-250	90-195	90-195	
14	Maximo Grado de Curva	5°53' - 2°03'	5°53' - 3°25'	8°29' - 4°35'	12°44' - 5°53'	12°44' - 5°53'	
15	Pendiente Longitudinal Max, porcentaje	6	8	8	10	10	
16	Sobreelevación, porcentaje	10	10	10	10	10	
17	Pendiente Transversal de Calzada, %	1.5 - 3	1.5-3	1.5-3	1.5-3	1.5-3	
18	Pendiente de Hombros, porcentaje	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	
19	Ancho de Puentes entre bordillos, metros	Variable	Variable	Variable	7.8-8.7	7.8-8.1	
20	Carga de Diseño de Puentes (AASHTO)	HS 20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44	HS20-44	
21	Ancho de Derecho de vía, metros	80-90	40-50	40-50	20-30	20-30	
22	Ancho de Mediana, metros	4-12	4-10	2-6	-	-	
23	Nivel de Servicio, según el HCM	B-C	C-D	C-D	C-D	C-D	
24	Tipo de Control de Acceso	Control Total	Control Parcial	Sin Control	Sin Control	Sin Control	
25	CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	AR-TS	AR-TS-TR	TR-CR	TS-CS	TR-CR	

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA, 2da ed. 2004, Pág.13.

Según la tabla anterior, la velocidad de diseño para una carretera colectora rural con terreno ondulado es de 60 km/h, por lo cual ésta se utilizará como base para el diseño. Sin embargo, debido a las condiciones del camino; no se utilizará una velocidad constante, sino que variará entre 20 y 60 km/h dependiendo del relieve del terreno.

Teniendo presente lo anterior se determina que las velocidades de diseño para el proyecto son:

Tabla 20: Velocidades de diseño del proyecto.

Tramo	Estación	Tipo de Terreno	Velocidad de diseño
1	0+000 a 0+960	Plano	60 km/h
2	0+960 a 3+500	Ondulado	40 km/h
3	3+500 a 4+640	Montañoso	20 km/h
4	4+640 a 6+300	Montañoso	30 km/h

Fuente: Elaboración propia.

- De la estación 0+000 a 0+960, se utilizará una velocidad de 60km/h ya que se tiene un terreno plano. Es importante señalar que no se utilizará una velocidad de 70km/h como lo indica la tabla 19, ya que no puede haber un cambio brusco de velocidad.
- De la 0+960 a 3+500 una velocidad de 40km/h debido a que se tiene un camino con relieve ondulado, en donde se requiere disminución de velocidad.
- De la estación 3+500 a 4+650 una velocidad de 20km/h ya que se encuentra un tipo de terreno montañoso, con pendientes pronunciadas, para esto se hará uso de una velocidad baja para evitar cualquier tipo de accidente.
- De la estación 4+640 a 6+300, se encuentra un terreno montañoso y se utilizará una velocidad de 30km/h.

3.2.5. Distancia de visibilidad.

Una carretera debe diseñarse de manera tal que el conductor cuente siempre con una visibilidad suficiente como para ejecutar con seguridad, las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar. En general, el conductor requiere de un tiempo de percepción y reacción para decidir la maniobra a ejecutar y un tiempo para llevarla a cabo. Durante este tiempo total, el o los vehículos que participan en la maniobra recorren distancias que dependen de su velocidad y que determinan, en definitiva, las distintas distancias de visibilidad requeridas en cada caso.

3.2.5.1. Distancia de visibilidad de parada.

Esta es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo cuando surge una situación de peligro, o percibe un objeto imprevisto delante de su recorrido. Es la distancia mínima con que debe diseñarse la geometría de una carretera, cualquiera que sea su tipo.

La distancia de visibilidad de parada, es la suma de dos distancias: la distancia recorrida por el vehículo desde el momento que el conductor percibe el peligro

hasta que aplica el pedal del freno y la distancia para detener el vehículo desde el instante que aplica los frenos.

Estas distancias se conocen como distancia de percepción-reacción y la distancia de frenado respectivamente, y se calculan con la siguiente expresión:

$$d = 0.278Vt + 0.039 \frac{V^2}{a} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

V: Velocidad de diseño, km/h.

t: Tiempo de percepción-reacción, 2.5 segundos.

a: Tasa de desaceleración, m/s². (La tasa de 3.4m/s² es recomendada para el cálculo de la distancia de visibilidad de parada).

Cuando la carretera está en una pendiente longitudinal, la ecuación de distancia de visibilidad de parada debe modificarse y calcularse con la siguiente expresión:

$$d = 0.278Vt + \frac{V^2}{254 \left(\left(\frac{a}{9.81} \right) \pm G \right)} \quad (\text{Ec. 12})$$

Los términos son los mismos de la Ecuación 11, y G representa la pendiente en valor absoluto (grado en porcentaje/100). En la Tabla 21, en la siguiente página, se exponen los valores calculados para diferentes velocidades y pendientes longitudinales.

Otros criterios para seleccionar valores de diseño para este parámetro de visibilidad en carreteras de dos carriles, no toma en cuenta este ajuste y el alineamiento se diseña igual que en condiciones de terreno plano, ya que se considera que se produce un ajuste automático por las diferencias en longitud en las pendientes de subida y bajada.

Tabla 21: Distancias de visibilidad de parada horizontal y con pendiente vertical.

VELOCIDAD (KPH)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	
PENDIENTE EN ASCENSO +i%	12	17	29	41	56	72	90	110	131	154	179	205
	11	17	29	42	57	73	91	111	133	156	181	208
	10	17	29	42	57	74	92	112	134	158	184	211
	9	18	29	43	58	75	93	114	136	160	186	214
	8	18	30	43	58	75	94	115	138	162	189	217
	7	18	30	43	58	76	95	117	139	164	191	220
	6	18	30	44	59	77	97	118	141	167	194	223
	5	18	30	44	60	78	98	119	143	169	197	227
	4	18	30	44	60	79	99	121	145	172	198	231
	3	19	31	45	61	80	100	123	148	174	203	234
	2	19	31	45	62	81	102	125	150	177	207	239
1	19	31	46	63	82	103	127	152	180	210	243	
CALCULADO HORIZONTAL	0	18.5	31.2	46.2	63.4	83.0	104.9	129.0	155.5	184.2	215.2	248.6
REDONDEADO HORIZONTAL	0	20	35	50	65	85	105	130	160	185	220	250
PENDIENTE EN DESCENSO -i%	1	20	32	47	64	85	106	131	158	187	218	252
	2	20	32	48	65	85	108	133	161	191	223	257
	3	20	32	50	66	87	110	136	164	194	227	263
	4	20	33	50	67	88	112	138	167	198	232	269
	5	20	33	50	68	90	114	141	171	203	238	275
	6	20	35	50	70	92	116	144	174	207	243	281
	7	20	35	51	71	93	119	147	178	212	249	289
	8	20	35	52	72	95	121	151	183	218	256	297
	9	20	35	53	74	97	124	154	187	223	262	304
	10	21	36	53	75	99	127	158	192	230	270	314
	11	21	36	54	77	102	131	163	198	236	279	323
	12	21	37	56	78	105	134	167	204	244	287	334

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.77.

3.2.5.2. Distancia de visibilidad de rebase.

La distancia de visibilidad de adelantamiento o rebase, equivale a la visibilidad mínima que requiere un conductor para adelantar un vehículo que se desplaza a velocidad inferior a la velocidad de proyecto; esto es, abandonar su carril, adelantar el vehículo que viaja delante de él y retornar a su carril en forma segura, sin afectar la velocidad del vehículo adelantado ni la de un vehículo que se

desplace en sentido contrario por el carril que utilizará para efectuar la maniobra de adelantamiento.

La visibilidad de adelantamiento se requiere únicamente en carreteras de dos carriles, con tránsito bidireccional. Tal es el caso del tramo de carretera que se va a diseñar.

Tabla 22: Distancia de visibilidad adecuada para adelantar.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad De Adelantamiento
30	200
40	270
50	345
60	410
70	485
80	540
90	615
100	670
110	730
120	775

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.79.

3.3. Alineamiento Horizontal.

El alineamiento horizontal está constituido por una serie de líneas rectas, definidas por la línea preliminar, enlazadas por curvas circulares o curvas de grado de curvatura variable, de modo que permitan una transición suave y segura al pasar de tramos rectos a tramos curvos o viceversa. Los tramos rectos que permanecen luego de emplear las curvas de enlace se denominan también tramos en tangente y pueden llegar a ser nulos, es decir, que una curva de enlace quede completamente unida a la siguiente.

- Curvas circulares simples: Es la que une dos tangentes con un arco de círculo de radio constante.
- Curvas circulares compuestas: Son las formadas por varios arcos de círculo de radio decreciente, primero y creciente después.

- **Curvas inversas:** son aquellas compuestas de dos curvas circulares, de sentido contrario, contiguas y con tangente común en el punto de unión. En la práctica no pueden estar continuas, desde luego que la distancia mínima del punto de la segunda será cuando menos igual a la suma de las transiciones de ambas curvas.
- **Curvas de transición:** Es una curva que se sitúa para lograr el acuerdo entre la tangente y la curva circular, de manera que el cambio desde radio infinito en la tangente hasta el radio en la curva circular se haga paulatinamente. A medida que el radio de la curva circular es menor, la necesidad de la curva de transición es menor.

3.3.1. Peralte máximo (em_{ax}).

Las tasas máximas de peralte utilizables en las carreteras están controladas por varios factores: condiciones climáticas, condiciones del terreno, tipo de zona y frecuencia de vehículos que viajan lento y cuya operación puede ser afectada por tasas altas de peralte. Por la consideración conjunta de estos factores se concluye que no hay ninguna tasa única de peralte máxima universalmente aplicable y que debe usarse un rango de valores.

Por otro lado, el uso de una sola tasa de peralte máximo, dentro de una región de condiciones climáticas y uso de la tierra similares, es una práctica que promueve un diseño consistente.

Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomiendan para diseño los siguientes factores de peralte para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras. Ver Tabla 23, página siguiente.

Tabla 23: Tasas máximas de Sobreelevación o Peralte según tipo de área.

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

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA, 2da ed. 2004, Pág.4-36.

De acuerdo a lo anterior, para el tramo en estudio se define un peralte máximo de 10% en el tramo montañoso (3+500 a 6+300) y 8% en el resto del camino (0+000 a 3+500), que posee tanto terreno plano como ondulado.

3.3.2. Factor de fricción lateral (f).

El coeficiente de fricción "f" se define como la fuerza de fricción dividida entre el componente del peso perpendicular al pavimento y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{V^2}{(127 \times R)} - e \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

V: velocidad de diseño, km/h.

R: Radio de curva, m.

e: Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

El factor de fricción lateral depende principalmente de las condiciones de las llantas de los vehículos, el tipo y estado de la superficie de rodamiento y de la velocidad del vehículo.

En la Tabla 24, página siguiente, se presentan los valores del coeficiente de fricción lateral para las distintas velocidades que se utilizarán en el diseño.

Tabla 24: Valores del Coeficiente de fricción lateral (f).

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
F	0.35	0.28	0.23	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.09

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.89.

3.3.3. Radio mínimo.

El radio mínimo es un valor limitante de la curvatura para una velocidad de diseño dada, que se relaciona con el peralte máximo y la máxima fricción lateral seleccionada para el diseño.

Una vez establecido el máximo factor de peralte o sobreelevación (e), los radios mínimos de curvatura horizontal se pueden calcular con la siguiente fórmula:

$$R_{min} = \frac{V^2}{127(e_{m\acute{a}x} + f_{m\acute{a}x})} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

V: Velocidad de diseño, km/h.

$e_{m\acute{a}x}$: Tasa de sobreelevación en fracción decimal (%).

$f_{m\acute{a}x}$: Factor de fricción lateral (adimensional).

Sustituyendo los valores de las distintas velocidades de diseño a utilizar en el proyecto con sus respectivos peraltes máximos y coeficiente de fricción lateral, en la Ecuación 14, se obtienen los radios mínimos:

$$R_{min(20 \text{ km/h})} = \frac{20^2}{127(0.1 + 0.35)} = 6.99m$$

$$R_{min(20 \text{ km/h})} \text{ recomendado} = 7m$$

$$R_{min(30 \text{ km/h})} = \frac{30^2}{127(0.1 + 0.28)} = 18.65m$$

$$R_{min(30 \text{ km/h})} \text{ recomendado} = 19m$$

$$R_{\min(40 \text{ km/h})} = \frac{40^2}{127(0.08 + 0.23)} = 40.64m$$

$$R_{\min(40 \text{ km/h})} \text{ recomendado} = 41m$$

$$R_{\min(60 \text{ km/h})} = \frac{60^2}{127(0.08 + 0.17)} = 113.38m$$

$$R_{\min(60 \text{ km/h})} \text{ recomendado} = 113m$$

En la siguiente tabla se detallan los valores calculados de los radios mínimos de las curvas horizontales para los distintos peraltes máximos.

Tabla 25: Radios mínimos y grados máximos de curvas horizontales para distintas velocidades de diseño, usando valores límites de e y f.

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	Peralte Máximo = 4%		GRADO DE CURVATURA (Degree)	Peralte Máximo = 6%		GRADO DE CURVATURA (Degree)
		RADIO (m)			RADIO (m)		
		CALCULADO	RECOMENDADO		CALCULADO	RECOMENDADO	
20	0.35	8.1	8	143°14'	7.7	8	143°14'
30	0.28	22.1	22	52°05'	20.8	21	54°34'
40	0.23	46.7	47	24°23'	43.4	43	26°39'
50	0.19	85.6	86	13°19'	78.7	79	14°30'
60	0.17	135.0	135	08°29'	123.2	123	09°19'
70	0.15	203.1	203	05°39'	183.7	184	06°14'
80	0.14	280.0	280	04°06'	252.0	252	04°33'
90	0.13	375.2	375	03°03'	335.7	336	03°25'
100	0.12	492.1	492	02°20'	437.4	437	02°37'
110	0.11				560.4	560	02°03'
120	0.09				755.9	756	01°31'
VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	Peralte Máximo = 8%		GRADO DE CURVATURA (Degree)	Peralte Máximo = 10%		GRADO DE CURVATURA (Degree)
		RADIO (m)			RADIO (m)		
		CALCULADO	RECOMENDADO		CALCULADO	RECOMENDADO	
20	0.35	7.3	7	163°42'	7.0	7	163°42'
30	0.28	19.7	20	57°18'	18.6	19	60°19'
40	0.23	40.6	41	27°57'	38.2	38	30°09'
50	0.19	72.9	73	15°42'	67.9	68	16°51'
60	0.17	113.4	113	10°08'	105.0	105	10°55'
70	0.15	167.8	168	06°49'	154.3	154	07°26'
80	0.14	229.1	229	05°00'	210.0	210	05°27'
90	0.13	303.7	304	03°46'	277.3	277	04°08'
100	0.12	393.7	394	02°55'	357.9	358	03°12'
110	0.11	501.5	501	02°17'	453.7	454	02°31'
120	0.09	667.0	667	01°43'	596.8	597	01°55'

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.89.

3.3.4. Grado máximo de curvatura ($G_{m\acute{a}x}$).

Los criterios que hay que tener en cuenta para definir el grado de curvatura son los siguientes:

a) El grado máximo para una curva de carretera se define según la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{145,692.26 * (e_{m\acute{a}x} + f)}{V^2} \quad (\text{Ec. 15})$$

Dónde:

$G_{m\acute{a}x}$: Grado máximo de curvatura (DD.MM.SS).

f : Factor de fricción lateral (adimensional).

V : Velocidad de diseño (km/h).

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con el peralte máximo a la velocidad de proyecto. Este criterio se debe tener siempre en cuenta ya que garantiza la estabilidad del vehículo.

b) Si se tiene definido el radio, establecido por las normas en casos específicos o definido por el proyectista en base a la topografía del terreno y teniendo en cuenta los criterios de diseño, o impuesto por determinadas restricciones en el trazado de la curva se puede obtener de la expresión siguiente:

$$G = \frac{1145.92}{R} \quad (\text{Ec. 16})$$

A continuación, se presenta el cálculo del grado máximo de curvatura para cada velocidad a utilizar en el proyecto:

$$G_{m\acute{a}x(20 \text{ km/h})} = \frac{1145.92}{7} = 163^{\circ}42'10''$$

$$G_{m\acute{a}x(30\text{ km/h})} = \frac{1145.92}{19} = 60^{\circ}18'42''$$

$$G_{m\acute{a}x(40\text{ km/h})} = \frac{1145.92}{41} = 27^{\circ}56'57''$$

$$G_{m\acute{a}x(60\text{ km/h})} = \frac{1145.92}{113} = 10^{\circ}08'27''$$

En ningú n caso este grado puede ser mayor que el má ximo definido anteriormente.

c) El grado de curvatura, Cuando $\Delta > 5^{\circ}$,debe ser:

$$G \leq \frac{\Delta}{10} \quad (\text{Ec. 17})$$

Por estét ica, sí: $\Delta \leq 5^{\circ}$

Donde:

G : Grado de curvatura.

Δ : Ángulo de Deflexión.

Si $\Delta = 5^{\circ}$ se sigue la siguiente regla:

La longitud de desarrollo de la curva deberá ser de 150m, y esta longitud mínima deberá aumentar 30 m, por cada grado de disminución de Δ .

Una vez establecido el valor de desarrollo, se puede determinar el grado de curvatura según la expresión siguiente:

$$G = \frac{20 * \Delta}{LC} \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

Δ : Ángulo de Deflexión (DD.MM.SS).

LC : Longitud de la curva (m).

3.3.5. Longitudes de Transición.

La longitud de transición "LT" se considera desde aquella sección transversal donde el carril exterior está a nivel o no tiene bombeo, hasta aquella sección donde la calzada tiene todo su peralte "e" completo, (**Ver Figura 5b, pág. 52**). N es la longitud necesaria para que el carril exterior pierda su bombeo o se aplane. La longitud de transición de una curva puede darse en dos casos:

3.3.5.1. Longitud de transición para curvas circulares.

La longitud de transición para curvas circulares es la distancia comprendida entre el punto correspondiente al peralte máximo de la curva y el punto de intersección de los perfiles longitudinales del borde exterior y del eje del camino.

Cuando no se utiliza curva de transición, la recta o tangente de la carretera se une directamente con la curva circular y la transición del peralte se realiza directamente sobre la tangente y la curva circular. Este tipo de transición se conoce como "transición de tangente a curva".

La longitud de transición para caminos de dos carriles será:

$$LT = m * a * e \quad (\text{Ec. 19})$$

$$m = 1.5625 * V + 75 \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

LT: longitud de transición, en m.

m: talud de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino, en valor absoluto.

a: semi ancho de la calzada en tangente para caminos de dos carriles, en m.

e: sobreelevación de la curva circular en valor absoluto, en m/m.

V: velocidad de diseño en km/h.

3.3.5.2. Longitud de transición para curvas con espirales.

Un parámetro que determina el diseño de curvas de transición es el radio y la velocidad, ya que cuanto menor es el radio de la curva circular y mayor la velocidad, es necesario hacer uso de estas curvas.

Las curvas con espirales de transición constan de un espiral de entrada, una curva circular simple y otra espiral de salida.

El uso de las curvas de transición conduce a una mayor seguridad, o rodadura más suave y a una alineación más elegante de la carretera.

En este proyecto no se utilizará curvas espirales debido a que la topografía del terreno dificulta su diseño, invade propiedades privadas y encarece el diseño.

3.3.6. Transición de Peralte.

La transición del peralte se efectúa en dos distancias: la distancia de bombeo (N) la cual es la longitud de carretera en la cual el peralte negativo de la sección transversal en tangente se gira hasta un peralte 0% y la Distancia de Transición (Lt) en la cual el peralte 0% continúa girando hasta el peralte e% que le corresponde a la curva según la velocidad de diseño (**Ver Figura 5a, pág. 52**). Por razones de seguridad y comodidad, la rotación de la sección transversal del pavimento debe efectuarse en una longitud que no sea perceptible para el conductor y para mejorar la apariencia, las orillas del pavimento no deben presentar distorsiones al conductor.

La distancia de bombeo (N) se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$N = m * a * b \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

N: Distancia de bombeo, en m.

m: talud de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino, en valor absoluto.

a: semi ancho de la calzada en tangente para caminos de dos carriles, en m.

b: bombeo, en %.

Para proveer el peralte se practican cuatro métodos específicos:

-Desarrollo del peralte por el eje de la vía (Giro de la calzada con bombeo normal alrededor de la rasante en la línea central): Este procedimiento es el más conveniente, ya que requiere menor longitud de transición y los desniveles relativos de los hombros son uniformes.

Es conveniente en terraplenes donde se compensa lo que asciende en un borde con lo que baja en el borde opuesto. Es decir, que el eje de la vía o eje central de la carretera es la línea base alrededor de la cual va girando la sección transversal de la calzada, o parte de ella hasta alcanzar la inclinación necesaria.

-Giro de la calzada con bombeo normal alrededor de la rasante del borde interior: Es el segundo método más utilizado sobre todo en los cortes en los que se facilita el drenaje al mantener el borde interior una pendiente longitudinal uniforme; también disminuye el volumen de excavación por elevarse al resto de la calzada con respecto al borde interior.

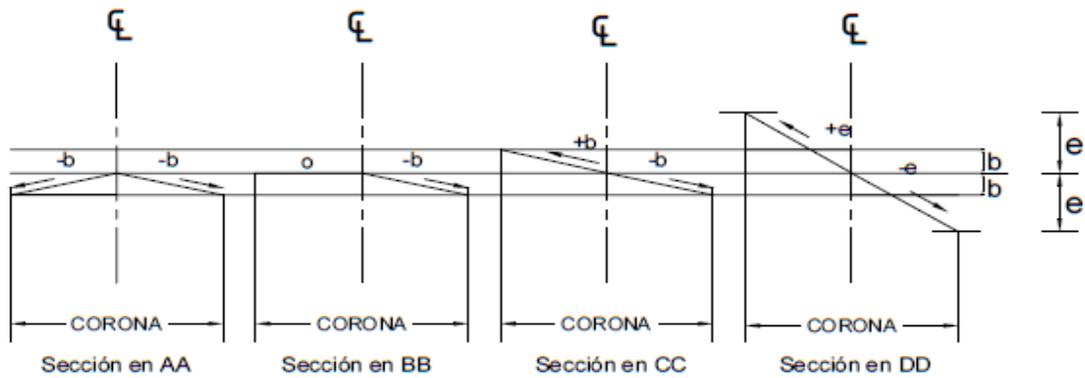
-Giro de la calzada con bombeo normal alrededor de la rasante del borde exterior: Este procedimiento es poco usado, aunque tiene la ventaja de que puede utilizarse para disminuir los volúmenes de relleno cuando la curva esté en terraplén; además algunos autores les atribuyen una mejor apariencia a las curvas peraltadas de esta forma.

-Giro de la pendiente transversal recta de la calzada alrededor de la rasante del borde exterior: En este método, se gira una calzada que tiene una pendiente transversal recta, diferente que para los otros métodos. Para una pendiente transversal recta, se calcula la rasante del borde exterior, y el cambio requerido en la pendiente transversal se hace bajando el borde interior.

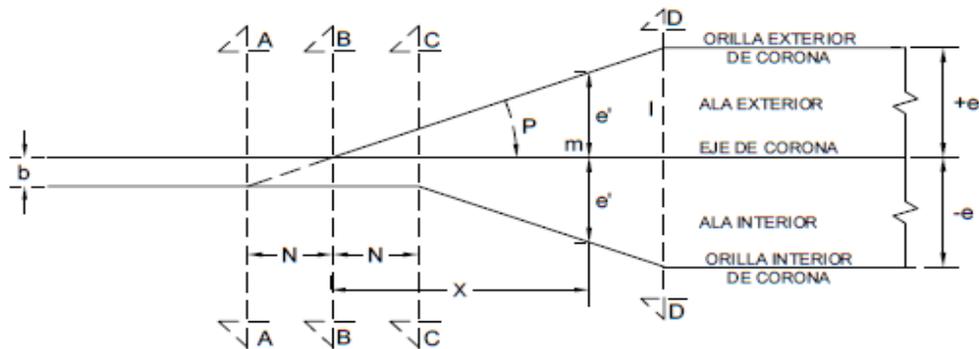
En este estudio se utilizará el método por eje de la vía, ya que es el procedimiento más utilizado y su simetría brinda una mayor comprensión y facilidad para el cálculo. Ver Figura 5, en la siguiente página.

Figura 5: Desarrollo del peralte por eje de la vía

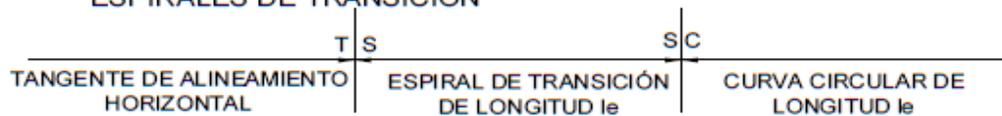
a) SECCIONES TRANSVERSALES



b) VARIACIÓN DE LA SOBREELEVACIÓN



c) LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICIÓN



d) LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE



Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.106.

3.3.7. Sobreancho en curvas.

Los sobreanchos son necesarios para acomodar la mayor curva que describe el eje trasero de un vehículo pesado y para compensar la dificultad que enfrenta el conductor al tratar de ubicarse en el centro de su carril de circulación. En las carreteras modernas con carriles de 3.6 metros y buen alineamiento, la necesidad de sobreanchos en curvas se ha disminuido a pesar de las velocidades, aunque tal necesidad se mantiene para otras condiciones de la vía.

Para establecer el sobreancho en curvas deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- a)** En curvas circulares sin transición, el sobreancho total debe aplicarse en la parte interior de la calzada, como es el caso del proyecto en estudio. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.
- b)** Cuando existen curvas de transición, el sobreancho se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada. En ambos casos, la marca de la línea central debe colocarse entre los bordes de la sección de la carretera ensanchada.
- c)** El ancho extra debe efectuarse sobre la longitud total de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme, nunca abruptamente, para asegurarse que todo el ancho de los carriles modificados sea efectivamente utilizado. Los cambios en el ancho normalmente pueden efectuarse en longitudes comprendidas entre 30 y 60 m.
- d)** Los bordes del pavimento siempre deben tener un desarrollo suave y curvado atractivamente, para inducir su uso por el conductor.
- e)** Los sobreanchos deben ser detallados minuciosamente en los planos constructivos y por medio de controles durante el proceso de construcción de la carretera o, alternativamente, dejar los detalles finales al Ingeniero residente de campo.

El sobreancho (W) necesario en las curvas es la diferencia entre el ancho requerido en una curva W_c y el utilizado en una recta, W_n .

$$W = W_c - W_n \quad (\text{Ec. 22})$$

Dónde:

W: sobreancho.

W_c : Ancho requerido en una curva.

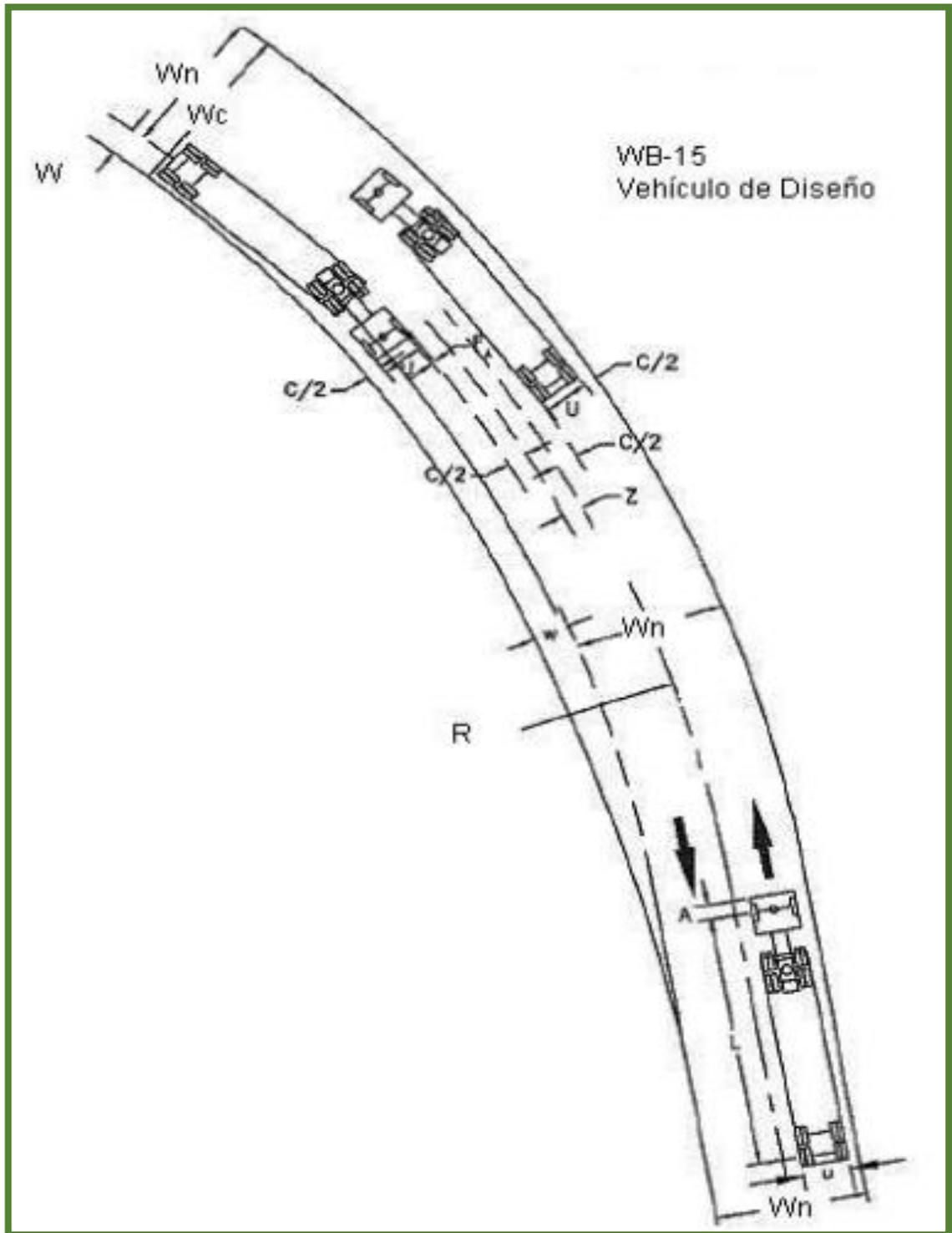
W_n : Ancho de Rodamiento.

El ancho requerido para la circulación en curva tiene varios componentes relacionados con la operación de los vehículos sobre las curvas, a saber:

- Ancho de huella de cada vehículo que se encuentra o pasa, u.
- Separación lateral por vehículo, C.
- Ancho de la saliente frontal del vehículo que ocupa el carril o carriles interiores, FA.
- Ancho a tener en cuenta por dificultades durante la conducción en curvas, Z.

La Figura 6, en la siguiente página, muestra la ubicación de estos componentes.

Figura 6: Componentes del sobre ancho en curvas de carreteras.



Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3era ed. 2011, Pág.109.

La fórmula general para calcular el ancho necesario en curva, WC es:

$$W_c = N(U + C) + (N - 1)F_A + Z \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

N: número de carriles.

U: ancho de la huella del vehículo de diseño (exterior a exterior de llantas), m.

C: Claro lateral, (0.60m).

FA: Ancho de saliente frontal en el carril interior, m.

Z: Ancho extra recomendable, m.

Cálculo del ancho de huella del vehículo en curva (U).

$$U = u + R - \sqrt{R^2 - \sum Li^2} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

U: ancho de la huella del vehículo en curva, m.

u: ancho de la huella del vehículo de diseño (exterior a exterior de llantas), (2.6m).

R: Radio de la curva o giro, m.

Li: Distancia entre ruedas del vehículo de diseño, entre ejes consecutivos (o conjunto de ejes en tándem), (6.10m).

El claro lateral recomendable, C, es asumido de 0.60, 0.75 y 0.90 m para anchos de rodadura en tangente de 6.00, 6.50 y 7.20 m.

Cálculo de ancho de saliente frontal en el carril interior (FA).

$$F_A = \sqrt{R^2 + A(2L + A)} - R \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

A: Saliente frontal del eje del vehículo, en el carril interior, (1.2m).

L: Distancia entre ruedas de la unidad o del remolque, (6.10m).

Cálculo de ancho extra recomendable (Z).

$$Z = 0.1(V/\sqrt{R}) \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

V: Velocidad de diseño de la carretera, km/h.

En la selección del sobreebanco en curvas se debe tomar en consideración lo siguiente:

- Sobreebanco menores de 0.60 metros, no son necesarios en las curvas
- Los sobreebanco calculados que se muestran en la Tabla 60 (**Ver Anexo, pág. VI**) son para carreteras de dos carriles.
- En carreteras de tres carriles los sobreebanco mostrados en la Tabla 60 (**Ver Anexo, pág. VI**) deben afectarse por un factor de 1.5 y en carreteras de cuatro carriles multiplicar las cifras del cuadro por 2.
- Los datos en la Tabla 60 (**Ver Anexo, pág. VI**) fueron calculados para el vehículo WB-15, para otros vehículos de diseño, los ajustes mostrados en la Tabla 61 (**Ver anexo, pág. VII**) deben utilizarse.

Los resultados del cálculo del Sobreebanco se muestran en la Tabla 26, pág. 59, para cada una de las curvas horizontales que se diseñaron y proyectaron para el tramo de camino.

En función del radio de curva, para los menores valores resultaron sobreebanco de magnitudes considerables, por lo cual fue necesario establecer un valor de control y que correspondió al sobreebanco máximo que se deberá aplicar en las respectivas curvas; este valor propuesto es de 1.5 m, ya que se considera la topografía del camino, y la dificultad en la ampliación del mismo que generaría

altos costos en su ejecución.

En los casos en que no aparece sobreancho y que se muestra un valor de sobreancho de 0.00, corresponde a que dicha curva no requiere la aplicación de sobreancho; debido a que el radio de la curva es de magnitud considerable y su valor calculado resultó por debajo del valor mínimo de 0.60 m.

Ejemplo de cálculo de sobreancho para la curva 1.

Datos:

Número de carriles: 2

Ancho de rodamiento (Wn): 6 m

Radio: 220 m

Velocidad de diseño: 60 km/h

Ancho de huella del vehículo de diseño (u): 2.6 m

Distancia entre ruedas del vehículo de diseño, entre ejes consecutivos (L): 6.10 m

Claro lateral (C): 0.6 m

Saliente frontal del eje del vehículo (A): 1.2 m

- **Cálculo del ancho de huella del vehículo en curva (U).**

$$U = 2.6 + 220 - \sqrt{220^2 - (6.10^2)} = 2.68m$$

- **Cálculo de ancho de saliente frontal en el carril interior (F_A).**

$$F_A = \sqrt{220^2 + 1.2(2(6.10) + 1.2)} - 220 = 0.04m$$

- **Cálculo de ancho extra recomendable (Z).**

$$Z = 0.1 \left(\frac{60}{\sqrt{220}} \right) = 0.40m$$

- **Cálculo del ancho necesario en curva, (W_c).**

$$W_c = 2(2.68 + 0.60) + (2 - 1)0.04 + 0.40 = 7.00m$$

- **Cálculo del sobreancho (W).**

$$W = 7.00 - 6.00 = 1.00m$$

Tabla 26: Sobrecanchos de curvas horizontales.

Vehículo de Diseño: C2 ó SU Ancho de huella del vehículo de diseño (u): 2.6 m Saliente frontal eje del vehículo (A): 1.2 m.							Número de carriles (N): 2 Ancho de rodamiento (Wn): 6 m Claro lateral (C): 0.6 m		
No Curva	R	V (kph)	U	FA	Z	Wc	W	Observación	Propuesto
C-01	220	60	2.68	0.04	0.40	7.01	1.01	Requiere	1.0
C-02	115	60	2.76	0.07	0.56	7.35	1.35	Requiere	1.4
C-03	115	60	2.76	0.07	0.56	7.35	1.35	Requiere	1.4
C-04	115	60	2.76	0.07	0.56	7.35	1.35	Requiere	1.4
C-05	150	40	2.72	0.05	0.33	7.03	1.03	Requiere	1.0
C-06	50	40	2.97	0.16	0.57	7.87	1.87	Requiere	1.5
C-07	150	40	2.72	0.05	0.33	7.03	1.03	Requiere	1.0
C-08	150	40	2.72	0.05	0.33	7.03	1.03	Requiere	1.0
C-09	160	40	2.72	0.05	0.32	7.00	1.00	Requiere	1.0
C-10	45	40	3.02	0.18	0.60	8.01	2.01	Requiere	1.5
C-11	150	40	2.72	0.05	0.33	7.03	1.03	Requiere	1.0
C-12	100	40	2.79	0.08	0.40	7.25	1.25	Requiere	1.3
C-13	350	40	2.65	0.02	0.21	6.74	0.74	Requiere	0.7
C-14	100	40	2.79	0.08	0.40	7.25	1.25	Requiere	1.3
C-15	80	40	2.83	0.10	0.45	7.41	1.41	Requiere	1.4
C-16	100	40	2.79	0.08	0.40	7.25	1.25	Requiere	1.3
C-17	100	40	2.79	0.08	0.40	7.25	1.25	Requiere	1.3
C-18	450	40	2.64	0.02	0.19	6.69	0.69	Requiere	0.7
C-19	100	40	2.79	0.08	0.40	7.25	1.25	Requiere	1.3
C-20	200	20	2.69	0.04	0.14	6.77	0.77	Requiere	0.8
C-21	250	20	2.67	0.03	0.13	6.71	0.71	Requiere	0.7
C-22	25	20	3.36	0.32	0.40	8.63	2.63	Requiere	1.5
C-23	20	20	3.55	0.40	0.45	9.15	3.15	Requiere	1.5
C-24	20	20	3.55	0.40	0.45	9.15	3.15	Requiere	1.5
C-25	20	20	3.55	0.40	0.45	9.15	3.15	Requiere	1.5
C-26	50	20	2.97	0.16	0.28	7.59	1.59	Requiere	1.5
C-27	300	20	2.66	0.03	0.12	6.67	0.67	Requiere	0.7
C-28	50	20	2.97	0.16	0.28	7.59	1.59	Requiere	1.5
C-29	30	20	3.23	0.27	0.37	8.29	2.29	Requiere	1.5
C-30	20	20	3.55	0.40	0.45	9.15	3.15	Requiere	1.5
C-31	30	20	3.23	0.27	0.37	8.29	2.29	Requiere	1.5
C-32	40	20	3.07	0.20	0.32	7.85	1.85	Requiere	1.5
C-33	20	20	3.55	0.40	0.45	9.15	3.15	Requiere	1.5
C-34	50	30	2.97	0.16	0.42	7.73	1.73	Requiere	1.5
C-35	80	30	2.83	0.10	0.34	7.30	1.30	Requiere	1.3
C-36	400	30	2.65	0.02	0.15	6.66	0.66	Requiere	0.7
C-37	50	30	2.97	0.16	0.42	7.73	1.73	Requiere	1.5
C-38	50	30	2.97	0.16	0.42	7.73	1.73	Requiere	1.5
C-39	120	30	2.76	0.07	0.27	7.05	1.05	Requiere	1.1
C-40	300	30	2.66	0.03	0.17	6.72	0.72	Requiere	0.7
C-41	200	30	2.69	0.04	0.21	6.84	0.84	Requiere	0.8
C-42	120	30	2.76	0.07	0.27	7.05	1.05	Requiere	1.1
C-43	100	30	2.79	0.08	0.30	7.15	1.15	Requiere	1.2
C-44	150	30	2.72	0.05	0.24	6.95	0.95	Requiere	1.0
C-45	100	30	2.79	0.08	0.30	7.15	1.15	Requiere	1.2
C-46	120	30	2.76	0.07	0.27	7.05	1.05	Requiere	1.1
C-47	50	30	2.97	0.16	0.42	7.73	1.73	Requiere	1.5
C-48	70	30	2.87	0.11	0.36	7.41	1.41	Requiere	1.4
C-49	100	30	2.79	0.08	0.30	7.15	1.15	Requiere	1.2
C-50	130	30	2.74	0.06	0.26	7.01	1.01	Requiere	1.0

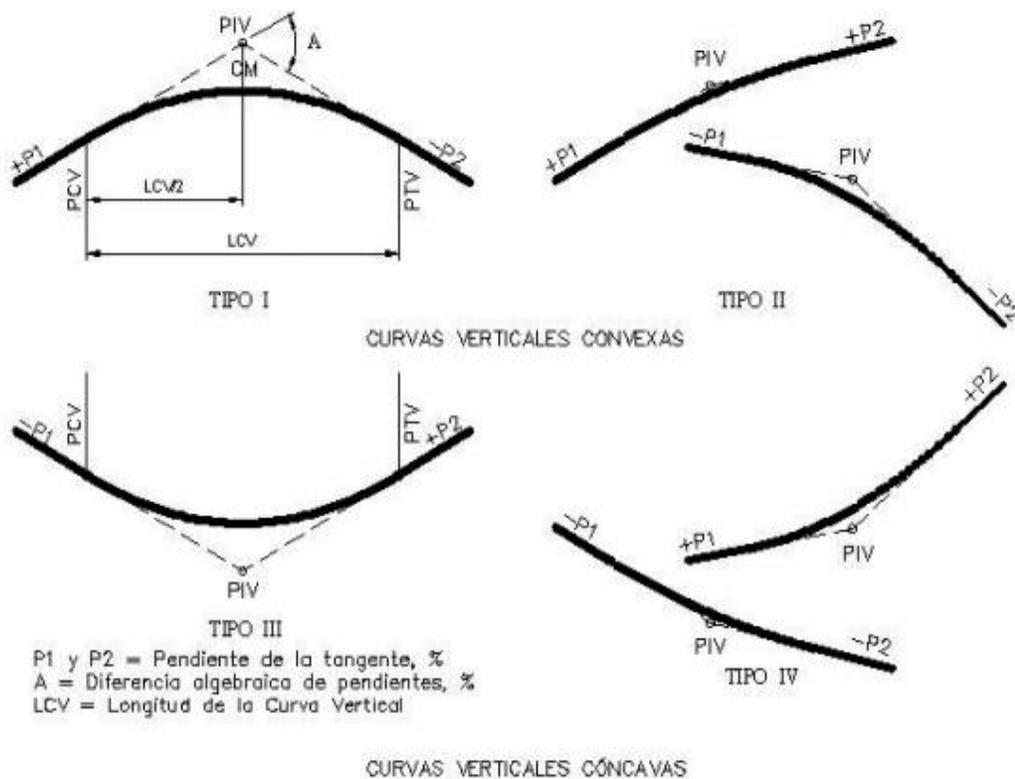
Fuente: Elaboración propia.

3.4. Alineamiento vertical.

Corresponde al perfil de la carretera o proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la sub corona o línea sub rasante.

En términos generales existen curvas verticales en cresta o convexas y en columpio o cóncavas. Las primeras se diseñan de acuerdo a la más amplia distancia de visibilidad para la velocidad de diseño y las otras conforme a la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño. De aplicación sencilla, las curvas verticales deben contribuir a la estética del trazado, ser confortables en su operación y facilitar las operaciones de drenaje de la carretera. La configuración parabólica de estas curvas es la más frecuentemente utilizada. En la figura siguiente se muestran los diferentes tipos de estas curvas utilizadas en el diseño del alineamiento vertical.

Figura 7: Tipos de Curvas Verticales.



Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.123.

3.4.1. Curvas Verticales Convexas o en Cresta.

Las longitudes mínimas de curvas verticales en cresta que se basan en el criterio de distancias de visibilidad (S), generalmente son satisfactorias desde el punto de vista de seguridad, confort y apariencia.

Las ecuaciones básicas para calcular la longitud de una curva vertical en cresta, en términos de la diferencia algebraica de pendientes y distancia de visibilidad son:

Cuando S es menor que L

$$L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2} \quad (\text{Ec. 27})$$

Cuando S es mayor que L

$$L = 2S - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

L: Longitud de la curva vertical, m.

S: Distancia de visibilidad, m.

A: Diferencia algebraica de pendientes, en porcentaje.

h₁: Altura del ojo sobre la superficie del camino, m.

h₂: Altura del objeto sobre la superficie, m.

Cuando la altura del ojo y del objeto son 1,080 mm y 600 mm, respectivamente, y se usa la **distancia de visibilidad de parada**, las ecuaciones anteriores se vuelven:

Cuando S es menor que L.

$$L = \frac{AS^2}{658} \quad (\text{Ec. 29})$$

Cuando S es mayor que L.

$$L = 2S - \frac{658}{A} \quad (\text{Ec. 30})$$

Cuando la altura del ojo y del objeto son 1,080 mm y 1,080 mm, respectivamente, y se usa la **distancia de visibilidad de adelantamiento**, las ecuaciones anteriores se vuelven:

Cuando S es menor que L.

$$L = \frac{AS^2}{864} \quad (\text{Ec. 31})$$

Cuando S es mayor que L.

$$L = 2S - \frac{864}{A} \quad (\text{Ec. 32})$$

Tomando en cuenta que la distancia de visibilidad es constante para una velocidad dada, se puede expresar la longitud de la curva vertical en función de su constante K, expresándose entonces $L = KA$, o de otra forma, $K = L/A$. Las Tablas 27 y 28 muestran los valores calculados para K.

Tabla 27: Control de diseño para curva vertical en cresta para Distancia de Visibilidad de Parada.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Tasa de Curvatura Vertical K	
		Calculada	Para Diseño
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11.0	11
70	105	16.8	17
80	130	25.7	26
90	160	38.9	39
100	185	52.0	52
110	220	73.6	74
120	250	95.0	95

K = Longitud (m) por porcentaje de A

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.125.

Tabla 28: Control de diseño para curva vertical en cresta para Distancia de Visibilidad de Rebase.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad de Adelantamiento (m)	Tasa de Curvatura Vertical, K
		Para Diseño
30	200	46
40	270	84
50	345	138
60	410	195
70	485	272
80	540	338
90	615	438
100	670	520
110	730	617
120	775	695

K = Longitud (m) por porcentaje de A

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.125.

3.4.2. Curvas Verticales Cóncavas o en Columpio.

Se han identificado los siguientes cuatro criterios para usarse en el cálculo de las longitudes de curvas cóncavas o en columpio:

- El primero se basa en la distancia iluminada por los faros delanteros del vehículo.
- La siguiente, toma en cuenta básicamente una sensación subjetiva de comodidad en la conducción, cuando el vehículo cambia de dirección en el alineamiento vertical.
- El tercero considera requerimientos de drenaje.
- El último se basa en consideraciones estéticas.

Se presentan dos casos a considerar en el primer criterio, dependiendo si la distancia iluminada por los faros del vehículo es mayor o no que la longitud de la curva. Cuando la longitud de curva, L, es menor que la distancia de visibilidad iluminada, S, se utiliza la fórmula que sigue:

$$L = \frac{AS^2}{120 + 3.5S} \quad (\text{Ec. 33})$$

Cuando S es mayor que L, la fórmula utilizada es la siguiente:

$$L = 2S - \left(\frac{120 + 3.5S}{A} \right) \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

L: Longitud de curva vertical en columpio, m.

S: Distancia de visibilidad iluminada por los faros del vehículo, m.

A: Diferencia algebraica entre pendientes de la curva, %.

De igual manera en que fueron calculados los valores de diseño de las curvas en cresta, también es conveniente expresar los controles de diseño de las curvas en columpio en términos de K para todos los valores de A. Con estas bases se ha preparado la Tabla 29 mostrada a continuación.

Tabla 29: Control de Diseño para Curva Vertical Cóncava o en Columpio.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Tasa de Curvatura Vertical K	
		Calculada	Para Diseño
20	20	2.1	3
30	35	5.1	6
40	50	8.5	9
50	65	12.2	13
60	85	17.3	18
70	105	22.8	23
80	130	29.4	30
90	160	37.6	38
100	185	44.6	45
110	220	54.4	55
120	250	62.8	63

K = Longitud (m) por porcentaje de A

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.127.

3.4.3. Pendiente longitudinal mínima.

Es la pendiente que se fija para permitir un drenaje adecuado. En los tramos en relleno puede ser nula, efectuándose el drenaje de la carretera mediante el bombeo transversal, pero en los tramos en corte se recomienda usar 0.50%, permitiéndose, excepcionalmente, hasta 0.30%.

3.4.4. Pendiente longitudinal máxima.

La pendiente máxima de una tangente vertical está en relación directa con la velocidad a la que circulan los vehículos, teniendo en dicha velocidad una alta incidencia el tipo de vía que se desea diseñar.

Las pendientes para calles colectoras urbanas deben ser tan a nivel como sea práctico, consistente con el terreno colindante. Una pendiente mínima de 0.30% es aceptable para facilitar el drenaje. No obstante, es recomendable que se utilice una pendiente de 0.50% o más.

La pendiente en una calle urbana generalmente se diseña debajo del nivel del terreno colindante para drenar las propiedades adyacentes al área de bordillos y de éstos al sistema de drenaje de lluvia. Las pendientes máximas que se usarán en el proyecto corresponden a una Carretera Rural Local, ya que se tienen velocidades desde 20km/h como se muestra a continuación.

Tabla 30: Pendiente máxima para Carreteras Rurales (Locales).

TIPO DE TERRENO	Máxima Pendiente (%) para la Velocidad de Diseño Especificada, KPH								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	9	8	7	7	7	7	6	6	5
Lomerío	12	11	11	10	10	9	8	7	6
Montañoso	17	16	15	14	13	12	10	10	---

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.120.

De la tabla anterior se obtiene la pendiente longitudinal máxima para el tramo en estudio según la velocidad:

Para una velocidad de 20 km/h, la pendiente longitudinal máxima es de 17%.

Para una velocidad de 30 km/h, la pendiente longitudinal máxima es de 16%.

Para una velocidad de 40 km/h, la pendiente longitudinal máxima es de 11%.

Para una velocidad de 60 km/h, la pendiente longitudinal máxima es de 7%.

3.5. Sección transversal.

Es la proyección de la carretera sobre un plano vertical normal al alineamiento horizontal. De acuerdo con la posición del alineamiento vertical con relación al terreno natural, hay tres tipos de sección: en corte, en terraplén o en balcón, la cual tiene una parte en corte y otra parte en terraplén, que puede llegar a ser nula.

3.5.1. Pendiente transversal.

Es la pendiente que se le da a la calzada en dirección perpendicular al eje de la carretera. Se identifican tres casos:

3.5.1.1. Bombeo Normal.

Es la pendiente que se le da a la plataforma o corona en las tangentes del alineamiento horizontal con el objeto de facilitar el escurrimiento superficial del agua. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente para que el conductor no experimente incomodidad o inseguridad. El bombeo depende del tipo de superficie de rodadura, en la Tabla 31 se presentan los rangos recomendables.

Tabla 31: Bombeo normal de la calzada.

Tipo de Superficie	Rango de Pendiente Transversal
Alto	1.5-2.0
Bajo	2.0-6.0

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.139.

Los pavimentos de tipo alto son aquellos que mantienen superficies lisas y propiedades antideslizantes en todo tipo de clima, y que, sometidos a cargas de altos volúmenes de tráfico pesado, requieren poco mantenimiento.

Los pavimentos de tipo bajo son los que están formados por superficies de terracería, sin tratar o tratadas mediante la inclusión de agregados pétreos.

Tomando en cuenta que la superficie del tramo en estudio está prevista para un pavimento de tipo bajo, se usará una pendiente transversal del 2%.

3.5.1.2. Peralte o sobreelevación.

Es la inclinación que se le da a la corona de una carretera en los tramos en curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrípeta que actúa sobre un vehículo en movimiento.

Para una velocidad directriz dada, hay 5 métodos para contrarrestar la fuerza centrífuga sobre las curvas mediante el uso de “e” o “f”. A continuación, siguen estos métodos:

1. La sobreelevación o peralte “e” y la fricción lateral “f” son directamente proporcionales al inverso del radio de la curva horizontal (por ejemplo, existe una relación lineal entre $1/R=0$ y $1/R=1/R_{\min}$).

2. La fricción lateral es tal que un vehículo viajando a la velocidad de diseño tiene toda la aceleración lateral contrarrestada por la fricción lateral en curvas hasta que se requiere f_{\max} . Para curvas cerradas (de radio pequeño), “f” permanece igual a f_{\max} y el peralte es entonces utilizado para contrarrestar la aceleración lateral hasta que “e” sea e_{\max} . En este método, primero “f” y luego “e” son incrementados en proporción inversa al radio de curvatura. Este método es particularmente ventajoso en vías urbanas de baja velocidad, donde resulta difícil proyectar las sobreelevaciones requeridas.

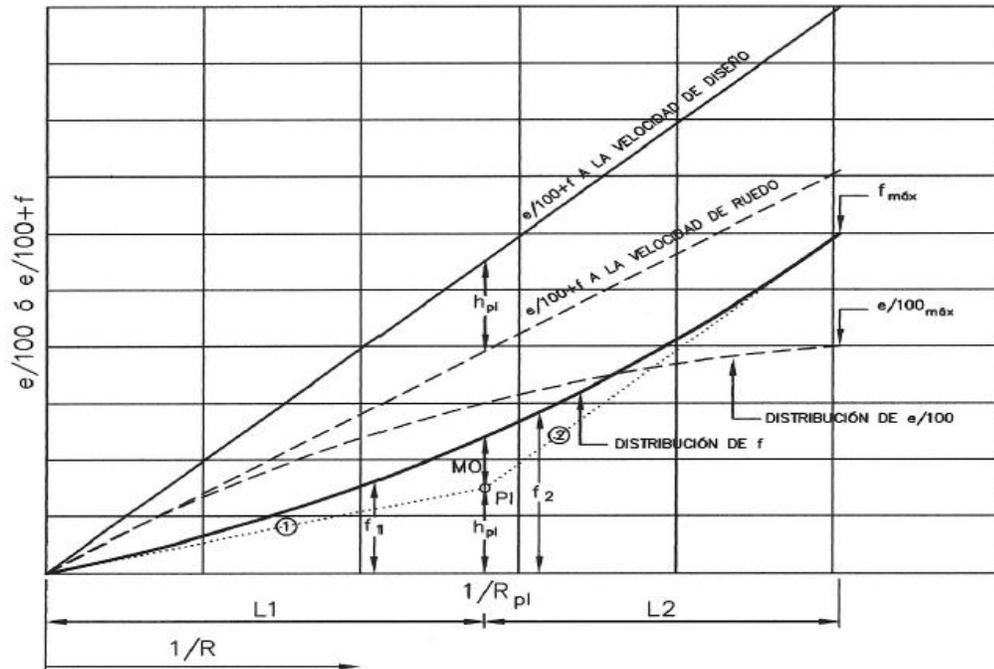
3. La sobreelevación o peralte es tal que un vehículo viajando a la velocidad de diseño, tiene toda la aceleración lateral contrarrestada por el peralte en las curvas hasta que requieren $e_{m\acute{a}x}$. Para curvas cerradas (de radio pequeño), “e” permanece igual a $e_{m\acute{a}x}$ y la fricción lateral es entonces utilizada hasta que “f” sea $f_{m\acute{a}x}$. En este método, primero “e” y luego “f” son incrementados en proporción inversa al radio de curvatura. Este método resulta en fricciones negativas para curvas amplias e intermedias, después de lo cual la fricción lateral se incrementa rápidamente al máximo para curvas de radios mínimos.

4. Este método es similar al método 3, excepto que se basa en la velocidad promedio de rueda, en lugar de la velocidad de diseño. Es un intento por superar las deficiencias del método 3, introduciendo la sobreelevación antes de que se alcance la velocidad de diseño.

5. En este método se mantiene una relación curvilínea entre “e” y “f” y el radio de la curva, que asemeja una forma parabólica asimétrica, con valores localizados entre los métodos 1 y 3. Este es el método recomendado para diseño, por representar una distribución práctica sobre el rango usual de curvaturas.

Los factores de fricción lateral que se muestran con línea sólida en la Figura 8, en la siguiente página, representa el máximo valor de “f” seleccionado para cada velocidad de diseño. Cuando estos valores se utilizan en conjunto con el recomendado Método 5, entonces se determina las curvas de distribución de “f” para varias velocidades. Restando el valor de “f” calculado de $(e/100+f)$ en la velocidad de diseño, se obtiene la distribución final de “e”, que se muestra en la Figura 8, página siguiente.

Figura 8: Procedimiento para desarrollar la distribución final de (e) aplicando el Método 5.



Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.87.

Las distribuciones de “e” y “f” para el Método 5, pueden calcularse usando la secuencia de ecuaciones siguiente:

$$R_{min} = \frac{V^2}{127(e_{m\acute{a}x} + f_{m\acute{a}x})} \quad (Ec. 35)$$

$$R_{PI} = \frac{V_R^2}{1.27 * e_{m\acute{a}x}} \quad (Ec. 36)$$

$$h_{PI} = \frac{0.01e_{m\acute{a}x} * V_D^2}{V_R^2} - 0.01e_{m\acute{a}x} \quad (Ec. 37)$$

$$S_1 = h_{PI} * R_{PI} \quad (Ec. 38)$$

$$S_2 = \frac{f_{m\acute{a}x} - h_{PI}}{\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R_{PI}}} \quad (Ec. 39)$$

$$MO = \frac{1}{R_{PI}} \left(\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R_{PI}} \right) \left(\frac{S_2 - S_1}{2} \right) R_{min} \quad (\text{Ec. 40})$$

$$(0.01e + f)_D = \frac{(0.01e_{m\acute{a}x} + f_{m\acute{a}x})R_{min}}{R} \quad (\text{Ec. 41})$$

Para $1/R \leq 1/R_{PI}$

$$f_1 = MO \left(\frac{R_{PI}}{R} \right)^2 + \frac{S_1}{R} \quad (\text{Ec. 42})$$

$$0.01e_1 = (0.01e + f)_D - f_1 \quad (\text{Ec. 43})$$

Para $1/R \geq 1/R_{PI}$

$$f_2 = MO \left(\frac{\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R}}{\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R_{PI}}} \right)^2 + h_{PI} + S_2 \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R_{PI}} \right) \quad (\text{Ec. 44})$$

$$0.01e_2 = (0.01e + f)_D - f_2 \quad (\text{Ec. 45})$$

Donde:

R_{PI} : Radio en el punto de intersección, PI, m.

V_R : Velocidad de ruedo, Km/h.

$e_{m\acute{a}x}$: Peralte máximo, %.

h_{PI} : Desplazamiento de PI desde el eje 1/R.

V_D : Velocidad de diseño, km/h.

S_1 : Pendiente de la rama 1.

S_2 : Pendiente de la rama 2.

$f_{m\acute{a}x}$: factor de fricción lateral máximo.

R_{min} : Radio mínimo, m.

MO: Ordenada media de la curva de distribución de f.

R: Radio en cualquier punto, m.

f₁: Distribución de f en cualquier punto $1/R \leq 1/R_{PI}$.

e₁: Distribución de e en cualquier punto $1/R \leq 1/R_{PI}$.

f₂: Distribución de f en cualquier punto $1/R \geq 1/R_{PI}$.

e₂: Distribución de e en cualquier punto $1/R \geq 1/R_{PI}$.

Ejemplo de cálculo de peralte y factor de fricción lateral para la curva 1.

$$\frac{V_D=60km}{h} \qquad R_{\min(60\frac{km}{h})} = 113m \qquad e_{m\acute{a}x}=8\%$$

$$V_R=55 km/h \qquad R = 220m \qquad f_{m\acute{a}x(60km/h)} = 0.17$$

• Cálculo del Radio en el punto de intersección PI (R_{PI}).

$$R_{PI} = \frac{55^2}{1.27 * 8} = 297.736m$$

• Cálculo del Desplazamiento de PI desde el eje 1/R (h_{PI}).

$$h_{PI} = \frac{0.01(8) * 60^2}{55^2} - 0.01(8) = 0.015$$

• Cálculo de Pendiente de la rama 1 (S₁).

$$S_1 = 0.015 \times 297.736 = 4.466m$$

• Cálculo de Pendiente de la rama 2 (S₂).

$$S_2 = \frac{0.17 - 0.015}{\frac{1}{113} - \frac{1}{297.736}} = 28.229m$$

• **Cálculo de la Ordenada media de la curva de distribución de f (MO).**

$$MO = \frac{1}{297.736} \left(\frac{1}{113} - \frac{1}{297.736} \right) \left(\frac{28.229 - 4.466}{2} \right) \times 113 = 0.025$$

$$(0.01e + f)_D = \frac{(0.01(8) + 0.17) \times 113}{220} = 0.128$$

• **Cálculo de la Distribución de f en cualquier punto $1/R \geq 1/R_{PI}$ (f_2).**

Para $1/R \geq 1/R_{PI}$

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{220} = 0.0045 \geq \frac{1}{R_{PI}} = \frac{1}{297.736} = 0.0034$$

$$f_2 = 0.025 \times \left(\frac{\frac{1}{113} - \frac{1}{220}}{\frac{1}{113} - \frac{1}{297.736}} \right)^2 + 0.015 + 28.229 \left(\frac{1}{220} - \frac{1}{297.736} \right) = 0.0638$$

• **Cálculo de la Distribución de e en cualquier punto $1/R \geq 1/R_{PI}$ (e_2).**

$$0.01e_2 = 0.128 - 0.0638 = 0.064$$

$$e_2 = 6.4\%$$

Tabla 32: Peraltes de curvas horizontales.

No Curva	V	VR	R	Rmin	f	RPI	hPI	S1	S2	MO	(0.01e+f)D	1/R	1/RPI	f1 ó f2	e(%) Calc.	e(%) Propuesto
C-01	60	55	220	113	0.17	297.736	0.015	4.528	28.191	0.025	0.128	0.0045	0.0034	0.0638	6.46	6.5
C-02	60	55	115	113	0.17	297.736	0.015	4.528	28.191	0.025	0.246	0.0087	0.0034	0.1657	8.00	8.0
C-03	60	55	115	113	0.17	297.736	0.015	4.528	28.191	0.025	0.246	0.0087	0.0034	0.1657	8.00	8.0
C-04	60	55	115	113	0.17	297.736	0.015	4.528	28.191	0.025	0.246	0.0087	0.0034	0.1657	8.00	8.0
C-05	40	40	150	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.085	0.0067	0.0064	0.0329	5.18	5.2
C-06	40	40	50	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.254	0.0200	0.0064	0.1758	7.84	7.8
C-07	40	40	150	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.085	0.0067	0.0064	0.0329	5.18	5.2
C-08	40	40	150	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.085	0.0067	0.0064	0.0329	5.18	5.2
C-09	40	40	160	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.079	0.0063	0.0064	0.0290	5.04	5.0
C-10	40	40	45	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.282	0.0222	0.0064	0.2028	7.97	8.0
C-11	40	40	150	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.085	0.0067	0.0064	0.0329	5.18	5.2
C-12	40	40	100	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.127	0.0100	0.0064	0.0656	6.15	6.2
C-13	40	40	350	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.036	0.0029	0.0064	0.0061	3.03	3.0
C-14	40	40	100	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.127	0.0100	0.0064	0.0656	6.15	6.2
C-15	40	40	80	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.159	0.0125	0.0064	0.0914	6.75	6.7
C-16	40	40	100	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.127	0.0100	0.0064	0.0656	6.15	6.2
C-17	40	40	100	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.127	0.0100	0.0064	0.0656	6.15	6.2
C-18	40	40	450	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.028	0.0022	0.0064	0.0037	2.46	2.5
C-19	40	40	100	41	0.23	157.480	0.000	0.000	12.749	0.030	0.127	0.0100	0.0064	0.0656	6.15	6.2
C-20	20	20	200	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.016	0.0050	0.0318	0.0010	1.48	2.0
C-21	20	20	250	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.013	0.0040	0.0318	0.0006	1.20	2.0
C-22	20	20	25	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.126	0.0400	0.0318	0.0593	6.67	6.7
C-23	20	20	20	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.158	0.0500	0.0318	0.0847	7.28	7.3
C-24	20	20	20	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.158	0.0500	0.0318	0.0847	7.28	7.3
C-25	20	20	20	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.158	0.0500	0.0318	0.0847	7.28	7.3
C-26	20	20	50	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.063	0.0200	0.0318	0.0154	4.76	4.8
C-27	20	20	300	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.011	0.0033	0.0318	0.0004	1.01	2.0
C-28	20	20	50	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.063	0.0200	0.0318	0.0154	4.76	4.8
C-29	20	20	30	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.105	0.0333	0.0318	0.0428	6.22	6.2
C-30	20	20	20	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.158	0.0500	0.0318	0.0847	7.28	7.3
C-31	20	20	30	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.105	0.0333	0.0318	0.0428	6.22	6.2
C-32	20	20	40	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.079	0.0250	0.0318	0.0241	5.46	5.5
C-33	20	20	20	7	0.35	31.496	0.000	0.000	3.150	0.039	0.158	0.0500	0.0318	0.0847	7.28	7.3
C-34	30	30	50	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.144	0.0200	0.0141	0.0697	7.47	7.5
C-35	30	30	80	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.090	0.0125	0.0141	0.0295	6.08	6.1
C-36	30	30	400	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.018	0.0025	0.0141	0.0012	1.69	2.0
C-37	30	30	50	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.144	0.0200	0.0141	0.0697	7.47	7.5
C-38	30	30	50	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.144	0.0200	0.0141	0.0697	7.47	7.5
C-39	30	30	120	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.060	0.0083	0.0141	0.0131	4.71	4.7
C-40	30	30	300	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.024	0.0033	0.0141	0.0021	2.20	2.2
C-41	30	30	200	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.036	0.0050	0.0141	0.0047	3.14	3.1
C-42	30	30	120	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.060	0.0083	0.0141	0.0131	4.71	4.7
C-43	30	30	100	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.072	0.0100	0.0141	0.0189	5.33	5.3
C-44	30	30	150	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.048	0.0067	0.0141	0.0084	3.98	4.0
C-45	30	30	100	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.072	0.0100	0.0141	0.0189	5.33	5.3
C-46	30	30	120	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.060	0.0083	0.0141	0.0131	4.71	4.7
C-47	30	30	50	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.144	0.0200	0.0141	0.0697	7.47	7.5
C-48	30	30	70	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.103	0.0143	0.0141	0.0385	6.47	6.5
C-49	30	30	100	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.072	0.0100	0.0141	0.0189	5.33	5.3
C-50	30	30	130	19	0.28	70.866	0.000	0.000	7.269	0.038	0.053	0.0077	0.0141	0.0112	4.15	4.1

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.3. Transición del bombeo al peralte.

Al pasar de un tramo en tangente a otro en curva, se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo en la tangente hasta el peralte que le corresponda a la curva horizontal. Este cambio se efectúa en dos distancias: Distancia de bombeo y distancia de transición.

- **Distancia de Bombeo:** En esta distancia que se hace girar el carril contrario al sentido de la curva desde el bombeo seleccionado para la tangente hasta 0%.
- **Distancia de Transición:** Esta distancia puede ser la longitud de transición del peralte en alineamiento del tipo tangente-curva-tangente, o la longitud de espiral en el alineamiento del tipo espiral-curva-espiral. En esta distancia se continúa girando el carril contrario al sentido de la curva, desde 0%, hasta ser colineal con el otro carril, aplicándose luego el giro a toda la sección hasta alcanzar el peralte correspondiente a la curva circular.

3.5.2. Número de carriles.

El carril es la unidad de medida transversal, para la circulación de una sola fila de vehículos. Según la Tabla 19, página 38 de acuerdo a la clasificación funcional del camino, el número de carriles a utilizar será 2; para proveer a la vía de una circulación vehicular en ambos sentidos.

3.5.3. Ancho de carril.

La escogencia del ancho de los carriles es una decisión que tiene incidencia determinante en la capacidad de las carreteras. Como parámetro de referencia durante el diseño, se debe tener a la vista la estructura del tránsito proyectado que hará necesario que la dimensión de cada carril sea habilitada para que los camiones y las combinaciones de vehículos de diseño se puedan inscribir cómodamente y a las velocidades permisibles, dentro de la franja de circulación que les ha sido habilitada.

De acuerdo con el **“Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con Enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial”** (SIECA 3ª. Ed. 2011). El ancho de carril de 3.6 metros es deseable para las carreteras de la red regional, de manera que una calzada de dos carriles con 7.2 metros ofrecerá óptimas condiciones para la circulación vehicular. Cuando haya restricciones en el derecho de vía, el carril de 3.3 metros se considerará recomendable; en tanto que el carril de 3.0 metros de ancho es aceptable únicamente en el caso de vías diseñadas para baja velocidad.

Es por esto que se seleccionará un ancho de carril de 3.0m, debido a que el camino en estudio es angosto.

3.5.4. Ancho de rodamiento de la calzada.

El ancho de rodamiento en este proyecto, está compuesto por dos carriles de 3.0m cada uno, hombros de 0.60m en cada banda de la vía y bordillos de 0.15 m de ancho en cada lado, para un total de corona de 7.5m.

3.5.5. Ancho de hombros.

Los hombros o espaldones, que son las franjas de carretera ubicadas contiguo a los carriles de circulación y que, en conjunto con éstos, constituyen la corona o sección comprendida entre los bordes de los taludes, tienen su justificación en:

- La necesidad de proveer espacios para acomodar los vehículos que ocasionalmente sufren desperfectos durante su recorrido.
- Para llenar la importante función de dar estabilidad estructural a los carriles de circulación vehicular por medio del confinamiento.
- Para permitir los movimientos peatonales en ciertas áreas donde la demanda lo justifique.
- Para proporcionar el espacio lateral libre suficiente para la instalación de las señales verticales de tránsito.

En la Tabla 33 se puede observar que los valores mínimos propuestos para la Colectora Menor Rural están entre 1.20 y 1.60m. Sin embargo, debido a la limitación del derecho de vía en el tramo se define el ancho de hombro en 0.60m.

Tabla 33: Anchos mínimos de hombros y aceras.

Tipo de Carretera		Acceso	Tipo de Superficie	Ancho de Hombros (m)		Ancho de Aceras (m)
				Internos	Externos	
AA	Autopista	Controlado	Alto	1.0 – 1.5	2.5 - 3.0	
AR	Arterial Rural	Controlado	Alto	1.0 - 1.5	2.5 – 3.0	2.0
AU	Arterial Urbana	Controlado	Alto	1.0 - 1.5	2.5 – 3.0	2.0
AMR	Arterial Menor Rural	-	Alto	-	1.2 - 1.6	1.0 – 1.2
AMU	Arterial Menor Urbana	-	Alto	-	1.2 - 1.6	1.0 – 1.2
CMR	Colector Mayor Rural	Controlado	Alto	1.0 -1.5	2.5 – 3.0	1.2 – 2.0
CMU	Colector Mayor Urbana	-	Alto	0.5 – 1.0*	1.2 - 1.8	1.2 – 1.5
CR	Colectoras Menor Rural	-	Intermedio	-	1.2 - 1.6	1.0 – 1.2
CS	Colectoras Menor Urbana	-	Intermedio	-	1.2 – 1.6	1.0 – 1.2
LR	Local Rural	-	Intermedio	-	0.75-1.6	1.0 – 1.2
LU	Local Urbano	-	Intermedio	-	0.75-1.6	1.0 – 1.2
R	Rural	-	Bajo	-	-	-

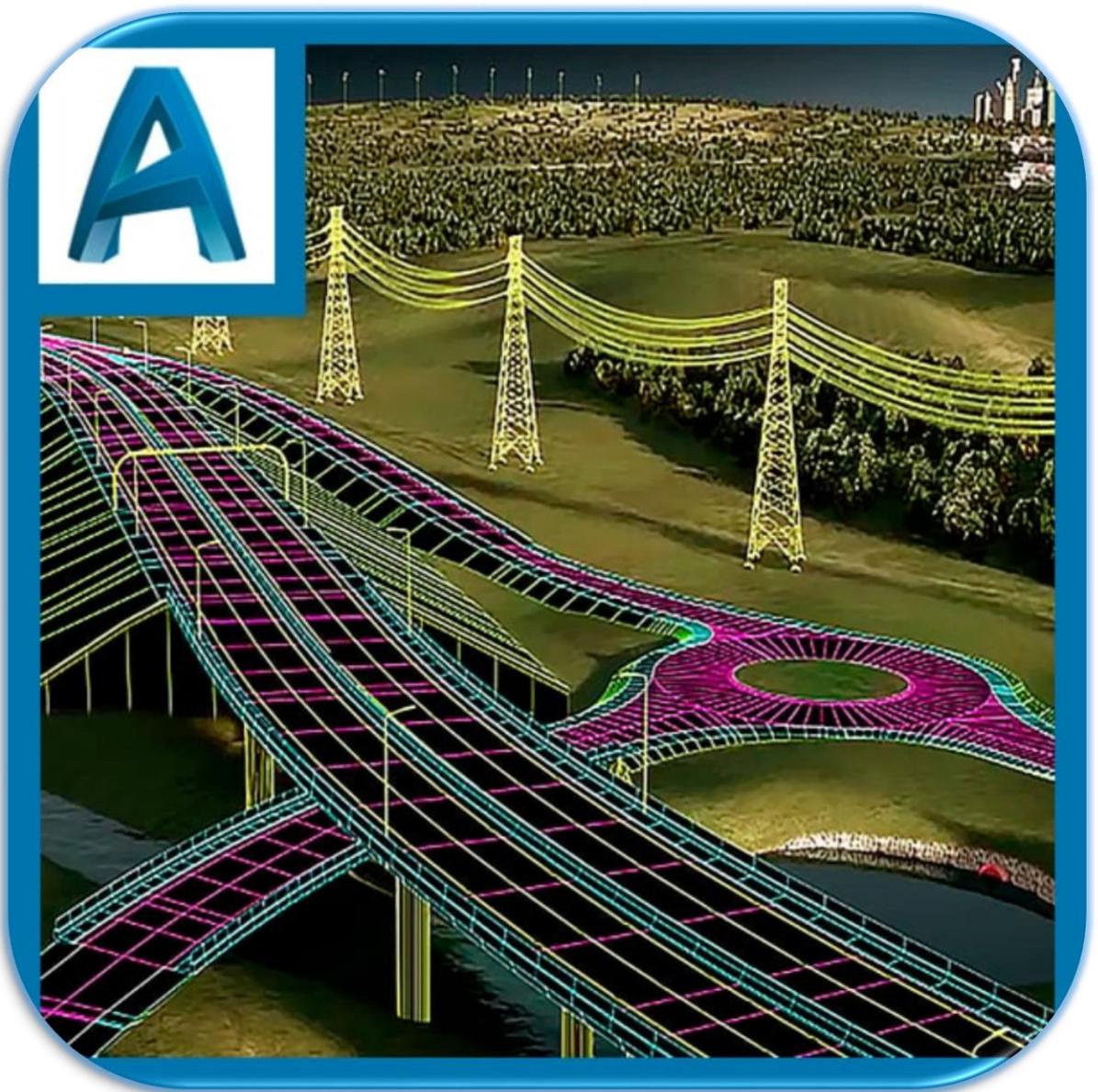
Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Pág.142.

Tabla 34: Parámetros de Diseño.

Descripción	Unidad	Valores			
Clasificación Funcional		Colectora Menor Rural			
Ancho del Derecho de Vía	m	12			
Tipo de Terreno	Tipo	Plano	Lomerío	Montañoso	Montañoso
	Est.	0+000 - 0+960	0+960 - 3+500	3+500 - 4+640	4+640 - 6+300
Velocidad de Diseño	Km/h	60	40	20	30
Velocidad de Ruedo	Km/h	55	40	20	30
Vehículo de Diseño	Tipo	C2 (SU)			
Distancia entre ejes(L)	m	6.1			
Radio de Curvatura Mínimo	m	113	41	7	19
Grado de Curvatura Máximo	Grad, Mín, Seg	10°08'27"	27°56'57"	163°42'10"	60°18'42"
Número de Carril	Unidad	2			
Ancho de Carril	m	3			
Ancho de Rodamiento	m	6			
Ancho de Hombros	m	0.6			
Bordillo Típico	m	0.15 x0.30			
Ancho de Corona	m	7.5			
Pendiente Transversal o Bombeo	%	2			
Pendiente de hombros	%	2			
Sobreelevación o Peralte Máximo	%	8	8	10	10
Pendiente Longitudinal Mínima	%	0.5			
Pendiente Longitudinal Máxima	%	7	11	17	15
Sobrancho Máximo	m	1.5			
Sobrancho Mínimo	m	0.6			
Factor de Fricción Lateral	S/U	0.17	0.23	0.35	0.28
K Cresta para DVP	m	11	4	1	2
K Columpio para DVP	m	18	9	3	6
Distancia de Visibilidad de Parada	m	85	50	20	35
Distancia de Visibilidad de Rebase	m	410	270		200
Carpeta de rodamiento	Tipo	Adoquín de concreto			

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO 4. APLICACIÓN DE CIVIL 3D EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO.



CAPITULO 4. APLICACIÓN DE CIVIL 3D EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO.

4.1. Introducción.

En este capítulo se llevará a cabo el diseño geométrico a partir del levantamiento topográfico proporcionado por la Alcaldía Municipal de La Concepción. Utilizando el software AutoCAD Civil 3D se creará la superficie del terreno a partir de los puntos COGO obtenidos y se diseñará el alineamiento horizontal, perfil longitudinal y se generarán las secciones transversales. Para la elaboración del diseño se tomarán en consideración el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 3ª. ed., 2011) y A Policy on Geometric Design of Highways and Streets (AASHTO 2004).

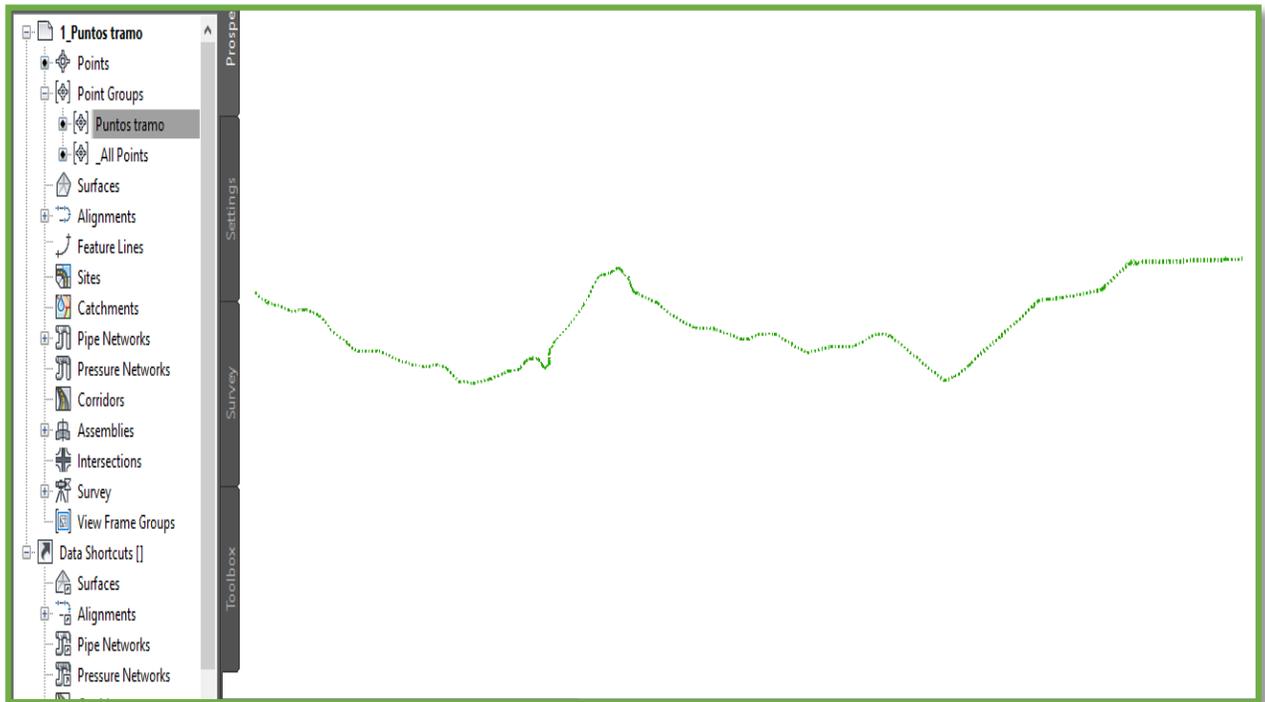
4.2. Gestión de Puntos COGO.

Los puntos creados con Civil 3D se denominan puntos COGO (Coordinate Geometry, Geometría de coordenadas) y son diferentes de los nodos de punto de AutoCAD. Los nodos de punto de AutoCAD sólo tienen asociados datos de coordenadas (X, Y, Z), sin embargo, los puntos COGO, además de coordinar datos, tienen varias propiedades asociadas, incluido el número y nombre de punto, código original (campo) y descripción completa (ampliada).

El trabajo de gestión de puntos con Autodesk AutoCAD Civil 3D, obedece a un proceso ordenado de referencia con respecto e identificadores, coordenadas, cotas y descripciones que interactúan de manera correcta acorde a las necesidades de visualización y procesamiento que el usuario crea convenientemente adaptar. Los puntos COGO se pueden trabajar de distintas formas, insertarlos manualmente o crearlos a través de objetos o entidades de AutoCAD o Civil 3D, así mismo se puede importar puntos de un levantamiento topográfico, teniendo en cuenta que éste se debe ordenar a un formato manejable por Civil 3D.

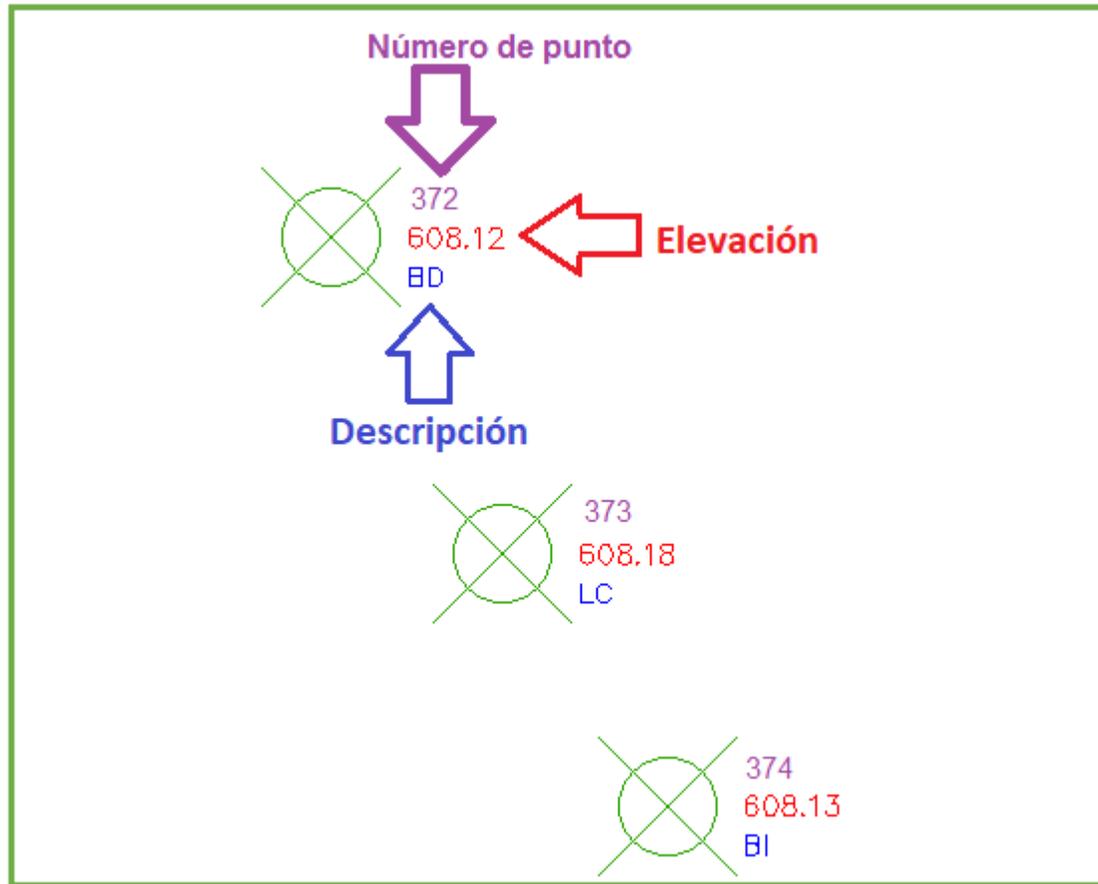
En este proyecto se obtuvieron los puntos a partir del levantamiento topográfico proporcionado por la Alcaldía Municipal de La Concepción. Estos datos fueron adquiridos en un formato .txt, por lo tanto, fue necesario convertirlos a un formato .csv delimitado por comas, para posteriormente realizar la importación en Civil 3D.

Figura 9: Puntos de superficie.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 10: Ejemplo de puntos de superficie, con su elevación, número de punto y descripción.



Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse en la Figura 9, se realizó la importación de los puntos COGO, los cuales se unieron en un grupo de puntos nombrado "Puntos tramo". En la Figura 10 se muestra el detalle de puntos pertenecientes a este grupo, cuya información principal se especifica al lado derecho de cada uno de ellos.

4.3. Creación y Edición de Superficie.

Las superficies son objetos usados para representar las condiciones existentes de algún lugar, al igual que condiciones propuestas. Una superficie también se le conoce como Digital Terrain Model (DTM), están compuestas por triángulos o

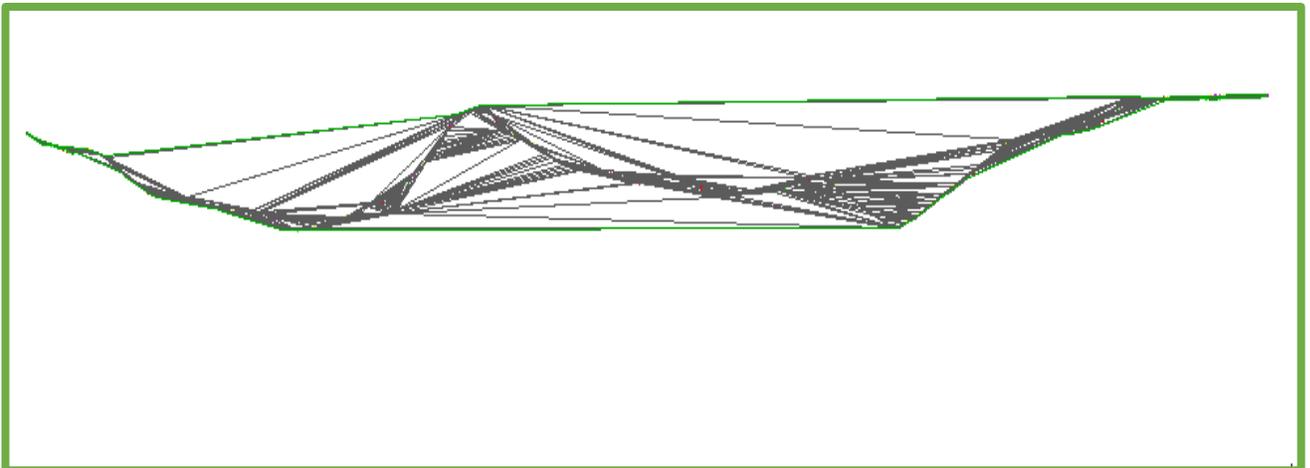
rejillas que se crean cuando AutoCAD Civil 3D conecta los puntos que constituyen los datos de la superficie.

Civil 3D permite crear diferentes tipos de superficie, entre ellas: Superficie TIN, Superficie de rejilla, Superficie de volumen de rejilla y Superficie de volumen TIN. En este caso se generará una superficie TIN (Triangular Irregular Network), como su mismo nombre y sus siglas en inglés lo mencionan, se refiere al trabajo por medio de una malla de triangulación irregular, la cual hará triangulaciones entre punto y punto, interpolando sus alturas y teniendo en cuenta que la menor distancia entre punto y punto, es por lo general la solución directa de Civil 3D.

4.3.1. Creación de Superficie.

Para este proyecto se creó una superficie TIN, a la cual se le asignó un nombre, "Surface El Retén-Santa Ana". En principio la superficie puede estar vacía y no ser visible en el dibujo. Una vez añadidos datos a la superficie, ésta se vuelve visible en el dibujo de acuerdo con los parámetros de visualización especificados en el estilo de superficie. Es por esto que a la superficie creada se le asoció el grupo de puntos "Puntos tramo".

Figura 11: Superficie TIN El Retén-Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Edición de Superficie.

La edición de superficies va de la mano de la correcta visualización de la misma, por medio de estilos de superficies adecuados, y acorde con nuestras necesidades de diseño.

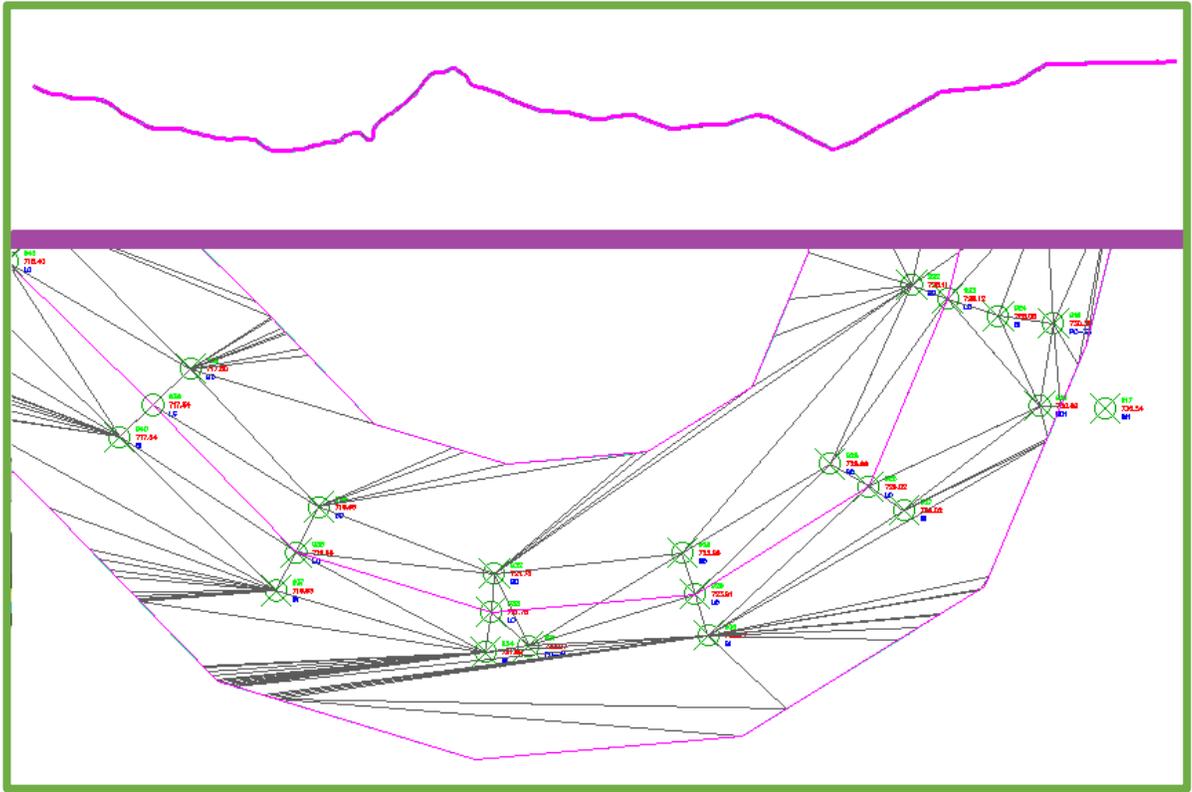
Una vez creada una superficie, es posible editarla y añadirle datos de superficies:

- Boundaries. Polígonos que definen los tipos de contornos o bordes de superficie exteriores, ocultos y mostrados.
- Breaklines. Se pueden definir líneas de rotura a partir de objetos del dibujo o importarlas desde un archivo.
- Contours. Se incluyen datos de curvas de nivel que se pueden definir a partir de objetos de polilínea.
- DEM Files. Se incluyen archivos DEM de modelo digital de elevación de USGS (United States Geological Survey).
- Drawing Objects. Se incluyen líneas, puntos, bloques, texto, caras 3D y polícaras.
- Points Files. Se incluyen archivos de puntos ASCII.
- Points Group. Se incluyen grupos de puntos definidos previamente.

La edición de superficie permite corregir errores en la generación de la superficie o bien donde se considere que el comportamiento de la misma no es el adecuado. Para editar la superficie de este proyecto primeramente se creó un Contorno (Boundary) para delimitar la misma, eliminando de esta manera gran parte de los errores producidos en la triangulación.

Seguidamente se procedió a utilizar las herramientas de edición que se despliegan al seleccionar la superficie y dar click en "Edit Surface". Estas opciones nos permiten agregar o eliminar líneas, intercambiar aristas, agregar, eliminar, desplazar y modificar puntos, así también permite minimizar áreas planas, suavizar superficies, pegar superficies y elevar o bajar superficies.

Figura 12: Superficie con aplicación de boundary.



Fuente: Elaboración propia.

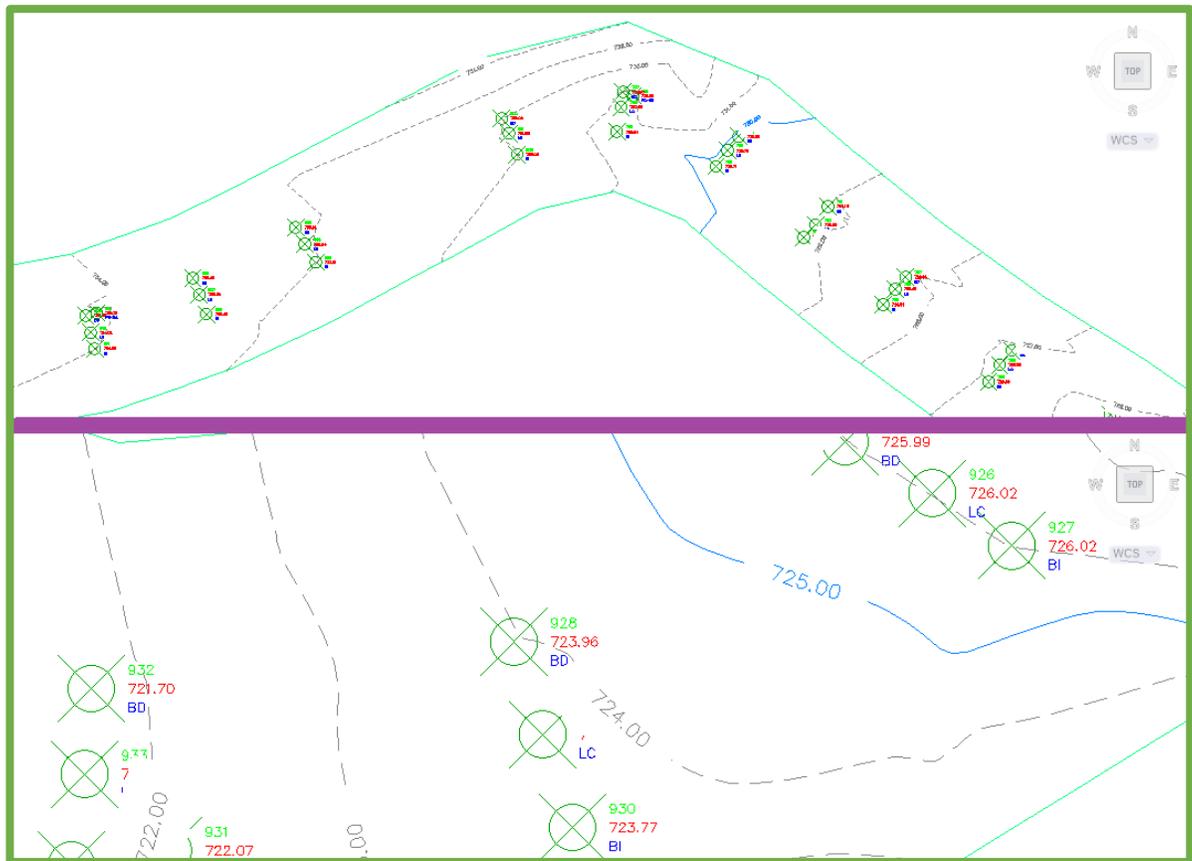
4.3.3. Creación de Curvas de Nivel.

Las curvas de nivel se incorporan para la creación de la superficie, así como la representación de éstas una vez generada la superficie, permitiendo interpretarla mejor.

Las curvas de nivel son líneas que unen puntos de la misma altitud de un terreno. Para la creación de curvas de nivel en el software Civil 3D se debe disponer de una base de datos de puntos propios de la superficie objeto de estudio, esto con el fin de reflejar la forma tridimensional de la superficie terrestre en un mapa bidimensional. La obtención de las curvas de nivel se obtiene por interpolación sobre los lados de los triángulos. A través del etiquetado de curvas de nivel es posible ampliar o encuadrar los datos de curvas de nivel y presentar u ocultar su

descripción y resumen. En este caso, se etiquetaron las curvas de nivel principales a cada 5m y secundarias a cada 1m.

Figura 13: Curvas de nivel del proyecto



Fuente: Elaboración propia.

4.4. Diseño Geométrico en Planta.

El trazado en planta suele ser el punto de comienzo del diseño geométrico de una carretera, ya que define perfectamente la forma y recorrido de la misma.

El eje de un camino se compone de la combinación de una serie de formas geométricas entrelazadas, denominadas genéricamente alineaciones.

En Civil 3D, el alineamiento horizontal se puede constituir por alineamientos rectos, curvas circulares simples y curvas circulares con espirales, que permiten una

transición suave al pasar de alineamientos rectos a curvas circulares y viceversa o también entre dos curvas circulares de radio diferente.

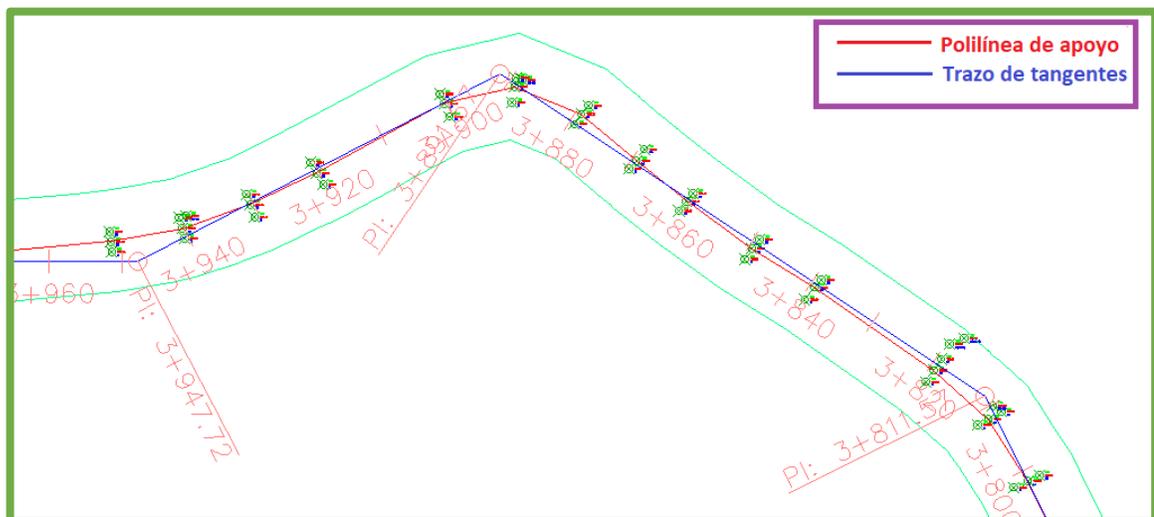
4.4.1. Trazado de Tangentes.

Existen muchas formas de comenzar el trazo de un alineamiento horizontal en Civil 3D, a partir de polilíneas, objetos de AutoCAD, otros alineamientos, obras lineales, redes de tuberías, etc.

Una de las maneras más sencillas de trabajar con alineaciones horizontales, es partir por un alineamiento definido por objetos (polilínea), en este caso se utilizó este proceso. Se creó una polilínea tomando en cuenta los puntos del levantamiento topográfico con la descripción "LC" (Línea Central).

Una vez obtenida la polilínea de apoyo se creó la alineación a partir de este objeto la cual se nombró "Eje de diseño", se definió la estación de inicio, así también se asignó la velocidad de diseño y las normas a aplicar al tramo en estudio, para luego proceder a trazar las tangentes haciendo uso de las herramientas de composición del alineamiento horizontal.

Figura 14: Trazado de tangentes.



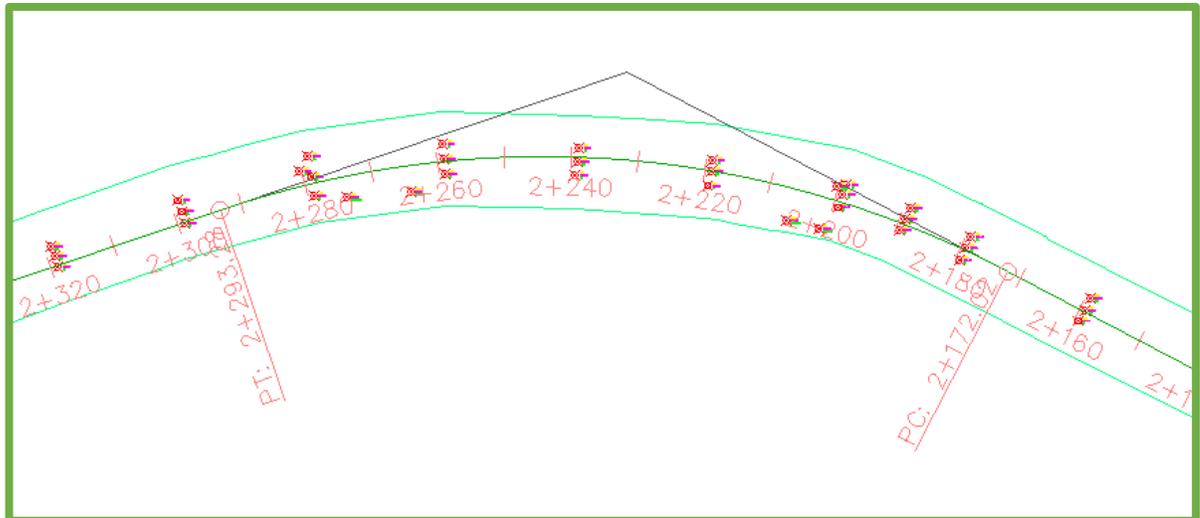
Fuente: Elaboración propia.

4.4.2. Trazado de Curvas Circulares Simples.

A continuación, se procedió a trazar las curvas del alineamiento horizontal para ello se utilizaron las herramientas de composición del alineamiento horizontal, alternando entre las opciones “Free Curve Fillet (Between two entities, through point)” y “Free Curve Fillet (Between two entities, radius)”. La primera opción permite crear una curva circular entre dos entidades (tangentes) y un punto, y la segunda permite crear la curva entre dos tangentes, asignándole el valor del radio.

En el trazo de las curvas circulares simples fue necesario tener en cuenta el radio mínimo a utilizar en el caso de cada una de las distintas velocidades de diseño usadas según el tramo, ya especificadas en el Capítulo 3. Además, cada curva se creó tratando que el eje de diseño se adaptara lo más cercano posible al eje existente del camino.

Figura 15: Ejemplo de curva horizontal simple.



Fuente: Elaboración propia.

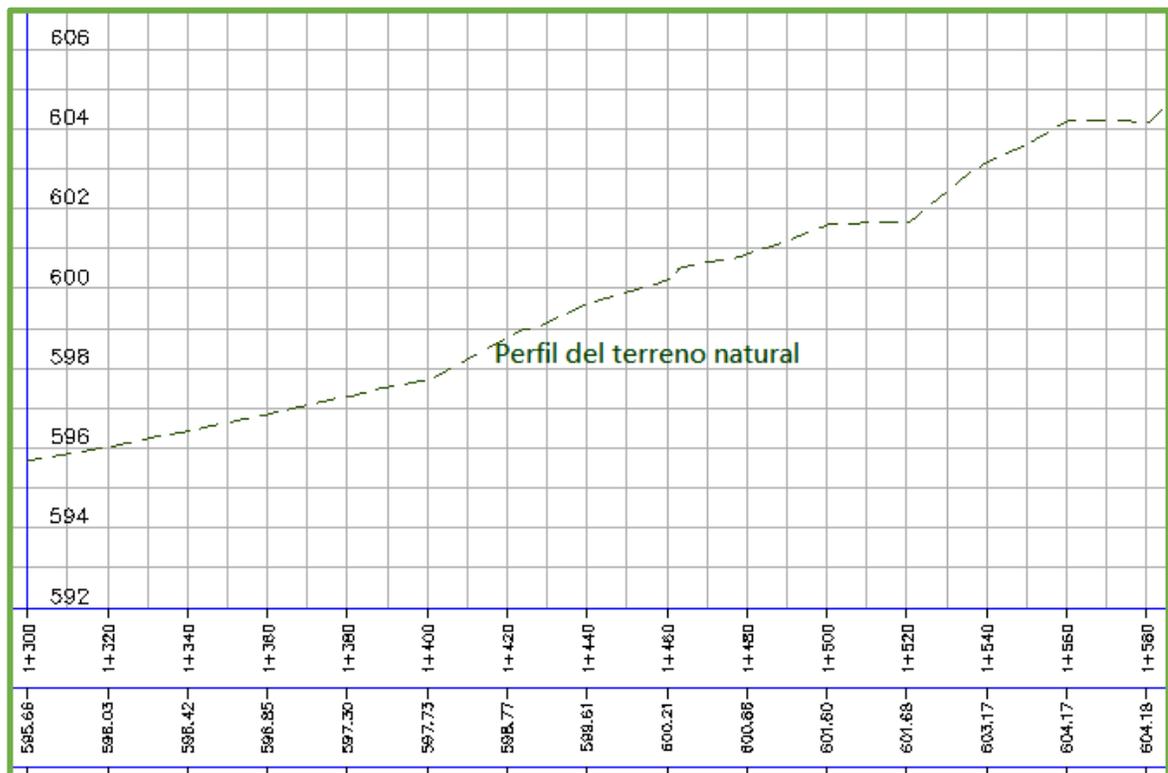
4.5. Diseño Geométrico en Perfil.

El alineamiento vertical está formado por dos elementos principales: el perfil del terreno y la rasante, constituido por una serie de rectas enlazadas por arcos verticales parabólicos. El perfil del terreno a lo largo del eje de la vía o perfil

longitudinal es la base para realizar el diseño vertical o rasante. Dicho perfil es un gráfico de cotas, donde el eje horizontal corresponde a las abscisas y el eje vertical corresponde a las cotas, dibujadas de izquierda a derecha.

En este proyecto se realizó el trazado del perfil longitudinal a partir de una superficie y un alineamiento. Para ello se seleccionó el alineamiento, y en la opción “Surface Profile” (Perfil de superficie) se configuran todas las propiedades del perfil a generar.

Figura 16: Visualización del perfil longitudinal.



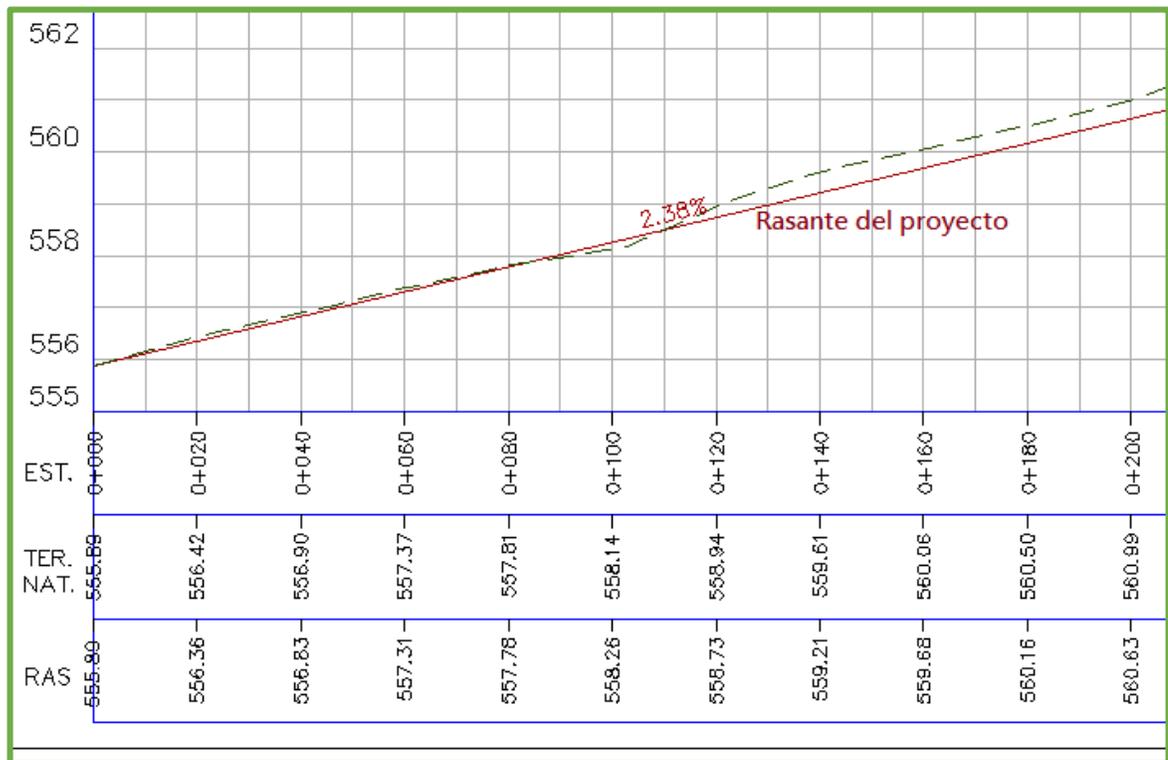
Fuente: Elaboración propia.

4.5.1. Diseño de la Rasante.

El trazo de la rasante del terreno está formado por elementos como tramos rectos o tangentes, en donde están conectados por curvas verticales parabólicas que pueden ser cóncavas o en columpio. Para esto se eligió el perfil, y en la parte

superior del área de dibujo procedió a seleccionarse el comando “Profile Creation Tools” (Herramientas de Creación de Perfil) y se configuraron las características de visualización, luego se perfiló la rasante en el perfil creado. Los trazos de los segmentos rectos deben ajustarse lo más que se pueda al terreno.

Figura 17: Rasante del perfil longitudinal.



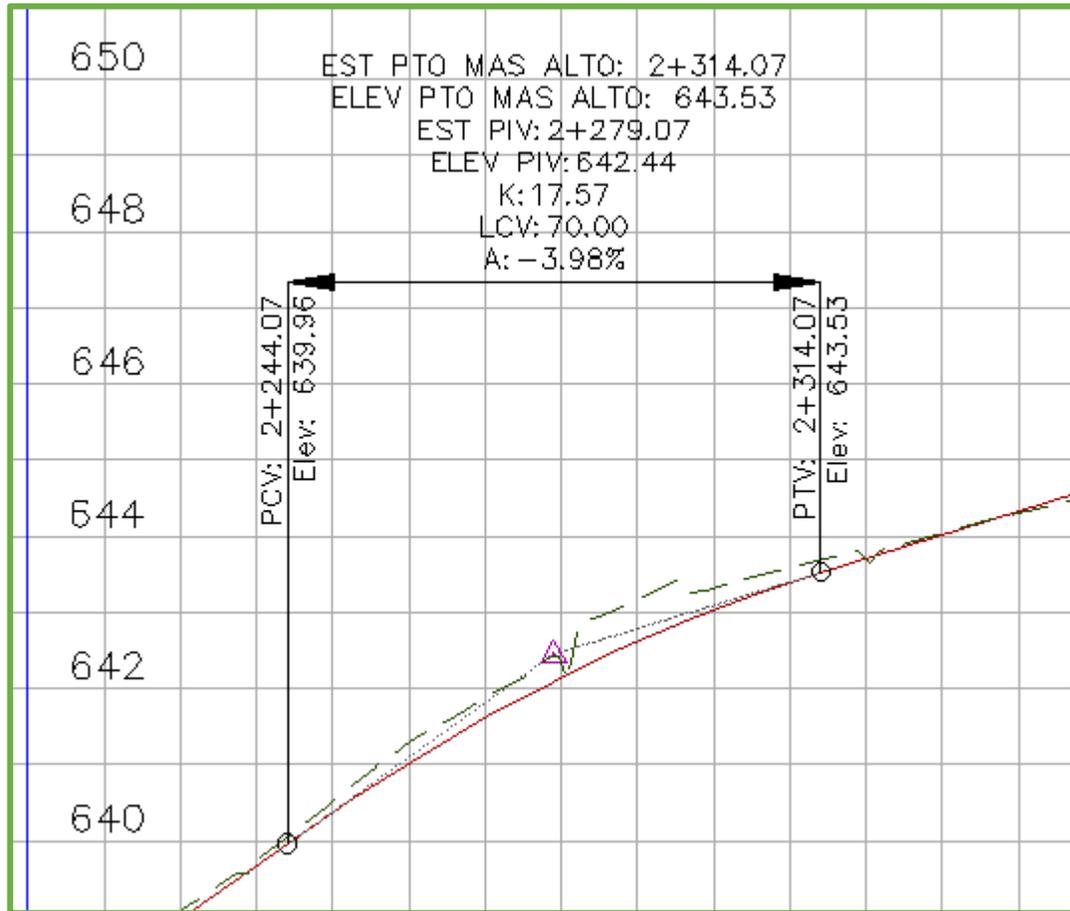
Fuente: Elaboración propia.

4.5.2. Trazo de Curvas Verticales.

Las curvas verticales se agrupan en dos tipos: Crestas o Convexas y Cúspide o Cóncavas. Las primeras se diseñan de acuerdo a la más amplia distancia de visibilidad, y las segundas conforme la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño.

En este caso se crearon curvas verticales, seleccionando el perfil y en la pestaña de perfil se eligió el comando “Geometry Editor” en donde se ajustaron los parámetros solicitados.

Figura 18: Ejemplo de curva vertical.



Fuente: Elaboración propia.

4.5.3. Creación de Sobrehanchos.

La creación de sobrehanchos para las curvas horizontales de este proyecto se realizó agregando Offset Alignment, líneas paralelas al alineamiento. En donde a cada curva se le asignan sobrehanchos, de acuerdo a los cálculos realizados en el Capítulo 3, el parámetro no debe exceder los 1.50m.

Figura 20: Ejemplo de Peralte para la Curva 1.

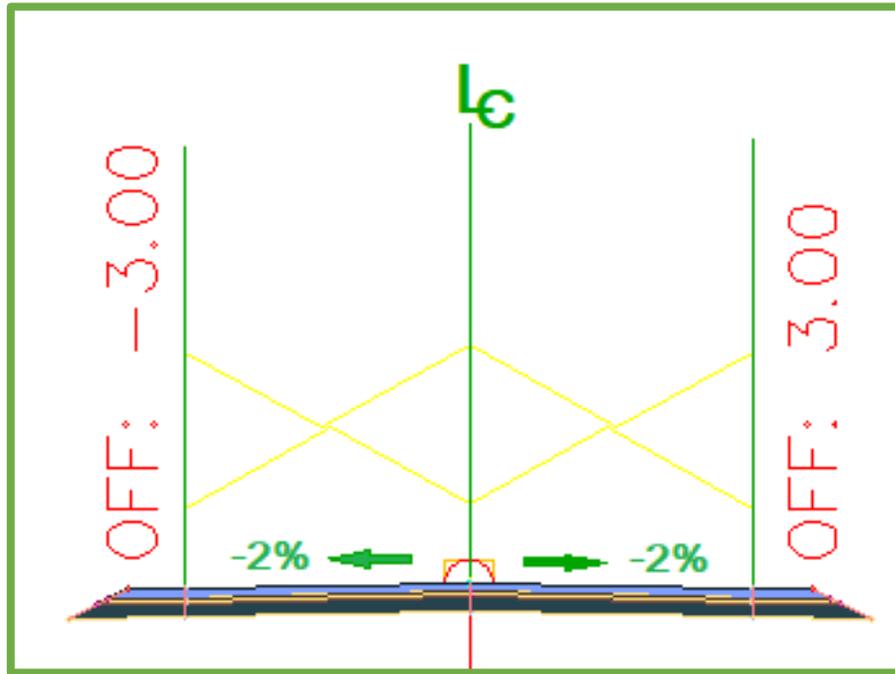
Superelevation Curve	Start Station	End Station	Length	Overlap	Left Outside Slope
Curve.1					
Transition In Region	-0+019.45...	0+050.76...	70.211m		
End Normal Shoulder	-0+019.45...				-4.00%
Runout	-0+007.35...	0+004.76...	12.105m		
End Normal Crown	-0+007.35...				-2.00%
Level Crown	0+004.76m				0.00%
Runoff	0+004.76m	0+050.76...	46.000m		
Level Crown	0+004.76m				0.00%
Reverse Crown	0+016.86m				2.00%
Low Shoulder Match	0+028.97m				4.00%
Begin Curve	0+035.43m				
Begin Full Super	0+050.76m				7.60%
Transition Out Region	0+036.21m	0+106.42...	70.211m		
Runoff	0+036.21m	0+082.21...	46.000m		
End Full Super	0+036.21m				7.60%
End Curve	0+051.54m				
Low Shoulder Match	0+058.00m				4.00%
Reverse Crown	0+070.11m				2.00%
Level Crown	0+082.21m				0.00%
Runout	0+082.21m	0+094.32...	12.105m		

Fuente: Elaboración propia.

4.6.1. Sección Típica del Terreno.

Para la creación de un Assembly se definió una línea base, en donde se agregó Subensamblies que se insertaron de un lado a otro y en la opción Properties se ajustaron las especificaciones según la plantilla.

Figura 21: Ensamblaje que forma la sección típica de dos carriles.

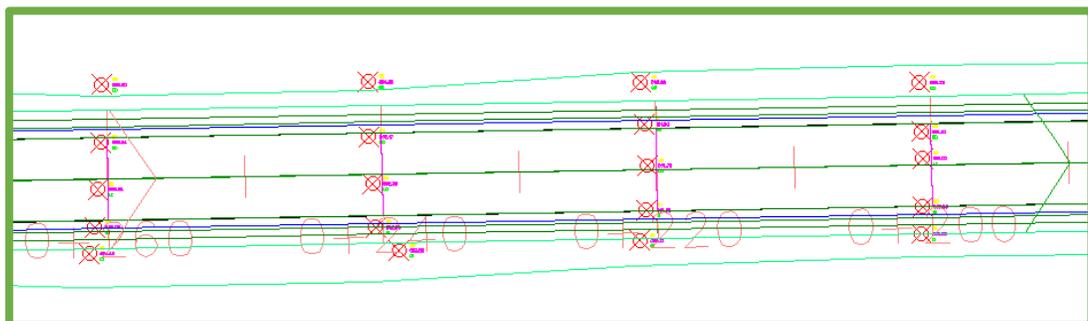


Fuente: Elaboración propia.

4.6.2. Gestión de Corredor.

Para la creación del corredor se configuró utilizando el alineamiento horizontal, vertical y la sección típica creada a partir de los ensamblajes definidos. En el menú Corridors, se seleccionó Create Corridor, se elige la opción de alineamiento creado y se genera, una vez ajustado los diferentes parámetros.

Figura 22: Visualización del corredor.

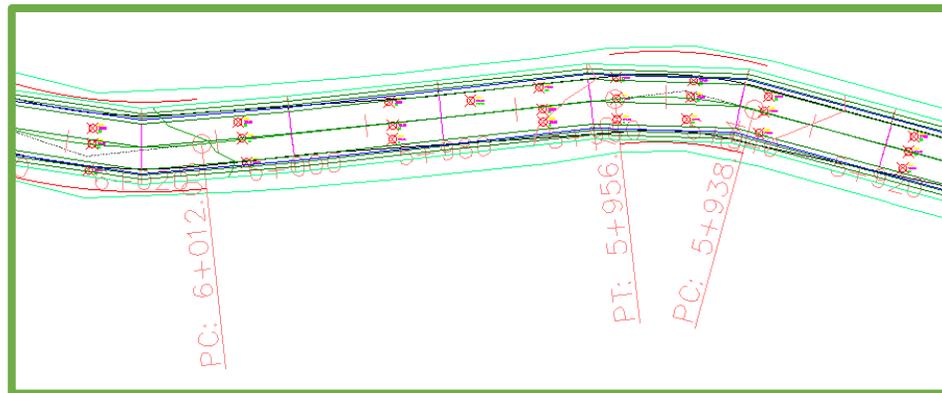


Fuente: Elaboración propia.

4.6.3. Creación y Edición de Superficie de Corredor.

En la cuantificación de volúmenes de corte y relleno, es necesario crear superficies que representen la parte inferior (Datum) y superior (Top) de la estructura de pavimento, para ello seleccionar el corredor, hacer click derecho y seleccionar Corridor Surface; en donde se ajustan las diferentes propiedades que le corresponden y generar dicha superficie.

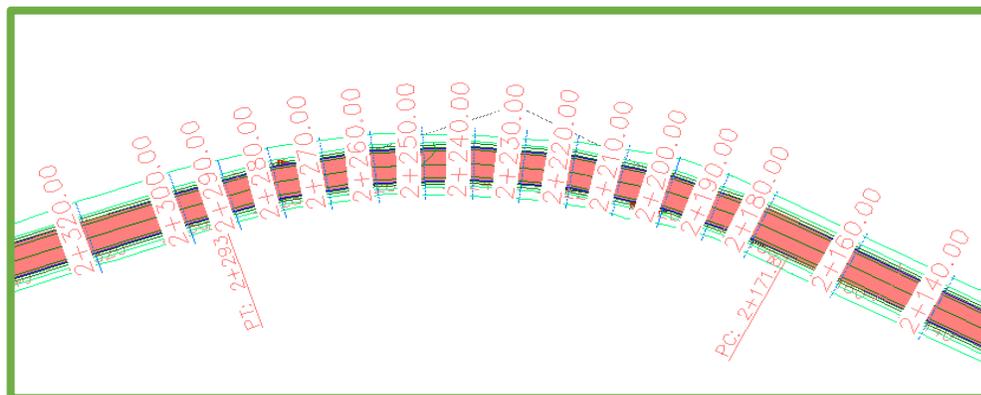
Figura 23: Vista de superficie del corredor.



Fuente: Elaboración propia.

Una vez teniendo el corredor, elegir la opción Sample Lines y se escoge el eje de la carretera para poder establecer progresivas cada 20m en tangentes y a cada 10m en curvas, esto con el comando Sample Lines Tools.

Figura 24: Líneas de muestreo.

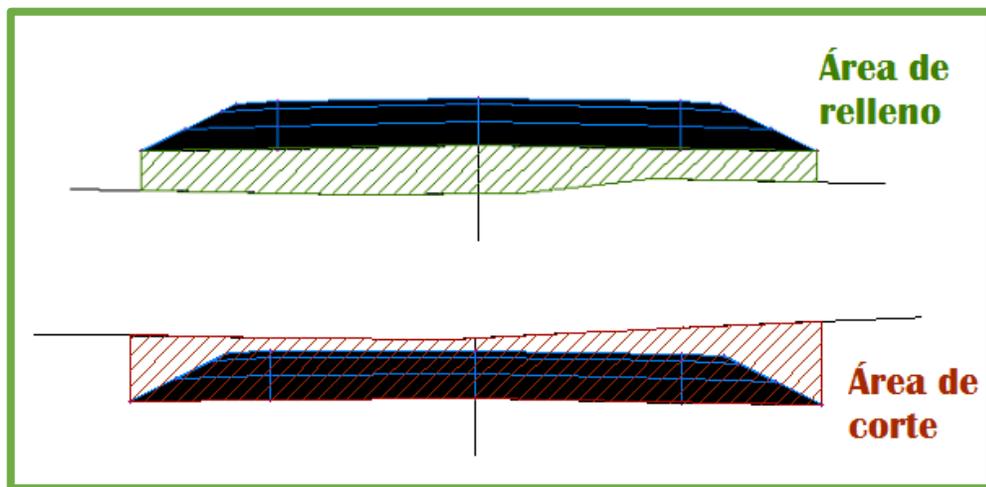


Fuente: Elaboración propia.

4.6.4. Secciones Transversales.

El trazo de las secciones transversales nos permite apreciar el comportamiento y las transiciones de peralte. Para la creación de estas secciones se procedió a elegir Profiles-Create Multiple View, en donde se puede definir el rango de estacionamientos, nombre de las vistas, la capa y el estilo, al final se genera las secciones y puede visualizarse las áreas de corte y relleno.

Figura 25: Ejemplo de Sección Transversal.



Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO 5.

ESTUDIO DE SUELOS.



Banco de Material "Don Denis"

CAPITULO 5. ESTUDIO DE SUELO.

5.1 Introducción.

El suelo, se define en ingeniería como cualquier material no consolidado, compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos. El suelo contiene una amplia variedad de materiales, tales como: grava, arena, mezclas arcillosas, limos, etc. Existen dos problemas principales al analizar los suelos en la naturaleza: cómo se encuentran dichos suelos en el medio y cómo se transforman estos materiales naturales en nuevos materiales estructurales.

Ante esto, se hace indispensable realizar pruebas de laboratorio que consisten en analizar muestras de suelo mediante procedimientos y mecanismos especiales.

Para el estudio de suelos del tramo El Retén-Santa Ana se obtuvieron muestras a lo largo de todo el trayecto para posteriormente ser analizadas en laboratorio y determinar sus propiedades geotécnicas, conociendo de esta manera las características y comportamientos de dichos suelos. Además, se extrajeron muestras del banco de material "Don Denis" para posteriormente estudiarlas.

5.2 Trabajo de campo.

Con el objetivo de determinar las propiedades físico mecánicas de los materiales de la sub rasante se realizaron 21 sondeos manuales en la línea del camino y a una profundidad 1.50 metros, con una separación longitudinal de 250 metros, de acuerdo a lo establecido en el **Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos** (MTI 2008, página 6), en el caso de caminos que serán adoquinados.

También se tomaron muestras del material arenoso proveniente del banco "Don Denis" ubicado en el km 34 de la carretera La Concepción-San Marcos.

5.2.1 Sondeos de línea.

Los sondeos se realizaron en forma alternada (izquierda-centro-derecha) dentro de la faja del camino con el propósito de obtener muestras alteradas de los diferentes estratos, para ser ensayados posteriormente y determinar los espesores a colocar en el tramo de carretera en estudio.

Las muestras obtenidas de los sondeos manuales y banco de material fueron clasificadas en base al color y espesor del estrato, rotulándolas con la ubicación, el nombre, color, número de sondeo, número de muestra y profundidad colocadas en bolsas para posteriormente trasladarlas al laboratorio de suelos ubicado en UNI-RUPAP.

5.3 Trabajos de laboratorio.

De las muestras obtenidas in situ se realizaron pruebas y ensayos bajo las normativas de la A.S.T.M y la A.A.S.H.T.O, como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 35: Ensayes de muestras de suelo recolectadas a lo largo de la vía y en banco de materiales.

Tipo de Ensaye	Designación	
	AASHTO	ASTM
Análisis Granulométrico de los Suelos	T-88	D-422
Límite líquido de los Suelos	T-89	D-423
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	T-90	D-424
Clasificación Highway Research Board, o clasificación AASHTO	M-145	D-3282
Humedad Natural		D-2216
CBR (California Bearing Ratio)	T-193	D-1883

Fuente: Manual para la revisión de Estudios Geotécnicos, 2008. Pág. 8

De las muestras obtenidas de los sondeos realizados a lo largo de la vía y en el banco de material, se les determinó su humedad natural y distribución de tamaños

(granulometría). De acuerdo a los resultados se clasificaron los materiales según la AASHTO M-145 y ASTM D-3282.

Para la selección de las muestras del camino en la determinación de los ensayos, se usó el criterio de agruparlos por igual clasificación (AASHTO M-145), independientemente de su posición dentro de la vía, obteniendo de estos datos dos grupos de muestras, realizando para cada uno de ellos los respectivos estudios.

Se realizó el ensaye de Próctor estándar para los sondeos manuales y el ensaye de Próctor modificado para el banco de materiales; estos datos permitieron conocer la humedad óptima de los materiales para determinar el CBR de cada uno de ellos. Es importante mencionar que para el banco no se realizaron los ensayos de Desgaste por medio de la máquina de los ángeles e intemperismo acelerado, ya que el material es de naturaleza arenosa y no grava.

5.4 Resultados de los estudios.

5.4.1. Humedad natural y granulometría.

Se determinó el contenido de humedad de cada muestra extraída y también se definió la granulometría de cada una de ellas, para posteriormente ser clasificados los tipos de suelos encontrados a lo largo de la vía. **(Ver Anexo, pág. X, XI y XII).**

Al analizar los datos obtenidos en laboratorio se encontraron dos tipos principales de suelos, A-1-b (0) y A-2-4 (0). Los otros suelos, que se encontraron en cantidades mínimas, son: A-1-a (0), A-3 (0) y A-4 (0).

En Anexo, pág. XIII, XIV y XV se muestra de forma gráfica la estratigrafía a lo largo del tramo en base a la condensación de los resultados obtenidos.

5.4.2. Límites de Atterberg.

El límite líquido es un estado de humedad de un suelo, en el cual el suelo pasa de estado sólido a estado plástico, este se obtiene mediante la copa de Casagrande.

Las arenas por lo general no presentan plasticidad, pero si las tuvieran, éstas son muy bajas, debido a las partículas friccionantes que poseen las arenas.

En el caso de los suelos ensayados provenientes de los sondeos realizados, todos son de tipo arenoso, algo característico del municipio donde se ubica el tramo (La Concepción). Por lo tanto, era de esperarse que no presentaran plasticidad y que el límite líquido fuera muy bajo para poder determinarse con la copa Casagrande.

Sin embargo, para comprobar lo dicho anteriormente, se tomó un número de muestras representativas de los suelos y se procedió a realizar los ensayos de límite líquido y límite plástico para estas muestras.

Utilizando material que pasara la malla N°40 se realizó la prueba con la copa Casagrande, resultando el número de golpes necesarios para cerrar la ranura siempre menor de 10 golpes, constancia de que el límite líquido no se pudo determinar, y el suelo se definió como no plástico.

Tabla 36: Límites de Atterberg para suelos típicos.

Tipo de suelo	LL(%)	LP(%)	IP(%)
Arena	-	No Plástico	-
Limo	30-40	20-25	10-15
Arcilla	40-150	25-50	15-100

Fuente: Soil Mechanics and foundations, 3ª Edición, Muni Budhu. Pág. 62.

De acuerdo al libro, ***Soil Mechanics and Foundations, 3a Edición***, se presentan los valores de Índice de Plasticidad según el tipo de suelo. Cabe destacar que para las arenas los Límites de Atterberg no presentan valores numéricos.

5.4.3. Análisis Próctor Estándar.

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo deformación de los mismos. Este proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volúmenes

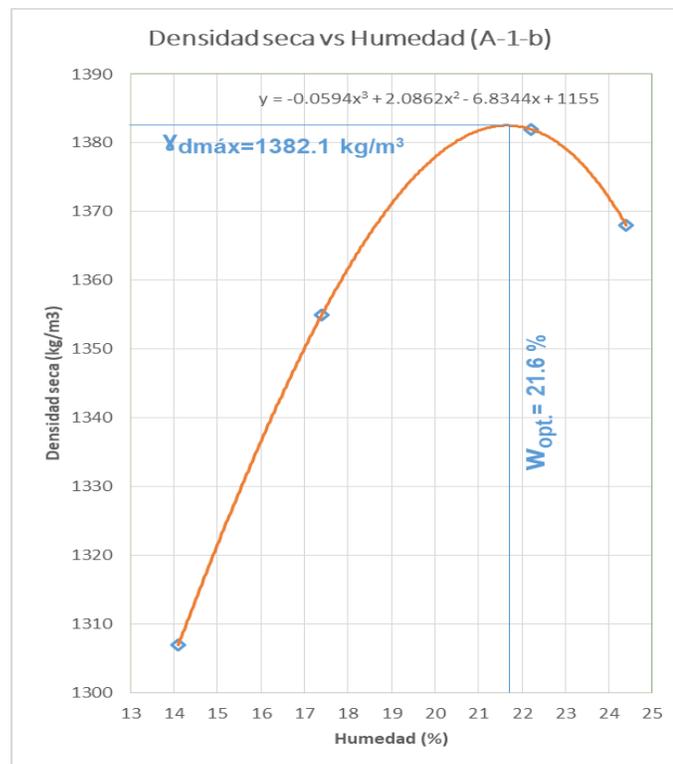
de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire. La compactación está relacionada con la densidad máxima o peso volumétrico seco máximo del suelo que para producirse es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada que se conoce como humedad óptima.

El ensaye próctor estándar se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad.

Se realizaron ensayos de próctor estándar a dos grupos de suelo, A-1-b y A-2-4, los cuales son los más representativos a lo largo de la vía en estudio.

Los resultados obtenidos a través de este ensaye se graficaron en una curva Densidad seca vs. Humedad, de donde se obtiene la Humedad óptima para alcanzar la Densidad seca máxima en la compactación.

Gráfica 11: Curva Densidad seca vs. Humedad (Suelo A-1-b).



Fuente: Elaboración propia.

Al derivar la ecuación de la curva se obtiene una ecuación cuadrática, de la cual se despeja el valor de “x” que corresponde a la humedad óptima del tipo de suelo en estudio. A continuación, se presenta un ejemplo para el tipo de suelo A-1-b.

$$y = -0.0594x^3 + 2.0862x^2 - 6.8344x + 1155$$

$$\frac{dy}{dx} = -0.1782x^2 + 4.1724x - 6.8344$$

Utilizando la ecuación cuadrática se obtienen los siguientes valores.

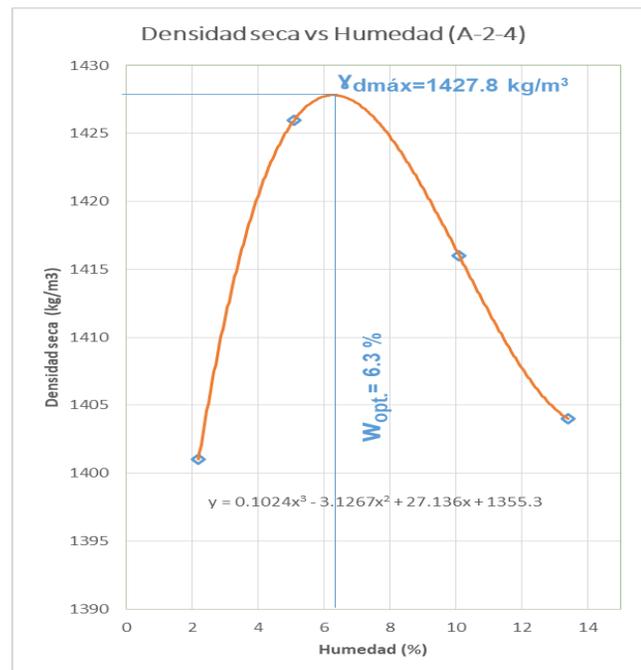
$$x = \frac{-4.1724 \pm \sqrt{4.1724^2 - 4(-0.1782)(-6.8344)}}{2(-0.1782)}$$

$$x_1 = 1.8$$

$$x_2 = 21.6$$

Se descarta el valor de x1, porque no se encuentra en el rango de los puntos de ensayo. Así se determina que la humedad óptima para el tipo de suelo A-1-b es de 21.6%. Introduciendo este valor en la ecuación original de la curva se obtiene la densidad seca máxima de 1382.1 kg/m³.

Gráfica 12: Curva Densidad seca vs. Humedad (Suelo A-2-4).



Fuente: Elaboración propia.

Para la muestra A-2-4 la humedad óptima es de 6.3%, con una densidad seca máxima de 1427.8 kg/m³.

5.4.4. Análisis del CBR.

El ensaye de valor relativo soporte, se emplea en la caracterización de la resistencia del material de cimiento de una vía o de los diferentes materiales que se emplearán en un pavimento, con vista a dimensionar los espesores de los suelos que formarán parte del mismo empleando el método de diseño de pavimentos basado en dicho ensayo.

El CBR se determina como la relación en porcentaje entre la fuerza utilizada para la penetración de 0.25 cm (0.1 pulgada) con un vástago de 19.35 cm² (3 pulg²) de área con una velocidad de penetración de 1.27 mm/minutos (0.05 pulg/min) y la fuerza ejercida en un material patrón (piedra triturada) para esa misma penetración.

$$CBR (\%) = \frac{\text{Fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5mm en un suelo}}{\text{Fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5mm en la muestra patrón}} \quad (Ec. 46)$$

De esta ecuación se puede ver que el número CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón, el símbolo porcentaje se quita y la relación se presenta simplemente por el número entero. Los valores de la carga unitaria patrón que deben utilizarse en la ecuación son los siguientes:

Tabla 37: Valores de carga unitaria patrón.

PENETRACION			CARGA UNITARIA PATRON		
Milímetros (mm)	Centímetros (cm)	Pulgadas (pulg.)	Kilogramos/cm ² (Kg/cm ²)	MPa	PSI
2.5	0.25	0.10	70.31	6.9	1,000
5.0	0.50	0.20	105.46	10.3	1,500
7.5	0.75	0.30	133.58	13.0	1,900
10.0	1.00	0.40	161.71	16.0	2,300
12.7	1.27	0.50	182.80	18.0	2,600

Fuente: Guía de Laboratorio Mecánica de Suelos I, UNI, Pág.63.

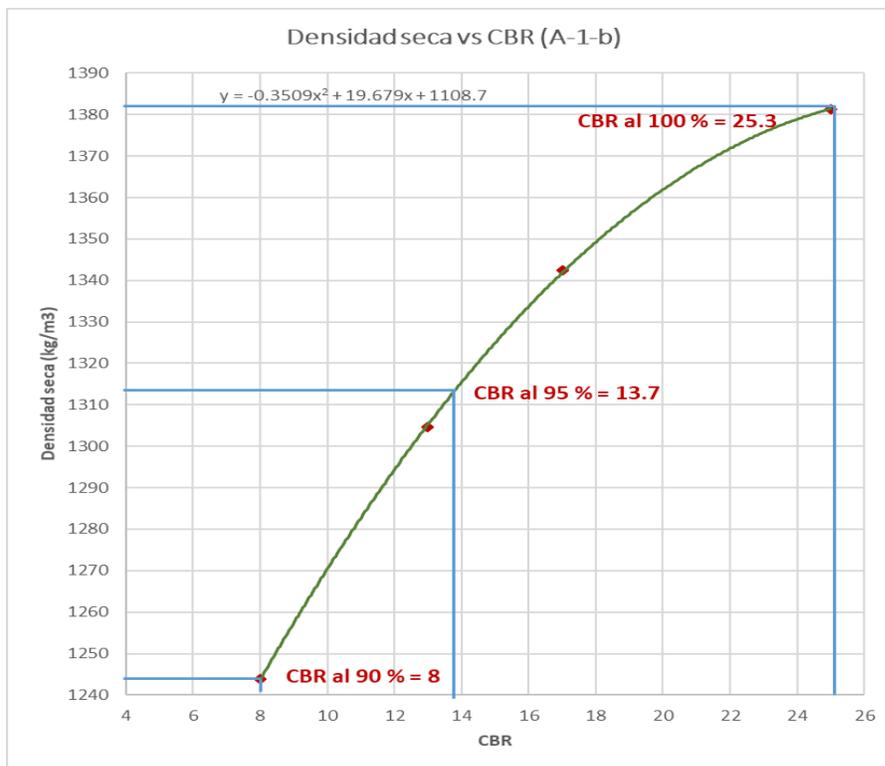
De acuerdo con las características de los suelos descritos anteriormente se efectuó la toma de muestras de suelos A-1-b y A-2-4 para ejecutar los ensayos de CBR con la finalidad de establecer su capacidad relativa de soporte.

Para la aplicación de este ensaye, se obtuvieron muestras con diferente energía de compactación de 10, 25 y 56 golpes, estas muestras se sometieron a saturación por un periodo de 96 horas de anticipación antes de ejecutar el ensaye.

En Anexo, pág. XVI, XVII, XVIII y XIX, se presentan las tablas de los suelos ensayados con sus gráficas correspondientes de Esfuerzo vs Penetración para cada uno de los tipos de suelos.

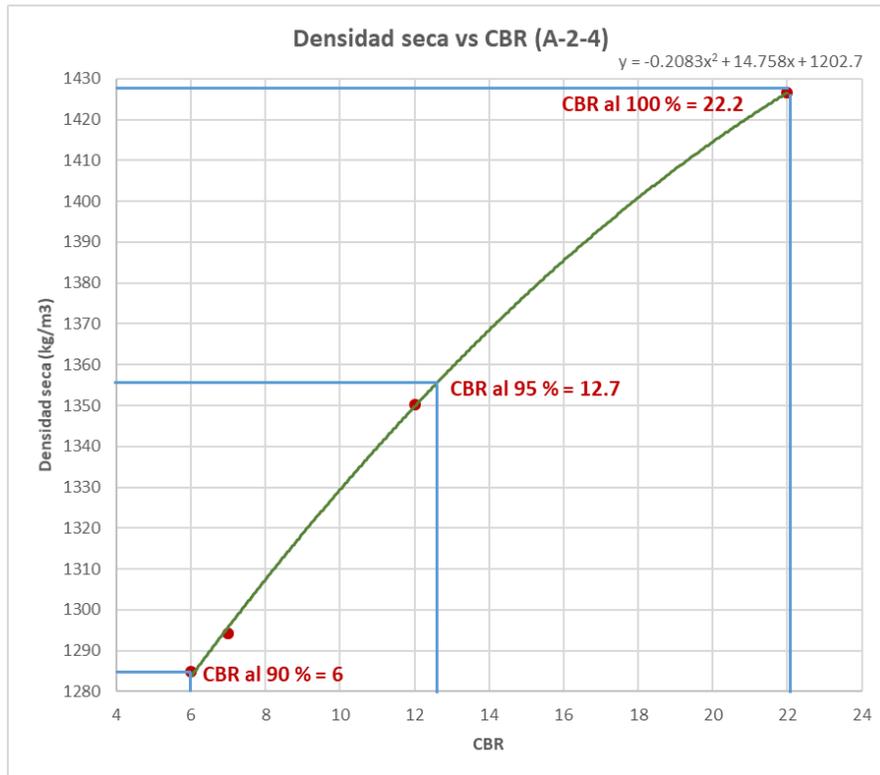
Los resultados de los ensayos de CBR al 90, 95 y 100% de compactación obtenidos se muestran en las siguientes gráficas, donde el valor de CBR tomado corresponde a 0.2 pulgadas de penetración, ya que en todos los casos resultó ser mayor que el de 0.1 pulgadas.

Gráfica 13: Curva Densidad Seca vs CBR (suelo A-1-b).



Fuente: Elaboración propia.

Gráfica 14: Curva Densidad Seca vs CBR (Suelo A-2-4).



Fuente: Elaboración propia.

Los valores de CBR obtenidos al 90% de compactación se obtuvieron por medio de la siguiente operación:

Ejemplo de cálculo de CBR para el suelo A-1-b.

$$\gamma_{dm\acute{a}x} = 1382.1 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{dm\acute{a}x(90\%)} = 1382.1(0.9) = 1243.89 \text{ kg/m}^3$$

Utilizando la ecuación de la curva e igualando a la Densidad Seca Máxima, se obtiene lo siguiente:

$$1243.89 = -0.3509x^2 + 19.679x + 1108.7$$

$$-0.3509x^2 + 19.679x - 135.79 = 0$$

$$x = \frac{-19.679 \pm \sqrt{19.679^2 - 4(-0.3509)(-135.79)}}{2(-0.3509)}$$

$$x_1 = 48$$

$$x_2 = 8$$

Se excluye el valor de 48, ya que se encuentra alejado al rango de puntos en la gráfica y se deduce que el valor de CBR es de 8%.

En la siguiente tabla se muestran los resultados descritos en las gráficas 13 y 14.

Tabla 38: Características y Resultados del CBR de los Suelos Encontrados.

Grupo No	Tipo de suelo	L.L (%)	L.P (%)	IP	CBR (%)		
					90	95	100
1	A-1-b	-	-	NP	8	14	25
2	A-2-4	-	-	NP	6	13	22

Fuente: Elaboración propia.

5.5 Determinación del CBR de diseño.

En la selección del CBR de diseño se utilizó el criterio del Instituto del Asfalto, quien recomienda tomar un valor tal que el 60, 75 ó el 87.5% de los valores individuales sea mayor o igual que él, de acuerdo con el tránsito que se espere circule por el pavimento.

Tabla 39: 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, Capítulo 7, Pág.29.

En base a la tabla anterior el valor percentil para el ESAL's calculado de 541,279 es del 75%, ya que se encuentra entre el rango de 10,000 y 1,000,000 ESAL's.

El procedimiento para la selección del CBR de diseño a utilizar, consiste en:

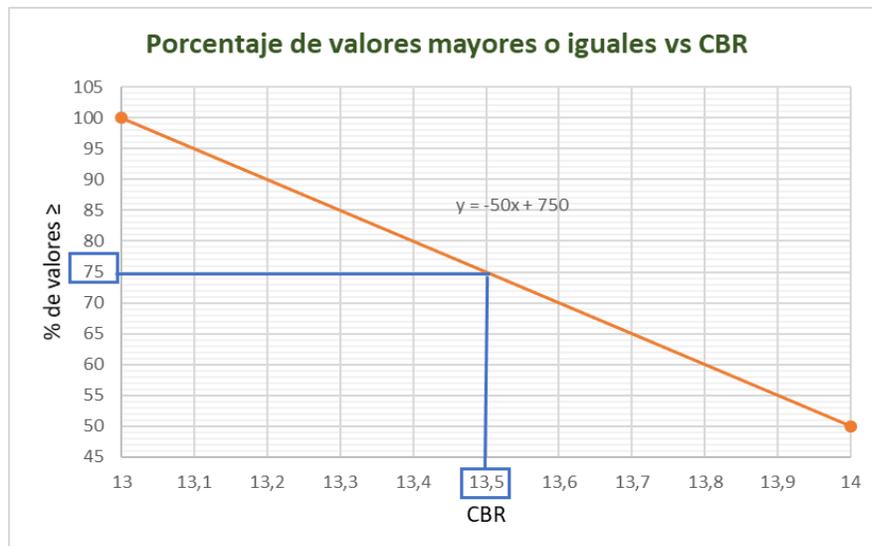
- 1) Ordenar los valores de CBR obtenidos de menor a mayor.
- 2) Para cada valor numérico diferente de CBR, comenzando desde el menor, se calcula el número y el porcentaje de valores de CBR que son mayores o iguales que él.
- 3) Se dibujan los resultados en un gráfico CBR vs Porcentaje de valores mayores o iguales y se unen con una curva.
- 4) El CBR de diseño es el correspondiente a un valor en las ordenadas de 60, 75 y 87.5%, según el tránsito de la vía objeto del estudio.

Tabla 40: Aplicación del Método del Instituto del Asfalto para CBR de diseño.

Tipo de suelo	CBR (95%)	Frecuencia	Número de valores \geq	%
A-2-4	13	2	4	100
A-1-b	14	2	2	50
	Σ	4		

Fuente: Elaboración propia.

Gráfica 15: Cálculo del CBR de diseño.



Fuente: Elaboración propia.

De esta manera se determinó que el CBR de diseño para el percentil 75 es de 13.5%.

Según las **Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes NIC-2018**, (sección 1003.23.03), sugiere para la capa sub rasante un valor mínimo de CBR al 95% de compactación debe ser de 15%. Para este proyecto se obtuvo un valor de CBR ligeramente inferior al recomendado, no obstante, debido a que el tramo en estudio se trata de un camino de bajo volumen de tránsito, se propone usar el material actual de la sub rasante.

5.6 Sondeo de banco de material.

5.6.1. Características de la Fuente de Material.

Para la propuesta de diseño del tramo de carretera El Retén-Santa Ana, se propone el uso del banco de material Don Denis, ubicado en el km 34 de la carretera La Concepción-San Marcos costado sur. **(Ver Anexo, página XXI)**. Este banco ha sido explotado anteriormente para realizar el mejoramiento del tramo en estudio.

El presente documento servirá de base para futuras trabajos del banco, ya que anteriormente se ha realizado el análisis de este material, pero no se han hecho publicaciones de los resultados obtenidos.

5.6.2. Análisis Granulométrico.

A la muestra obtenida en el banco de material, se realizó el ensaye granulométrico para determinar la distribución de los porcentajes de grava, arena y finos; como se indica en la Tabla 41 página siguiente.

Tabla 41: Resultado de ensaye granulométrico del material de banco.

Estación	% que pasa por el tamiz									Límites			Clasificación		Descripción del material
	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No.200	LL	LP	IP	HRB	SUCS	
Banco Don Denis, km 34 carretera La Concepción-San Marcos	100	93	89	85	82	54	42	20	6	-	-	NP	A-1-a	GP-GM	Fragmentos de piedra, grava y arena.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42: Márgenes del valor meta para graduaciones de sub base, base o capas superficiales de agregados.

Tamaño del tamiz (pulg)	Tamaño del tamiz (mm)	Porcentaje por peso pasando la malla cuadrada				
		AASHTO T 27 Y AASHTO T 11				
		Requerimientos de Granulometría				
		A(Sub-base)	B (Sub-base)	C (Base)	D (Base)	E (Base)
2 1/2"	63mm	100				
2"	50mm	97-100	100	100		
1 1/2"	37.5mm		97-100	97-100	100	
1"	25mm	65-79(6)			97-100	100
3/4"	19mm			67-81(6)		97-100
1/2"	12.5mm	45-59(7)	60-80(7)			
3/8"	9.5mm				56-70(7)	67-79(6)
No. 4	4.75mm	28-42(6)	40-60(8)	33-47(6)	39-53(6)	47-59(7)
No. 40	425um	9-17(4)		10-19(4)	12-21(4)	12-21(4)
No. 200	75um	4-8(3)	0-12(4)	4-8(3)	4-8(3)	4-8(3)

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes NIC-2018, sección 1003.08.

Puede observarse en la Tabla 42, que el material ensayado cumple con las especificaciones de graduación que exige la NIC-2018 clasificándose en el grupo B como sub base.

5.6.3. Análisis del próctor modificado.

Para la muestra del banco de material se realizó el análisis próctor modificado y con los resultados obtenidos se graficó la curva Densidad seca vs. Humedad, de

la cual se obtiene la humedad óptima para alcanzar la densidad seca máxima en la compactación del suelo.

Tabla 43: Ensaye Próctor Modificado para Banco de Material.

ENSAYE NO.	1	2	3	4
Volumen del Cilindro (cm ³)	0.002124			
Peso del molde cilíndrico (kg)	6.614			
Peso del material + molde cilíndrico (kg)	9.860	10.156	10.667	10.506
Peso del material (kg)	3.246	3.542	4.053	3.892
Tara No.	A-100	A-01	A-07	PI-03
Peso Tara (gr)	31.8	42.1	40	48.5
Peso húmedo +Tara (gr)	214.68	225.564	251.914	200.657
Peso seco + Tara (gr)	203.1	210	228	182.5
% de Humedad	6.76	9.27	12.72	13.55
Peso Volumétrico Húmedo (kg/m ³)	1528.25	1667.74	1682.41	1607.82
Peso Volumétrico Seco (kg/m ³)	1431.48	1526.26	1492.56	1415.96

Fuente: Elaboración propia.

Ejemplo de cálculo para el ensaye no. 1.

$$\%_{\text{Humedad}} = \frac{W_{\text{húmedo}} - W_{\text{seco}}}{W_{\text{seco}} - W_{\text{Tara}}} * 100 \quad (\text{Ec. 47})$$

$$\%_{\text{Humedad}} = \frac{214.68 - 203.1}{203.1 - 31.8} * 100 = 6.76\%$$

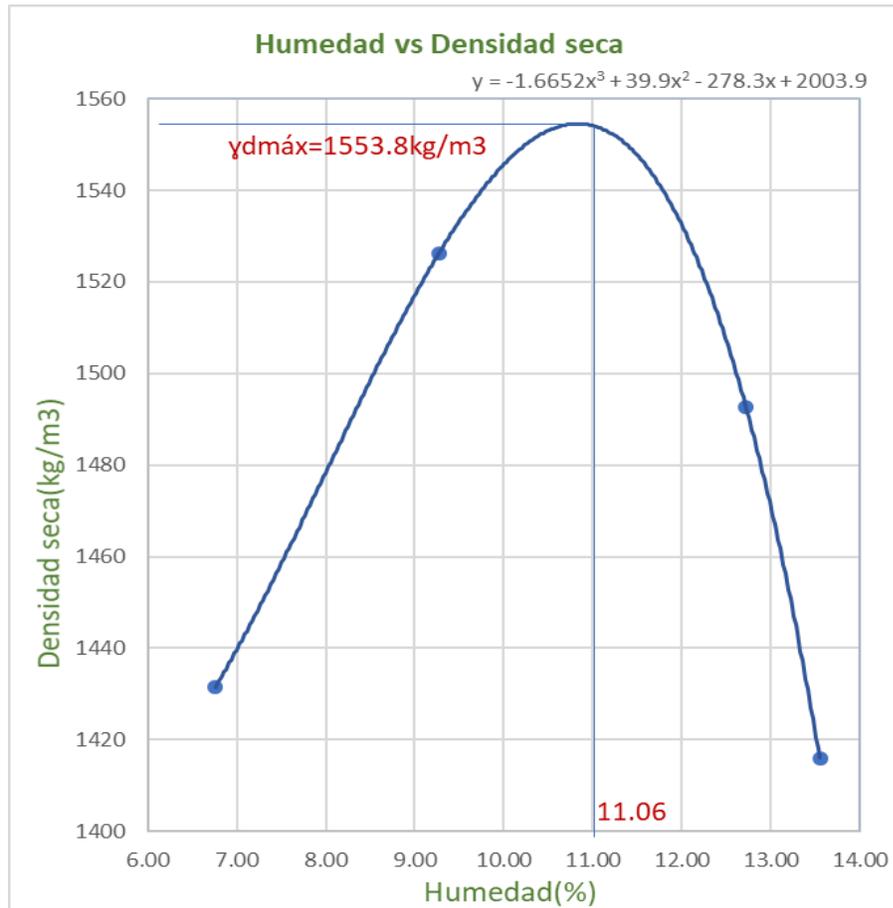
$$\text{Peso Volumétrico Húmedo } (\gamma) = \frac{(W_{\text{material}} + W_{\text{cilindro}}) - W_{\text{cilindro}}}{V_{\text{cilindro}}} \quad (\text{Ec. 48})$$

$$\text{Peso Volumétrico Húmedo } (\gamma_h) = \frac{9.860 - 6.614}{0.002124} = 1528.25 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso Volumétrico Seco } (\gamma_d) = \frac{\text{Peso Volumétrico Húmedo } (\gamma_h)}{\% \text{ de Humedad}} \quad (\text{Ec. 49})$$

$$\text{Peso Volumétrico Seco } (\gamma_d) = \frac{1528.25}{1 + 0.0676} = 1,431.48 \text{ kg/m}^3$$

Gráfica 16: Curva de Compactación de Banco de Material.



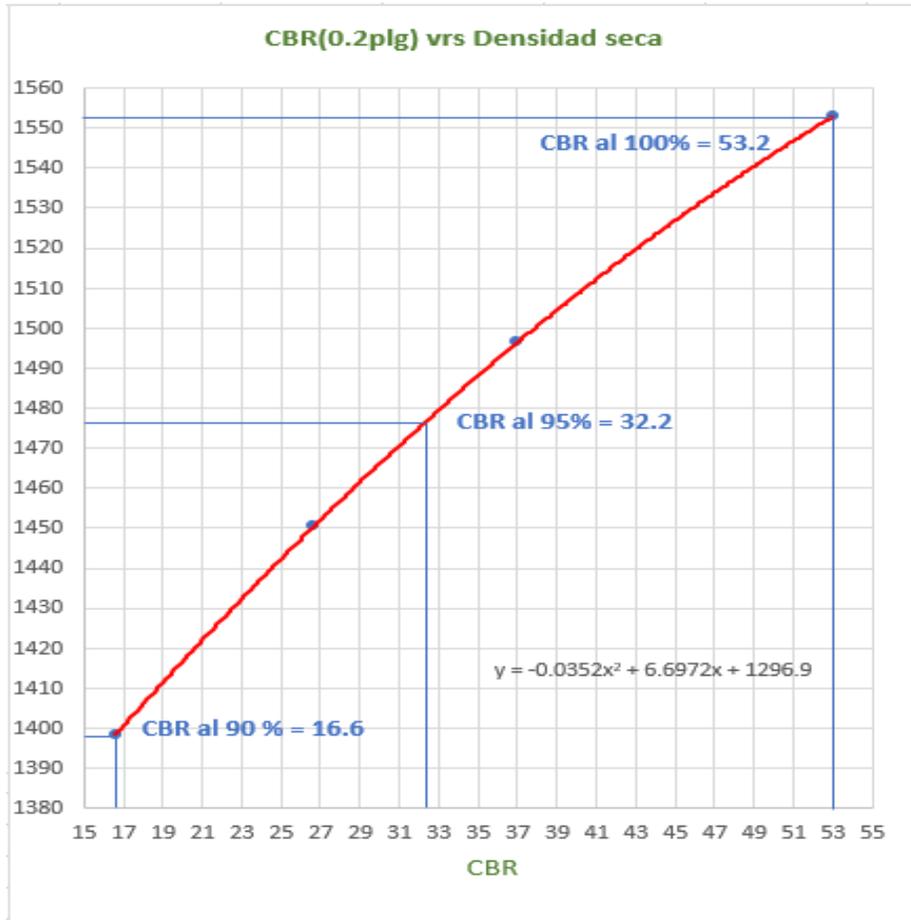
Fuente: Elaboración propia.

De la gráfica anterior se obtiene la densidad seca máxima de 1553.8 kg/m³ para una humedad óptima de 11.06%.

5.6.4. Análisis de CBR banco de material “Don Denis”.

Se realizó el ensaye de CBR de la muestra del banco de material con 10, 25 y 56 golpes. Como se muestra en la siguiente gráfica los valores de CBR son los siguientes.

Gráfica 17: Curva Densidad Seca vs CBR (Banco de Material).



Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 44 se muestran los valores expuestos en la gráfica anterior.

Tabla 44: Resultados de ensayo CBR del banco de material.

Relación soporte de California CBR, Ensayo AASHTO 1993				
Propiedad	Muestra	Ensayo	Norma de Referencia	Resultados
CBR al 90%	M-1	CBR	AASHTO T-193 63	16.60%
CBR al 95%	M-1	CBR	AASHTO T-193 63	32.20%
CBR al 100%	M-1	CBR	AASHTO T-193 63	53.20%

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la tabla anterior, el CBR obtenido es de 32.2%, utilizando un porcentaje de compactación próctor modificado del 95% de su densidad seca máxima.

Tabla 45: Clasificación del suelo de acuerdo al CBR.

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

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Crespo Villalaz 5ta Edición, Pág.113.

En base a la Tabla 45 el CBR compactado al 95% próctor modificado, se puede clasificar como Sub base buena.

Y según la NIC-2018, sección 1003.08 (b) (**Ver anexo, pág. XX**) el agregado usado para sub base compactado al 95% Próctor modificado debe tener un CBR mínimo de 30%. Tomando en cuenta esta norma, el material del banco “Don Denis” se califica como apto para ser usado como sub base en el proyecto en estudio.

5.7 Estabilización del material del banco con cemento.

Debido a que el resultado de los ensayos realizados al material de banco analizado en este estudio de suelos, muestra que no cumple con las especificaciones técnicas requeridas por la NIC-2018 para ser utilizado como material para la base de la estructura de pavimento, se utilizará la estabilización del suelo con cemento como mecanismo para incrementar su resistencia. El material de este banco cumple con los requisitos estipulados en la NIC-2018, sección 1003.22.04 (**Ver Anexo, pág. XX**), para poder ser estabilizados.

Se utilizó cemento en dosificaciones de 5, 12 y 19% del peso seco del material. Se usaron 3 especímenes para cada dosificación los cuales fueron sometidos a 7 días

de saturación, con mezcla compactada al 95% de Próctor Modificado. Finalmente se promediaron los valores de resistencia a la compresión para cada porcentaje de cemento.

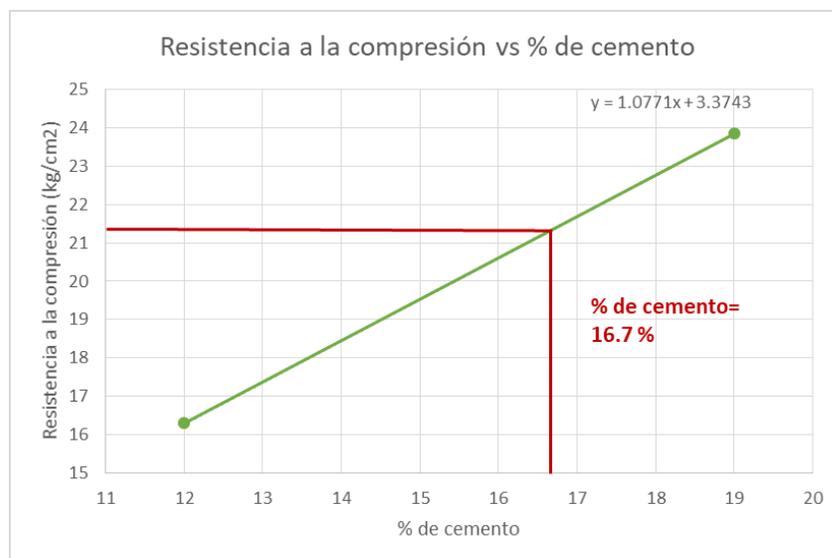
Tabla 46: Resultados de material de banco estabilizado con cemento.

Nombre del banco	% de cemento	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)
Don Denis	5	10.5
	12	16.3
	19	23.4

Fuente: Elaboración propia.

Tomando en cuenta los datos anteriores se determinó el porcentaje de cemento óptimo para lograr una resistencia a la compresión de 21.4 kg/cm² (2100Kn/m²) como lo especifica la NIC-2018 en la sección 1003.22.04 (**Ver Anexo, pág. XX**), utilizando los dos puntos más cercanos a la resistencia mínima a la compresión requerida.

Gráfica 18: Determinación del porcentaje de cemento para estabilización de banco.



Fuente: Elaboración propia.

Según la gráfica anterior se utilizará material del banco “Don Denis” y se estabilizará con cemento en una dosificación del 16.7% del peso seco del material.

La cantidad de cemento a utilizarse para estabilizar el material de este Banco se determinará mediante la siguiente ecuación.

$$Bolsas\ de\ cemento = \frac{Peso\ volumétrico\ seco\ suelto * proporción\ de\ cemento}{Peso\ del\ cemento} \quad (Ec. 50)$$

Donde:

Peso volumétrico seco suelto del banco=1553.8 kg/m³

Peso del cemento= 42.5 kg/m³

Proporción de cemento a utilizar= 16.7%

Sustituyendo estos valores en la ecuación 50 se obtiene:

$$Bolsas\ de\ cemento = \frac{(1553.8)(0.167)}{42.5} = 6.1$$

Por tanto, se utilizarán aproximadamente 6.1 bolsas de cemento por cada m³ de material del Banco “Don Denis”, para estabilizarlo y luego ser utilizado en la capa Base de la estructura de pavimento.

CAPITULO 6.

DISEÑO DE PAVIMENTO ARTICULADO.



CAPITULO 6. DISEÑO DE PAVIMENTO ARTICULADO.

6.1. Introducción.

El pavimento es la superficie de rodamiento para los distintos tipos de vehículo, formada por el agrupamiento de capas de distintos materiales destinados a distribuir y transmitir las cargas aplicadas por el tránsito al cuerpo del terraplén.

Los pavimentos representan una parte importante de los activos viales. Deben ser capaces de soportar solicitaciones de tránsito, ambientales y proveer una estructura durable que permita la circulación de los vehículos con comodidad y seguridad. En el diseño de pavimentos tradicionalmente se han usado tecnologías de diseño basadas en pavimentos rígidos y flexibles, generalizados en todo el mundo a partir del ensayo AASHO realizado en 1956 en Estados Unidos (AASHTO, 1993). Los pavimentos de adoquines han estado presentes en la ingeniería de pavimentos desde la época del Imperio romano. Pero no es sino hasta la década de 1970 en donde comienza a generalizarse el uso de adoquines de hormigón estacionamientos, calzadas vehiculares, peatonales y espacios públicos.

Los pavimentos de adoquines se componen de distintas capas al igual que los pavimentos rígidos y flexibles. La principal diferencia con estos últimos radica en la composición de la carpeta de rodadura, que está conformada por adoquines inter-trabados, que brindan al pavimento un comportamiento estructural semi-flexible.

Los pavimentos con adoquín tienen una capa de rodadura conformada por adoquines de concreto de 10 cm de espesor, colocados sobre una capa de arena con un espesor requerido de 3 a 5 cm y con un sello de arena entre sus juntas, presentan una base de material granular y pueden tener una sub base dependiendo si el diseño así lo amerita.

Para este diseño de estructura de pavimento, se usará un pavimento articulado compuesto por adoquines de hormigón como carpeta de rodamiento,

considerando su fácil trabajabilidad resulta una alternativa económica y de fácil mantenimiento.

6.2. Metodología.

El método utilizado para efectuar el diseño, está basado en el de la AASHTO-93, el cual recomienda que para pavimentos con adoquín aplicar los mismos criterios de diseño establecidos para pavimentos flexibles, este método toma en cuenta el valor de soporte del suelo y la cantidad de ejes equivalentes a 18,000 lbs, que transitarán en el período de diseño.

Con el objetivo de determinar el espesor del pavimento, la guía AASHTO-93 desarrolló la siguiente ecuación, la cual se resuelve con ayudas de tablas y nomogramas.

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN-1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde:

SN: Número estructural.

W_{18} : Número de cargas de 18 kips (80KN) calculadas conforme al tránsito vehicular.

Z_R : Abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada. $Z_r = -0.841$ (**Ver anexo, pág. XXIV**).

Z_0 : Desviación estándar de todas las variables.

ΔPSI : Índice o pérdida de serviciabilidad.

M_R : Módulo resiliente de la sub rasante.

6.3. Determinación de las variables de diseño.

Las variables que intervienen en el diseño de los pavimentos constituyen en realidad la base del diseño del pavimento por lo que es necesario conocer las consideraciones más importantes que tienen que ver con cada una de ellas para así poder realizar diseños confiables y óptimos al mismo tiempo.

6.3.1. El Tránsito.

El tránsito es una de las variables más significativas en el diseño de pavimento, la metodología AASHTO 93, considera la vida útil de un pavimento relacionado con el número de repeticiones de carga que podrá soportar el pavimento antes de llegar a las condiciones de servicio final predeterminadas para el camino.

El método AASHTO 93 transforma las cargas de todos los ejes que transitarán por el pavimento para todos los tipos de vehículos existentes en ejes simples equivalentes de 8.2 ton de peso, comúnmente llamados ESAL's.

El número estimado de ejes simples equivalentes de 8.2 ton para el tramo de carretera en estudio El Retén-Santa Ana, es de 541,279 ESAL's, cálculo realizado en capítulo 2, pág. 30.

6.3.2. Período de diseño.

Es el tiempo total para lo cual se diseña un pavimento, en función de la proyección del tránsito y el tiempo que se considere apropiado; para que las condiciones del entorno se comiencen a alterar desproporcionadamente.

Para este diseño cuya vía es clasificada como Colectora Rural Menor, el período de diseño es de 20 años, dato seleccionado en el capítulo 2 pág. 21.

6.3.3. Confiabilidad (R).

Este valor se refiere al grado de seguridad o veracidad de que el diseño de la estructura de un pavimento, puede llegar al fin de su periodo de diseño en buenas condiciones.

Tabla 47: Niveles de confiabilidad recomendados por la AASHTO, para clasificaciones funcionales diferentes.

Tipo de camino	Confiabilidad Recomendada	
	Zona Urbana	Zona Rural
Rurales interestatales y autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 99
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

Fuente: Guía para Diseño de Estructuras de Pavimento, AASHTO-1993, Pág.II-9.

De acuerdo con la clasificación funcional de la vía, la AASHTO 1993 recomienda diferentes niveles de funcionalidad. Para el tramo en estudio y dada la ubicación en la que se encuentra la vía, y el tránsito que utilizará es liviano, se asume un valor de confiabilidad R de 80%, que corresponde a un valor recomendado, para una clasificación como una zona rural y para caminos colectores.

6.3.4. Desviación estándar (So).

La desviación estándar (So), es un factor que representa la cantidad de datos dispersos dentro de los cuales pasa la curva real del comportamiento de la estructura.

La desviación estándar considera la variabilidad asociada a cada uno de los parámetros involucrados en el diseño, como la predicción del tránsito y el comportamiento del pavimento. Es un valor representativo de las condiciones locales particulares, este parámetro está ligado directamente y depende del nivel de confiabilidad (R) seleccionado; en este paso deberá seleccionarse un valor So.

“Desviación Estándar Global”, representativo de condiciones locales particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tránsito.

La guía de la AASHTO 1993 recomienda adoptar valores de S_o comprendidos dentro de los siguientes intervalos:

Tabla 48: Desviación estándar.

Condiciones de diseño	Desviación estándar
En sobre-capa	0.5
En construcción nueva	0.35 - 0.40
Para pavimentos flexibles	0.40 - 0.50

Fuente: Guía para Diseño de Estructuras de Pavimento, AASHTO-1993, Pág. I-62.

Para el presente diseño se asume un valor de desviación estándar $S_o = 0.45$

6.3.5. Serviciabilidad (ΔPSI).

La serviciabilidad de una estructura de pavimento, es la capacidad que tiene este de servir al tipo y volumen de tránsito para el cual fue diseñado. El índice de serviciabilidad se clasifica entre 0 (malas condiciones) y 5 (perfecto).

Para el diseño de pavimentos debe asumirse la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad final; la inicial (P_o) es en función directa del diseño de la estructura de pavimento y de la calidad con que se construye la carretera, la final o terminal (P_t) va en función de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del diseñador.

El método AASHTO 93 predice el porcentaje de pérdida de Serviciabilidad (ΔPSI) para varios niveles de tránsito y cargas de ejes, entre mayor sea la pérdida de Serviciabilidad, mayor será la capacidad de carga del pavimento antes de fallar.

La pérdida de Serviciabilidad (ΔPSI o Present Serviciability Index) es la diferencia entre el índice de Serviciabilidad inicial y final.

$$\Delta PSI = P_0 - P_t \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

P_0 : Serviciabilidad inicial, es la condición inmediata después de la construcción.

P_t : Serviciabilidad final, es la condición final que tendrá el pavimento de fallar.

Según el *Manual Centroamericano para diseño de pavimento SIECA 2002*, (capítulo 7, pág. 4), los valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento son los siguientes:

Índice de serviciabilidad inicial:

$P_0 = 4.5$ para pavimentos rígidos.

$P_0 = 4.2$ para pavimentos flexibles.

Índice de serviciabilidad final:

$P_t = 2.5$ o más para caminos muy importantes.

$P_t = 2.0$ para caminos de tránsito menor.

De lo anterior se determinan los valores $P_0 = 4.2$ para pavimentos flexible y $P_t = 2$ ya que el proyecto se trata de un camino de tránsito menor; dando como resultado el valor de pérdida de Serviciabilidad $\Delta PSI = 2.2$

6.4. Propiedades de los materiales.

6.4.1. Módulo de Resiliencia de la Sub rasante.

En el método actual de la AASHTO, la parte fundamental para caracterizar debidamente a los materiales, consiste en la obtención del Módulo de Resiliencia, con base en pruebas de laboratorio, realizadas en materiales a utilizar en la capa

sub rasante (Método AASHTO T-274). Este es el valor que corresponde al módulo de elasticidad de los materiales que se emplean en la construcción de sub rasantes, ya sean mejoradas o no, obtenido del resultado de un ensayo dinámico y se define como la relación entre el esfuerzo repetido masivo (sumatoria de los esfuerzos principales) y la deformación axial recuperable.

Cuando no se cuenta con el equipo necesario para realizar el ensayo de Módulo Resiliente, el Método del Instituto del Asfalto, considera como parámetro fundamental la evaluación de los materiales para obtener el Módulo de Resiliencia (MR), estableciendo factores de correlación entre el Módulo de Resiliencia y la prueba de CBR (AASHTO T-193); los valores obtenidos son bastante aproximados.

La AASHTO, en la Guía de Diseño establece la correlación del CBR con el Mr, esto es:

➤ Para suelos finos (CBR < 10%):

$$MR = 1500 \times CBR \quad (\text{Ec. 53})$$

➤ Para suelos granulares (CBR > 10%):

$$MR = 4326 \times \ln CBR + 241 \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

MR: Módulo de Resiliencia (PSI)

CBR: Capacidad de soporte del suelo.

Tomando en cuenta el valor obtenido del CBR de diseño de la sub rasante es de 13.5% (**Ver dato en el Capítulo 5, pág. 105**), se hizo uso de la Ecuación 54 para determinar el Módulo de Resiliencia:

$$MR = 4326 \times \ln 13.5 + 241 = 11,500.23557 \text{ psi}$$

6.4.2. Coeficiente de drenaje.

En el método AASHTO 93 han sido definidos diferentes niveles de calidad del drenaje. Estos dependen del tiempo que se considera que el pavimento puede encontrarse con una cantidad de agua cercana a la saturación.

Este método deja en libertad al ingeniero que diseña identificar cual nivel de drenaje se logra, bajo una serie específica de condiciones de drenaje.

Un buen drenaje mantiene la capacidad soporte de la sub rasante, lo que hace un camino de mejor calidad, así como permite en determinado momento el uso de capas de soporte de menor espesor.

En la siguiente tabla se dan los tiempos de drenaje que recomienda el **Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002**. Dichas recomendaciones se basan en el tiempo que es necesario para que la capa de base elimine la humedad cuando ésta tiene un grado de saturación del 50%; pero es de hacer notar que un grado de saturación del 85% reduce en buena medida el tiempo real necesario para seleccionar la calidad de un drenaje.

Tabla 49: Tiempos de drenaje para capas granulares.

Calidad del Drenaje	50% saturación	85% saturación
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	de 10 a 15 horas
Muy pobre	El agua no drena	mayor de 15 horas

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 6, Pág.4.

El efecto de la calidad del drenaje sobre la estructura del pavimento se toma en cuenta a través de un factor de ajuste (m), por el cual se multiplican los coeficientes estructurales de la base y sub base.

El factor de ajuste (m) es función de las características de drenaje del suelo de fundación, y del tiempo durante el cual la sub rasante podrá estar en condiciones de saturación.

Tabla 50: Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles (m_x).

Calidad del drenaje	P = % del tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1% - 5%	5% - 25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buena	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 6, Pág.4.

Para este diseño se asumirá que más del 25% del tiempo, el pavimento estará expuesto a diferentes humedades cercanas a la saturación, tomando en cuenta que el ensayo del CBR se hace en condición saturado, por lo cual se considera la calidad de drenaje como buena y el coeficiente de drenaje $m=1$.

6.4.3. Capa Base.

Para la capa base se empleará el material del banco “Don Denis” ubicado en el km 34 carretera a San Marcos, este material deberá ser estabilizado con un porcentaje de cemento del 16.7% para alcanzar la resistencia a la compresión de 21.4 kg/cm².

6.4.4. Capa Sub base.

Para la capa sub base se empleará el material proveniente del banco “Don Denis” en su estado natural, el cual el ensayo de CBR de este material resultó 32.2%, utilizando un porcentaje de compactación al 95%, clasificándose como un material del tipo A-1-a, el cual cumple los requisitos para ser utilizado como capa sub base de buena calidad.

6.5. Determinación de los coeficientes de capas estructurales.

6.5.1. Coeficientes de capa.

El método AASHTO 1993, asigna a cada capa del pavimento un coeficiente (a_i), los cuales son requeridos para el diseño estructural del pavimento flexible, teniendo en cuenta la consideración que la estructura de pavimento (adoquín), se comporta similar a un pavimento flexible.

Estos coeficientes permiten convertir los espesores reales a números estructurales (SN), siendo cada coeficiente una medida de la capacidad relativa de cada material que conforma la estructura de pavimento.

6.5.2. Coeficiente estructural de la carpeta (adoquín) (a_1)

Para la capa de adoquín, el valor del coeficiente $a_1=0.45$, fue tomado del *Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002*, (Cap. 7, pág. 107). Cálculo de espesores, Método AASHTO.

6.5.3. Coeficiente estructural para base estabilizada (a_2).

Para encontrar el valor del coeficiente estructural (a_2) para la capa base, el método AASHTO 1993 muestra un gráfico para estimar dicho coeficiente, determinado a partir de la resistencia a la compresión del material estabilizado, la cual es de 304.6 psi (21.4 kg/cm²). De esta manera se tomó un valor de $a_2=0.141$ y un Módulo de resiliencia $MR_{base}=560,000$ psi (**Ver Anexo, pág. XXII**).

6.5.4. Coeficiente estructural para capa sub base (a_3).

Para la determinación del coeficiente estructural (a_3) de la capa de sub base, el método AASHTO 1993 muestra un gráfico para estimar dicho coeficiente. Tomando en cuenta que se usará el material del banco “Don Denis” para la capa sub base, cuyo $CBR_{95}= 32\%$, resulta un valor de $a_3=0.115$ y un Módulo de resiliencia, $MR_{subbase}=15,000$ psi (**Ver Anexo, pág. XXIII**).

6.6. Diseño estructural del pavimento propuesto.

6.6.1. Número estructural (SN).

El número estructural (SN), se define como la protección que demanda la estructura de pavimento para soportar el paso constante de las cargas inducidas a través de las ruedas de los vehículos.

Por medio de los números estructurales (SN) se determinan los distintos espesores de capas que conformarán la estructura de pavimento que debe soportar los niveles de carga solicitada.

La determinación de este valor también se puede encontrar haciendo uso de nomogramas, fórmula o programas, la diferencia radica en la precisión, siendo el nomograma el más rápido, pero de poca precisión.

La ASSHTO presenta en su guía la siguiente fórmula para determinar el número estructural (SN).

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3 \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

SN: Número estructural del pavimento.

a_1, a_2, a_3 : Coeficiente estructural de las capas.

D_1, D_2, D_3 : Espesores de las capas (pulg).

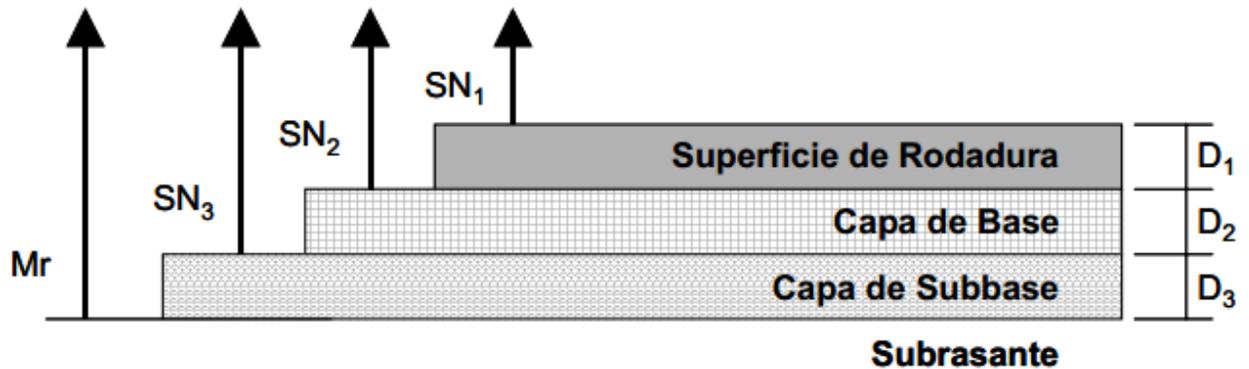
m_2, m_3 : Coeficiente de drenaje de capa granular.

Esta ecuación no tiene una única solución, hay prácticamente un infinito número de combinaciones de espesores que la pueden satisfacer.

Se pretende que las capas granulares deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas, que lleguen a producir deformaciones permanentes, por lo

cual la Guía para el Diseño de Pavimentos AASHTO 1993, propone el siguiente gráfico para determinar los espesores y capas de una estructura de pavimento.

Figura 26: Procedimiento para determinar el espesor.



Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág.8.

6.6.2. Determinación del número estructural (SN).

La ecuación de diseño recomendada por la AASHTO permite la obtención del número estructural a partir de los siguientes parámetros:

- 1) Tránsito estimado durante el período de diseño (W_{18}).
- 2) El nivel de confiabilidad (R). Debe de recordarse que la aplicación de este nivel implica la utilización de promedios en los datos de entrada.
- 3) La desviación estándar (S_o).
- 4) El módulo resiliente de la sub rasante (MR).
- 5) La pérdida de nivel de servicio durante el período de diseño (ΔPSI).

Una vez obtenidos los parámetros anteriores, se utiliza el nomograma para determinar el número estructural (SN), proyectando líneas hacia los ejes verticales guías TL, con los valores ya establecidos de la confiabilidad, desviación estándar, ESAL's de diseño, los módulos de resiliencia y la pérdida de Serviciabilidad (**Ver Anexo, pág. XXV**).

6.6.3. Datos a utilizar en el diseño.

Tabla 51: Resumen de factores calculados.

Resumen de los factores calculados	
ESAL's	541,279
Período de Diseño	20
Confiabilidad (R)	80
Valor desviador (ZR)	-0.841
Desviación estándar (So)	0.45
Serviciabilidad (Po)	4.2
Serviciabilidad (Pt)	2
Δ PSI	2.2
Módulo resiliente de la sub rasante (MR) (psi)	11,500.24
Coeficiente de drenaje (m)	1
Coeficiente de capa adoquín (a1)	0.45
Coeficiente de capa base (a2)	0.141
Coeficiente de capa sub base(a3)	0.115

Fuente: Elaboración propia.

Para obtener el Número Estructural (SN) requerido se hace uso del nomograma **(Ver anexo, pág. XXV)**, tomando en cuenta los datos de la Tabla 52, resultando un valor de $SN_{requerido}=2.5$.

6.7. Cálculos manuales de los espesores de la estructura de pavimento.

Dado a que el espesor del Adoquín es conocido se procede a calcular el Número estructural absorbido por la superficie de rodamiento (Adoquín) con la siguiente ecuación.

$$SN_1 = a_1 * D_1 \quad (Ec. 56)$$

Datos conocidos del Adoquín según **Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos SIECA 2002**.

$$D_1=4''$$

$$a_1=0.45$$

$$SN_1 = 0.45 * 4 = 1.8$$

$$SN_1 = 1.8$$

Para Determinar el espesor de la base, se hace uso del nomograma, se entra por el ábaco con el M_R de sub base y entonces se obtiene el $SN_2=2.2$ este será absorbido por la capa de rodamiento (Adoquín) (**Ver anexo, pág. XXVI**). Una vez conocido SN_1 , SN_2 y a_1 , se calcula el espesor de la base.

$$D_2 \geq \left(\frac{SN_2 - SN_1}{a_2 * m_2} \right) \quad (Ec. 57)$$

$$D_2 \geq \left(\frac{2.2 - 1.8}{0.141 * 1} \right) = 2.84''$$

$D_2 = 2.84$ pulgadas, por lo tanto, adoptar un valor mínimo para base de 6 pulgadas, de acuerdo lo especifica SIECA 2002, ver tabla 53.

$$D_2^* = 6''$$

Tabla 52: Espesores mínimos sugeridos.

Número de ESAL's	Capas Asfálticas	Base Granular
Menos de 50,000	3.0 cm	10 cm
50,000 - 150,000	5.0 cm	10 cm
150,000 - 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 – 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 – 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág.8.

El número estructural absorbido por la capa base está dado por la siguiente ecuación.

$$SN_2^* = a_2 * m_2 * D_2^* \quad (Ec. 58)$$

$$SN_2^* = 0.141 * 1 * 6 = 0.85$$

Para verificar se muestra la siguiente ecuación.

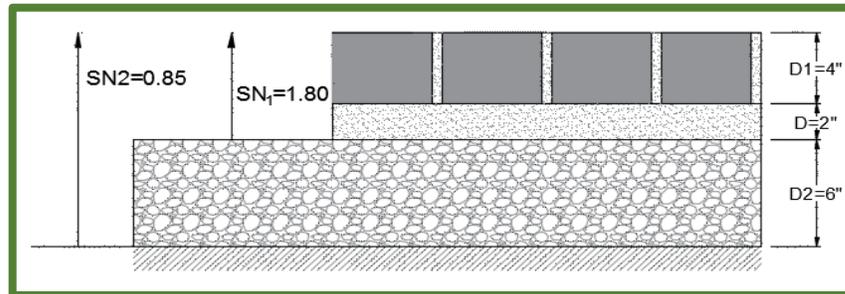
$$SN_1 + SN_2^* \geq SN_{Requerido} \quad (Ec. 59)$$

$$1.80 + 0.85 \geq 2.5$$

$$2.65 \geq 2.5$$

Debido a que el $SN_1=1.8$ obtenido de la capa de adoquín más el $SN_2^*=0.85$ de la capa base es mayor que el $SN_{Requerido}=2.5$ del suelo de sub rasante, no se necesita de sub base, por lo cual solamente se considerarán los espesores de la estructura de pavimento calculados hasta el momento, lo cual se muestra gráficamente a continuación.

Gráfica 19: Valores de espesores de la estructura de pavimento propuesta.



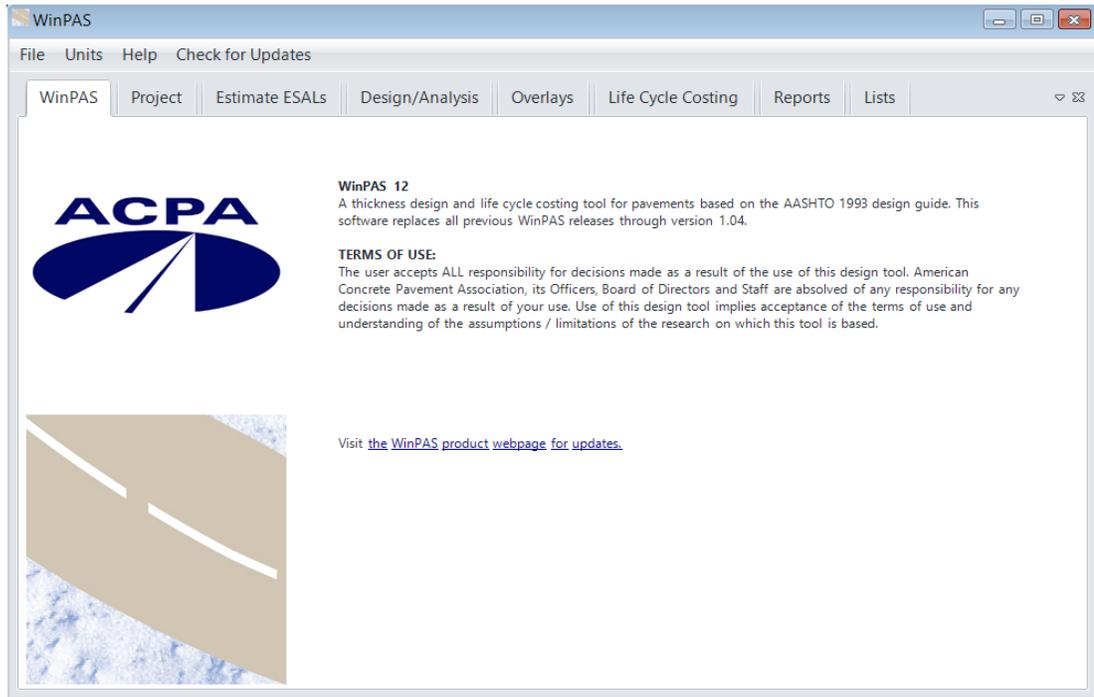
Fuente: Elaboración propia.

6.8. Verificación de los cálculos manuales usando el software WinPAS12.

Para comprobar si los cálculos manuales se efectuaron de manera correcta, al momento de seleccionar los espesores de la estructura de pavimento, se hará uso del software WinPAS12, desarrollado por American Concrete Pavement Association (ACPA), creado para diseñar y analizar pavimentos rígidos y flexibles, basados en la AASHTO 1993 Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimento.

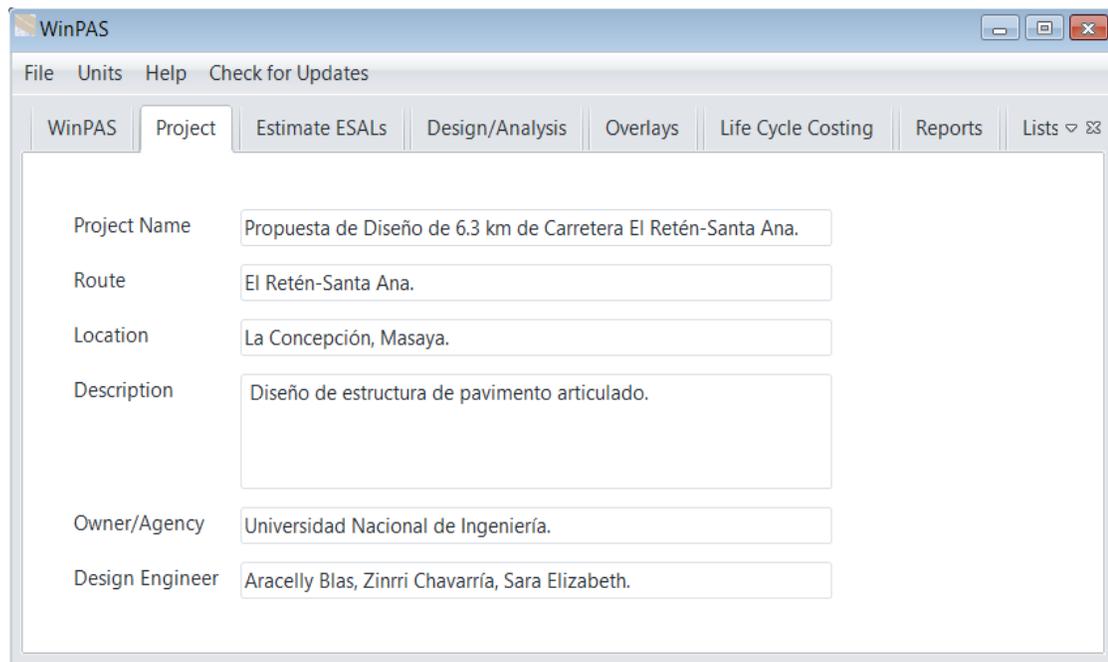
A continuación, se presenta el procedimiento de introducción de datos al programa WinPAS 1.04, a fin de validar los espesores calculados anteriores.

Figura 27: Inicio de programa WinPAS.



Fuente: Software WinPAS.

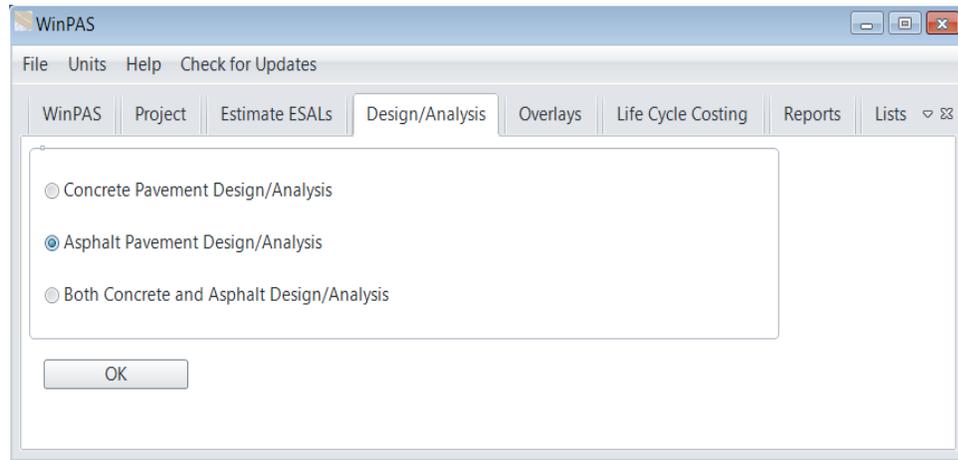
Figura 28: Pestaña Project.



Fuente: Software WinPAS.

Como puede observarse en la figura anterior, la pestaña Proyecto permite introducir información general del proyecto.

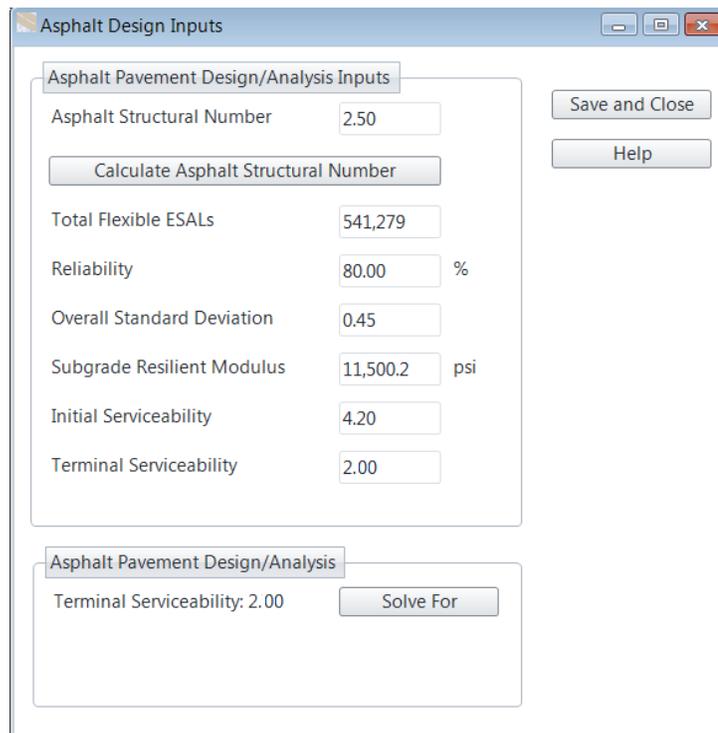
Figura 29: Pestaña Design/Analysis.



Fuente: Software WinPAS.

La pestaña Design/Analysis habilita la opción para seleccionar el tipo de pavimento a utilizar.

Figura 30: Ventana Asphalt Pavement Design/Analysis Inputs.



Fuente: Software WinPAS.

En la pestaña anterior se observa el ingreso de los datos solicitados para estimar el SN requerido.

Figura 31: Ventana Calculate Asphalt Structural Number.

Layer Material	Layer Coefficient, a	Drainage Coefficient, d	Layer Thickness (inches)	Layer Struct No. SNI	Additional Thickness (inches)
Asphalt Cement Concrete	0.45	1	4	1.8	-0.33
Cement Treated Agg. Base	0.141	1	6	0.85	-1.06
	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0

Sum of SN: 2.65
SN: 2.50

Fuente: Software WinPAS.

En la ventana anterior se ingresaron los datos solicitados para estimar y verificar los espesores de capa. Puede observarse que, con los espesores propuestos, el diseño cumple con los requisitos estructurales debido a que el Número Estructural (SN) es mayor que el Número Estructural Requerido ($SN_{Requerido}$).

En la tabla siguiente se muestran los espesores de pavimento obtenidos con el diseño.

Tabla 53: Espesores de la estructura de pavimento.

Capa	Espesor (pulgadas)
Adoquín Tipo Tráfico (Carpeta de Rodamiento)	4
Cama de Arena para Adoquín	2
Base Estabilizada con Cemento	6

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES.

Basados en los resultados obtenidos en el Diseño Geométrico y de Pavimento Articulado, de 6.3km de Camino el Retén-Santa Ana del Municipio la Concepción, Masaya, en el cual se hicieron Estudios de Tránsito, Estudio de Suelos, Diseño geométrico de la vía y Diseño de pavimento, se concluye lo siguiente:

- Para la elaboración del diseño geométrico de la vía en el software AutoCAD Civil 3D 2018 se generó la superficie digital del terreno a partir de los puntos COGO proporcionados por la Alcaldía Municipal de La Concepción Masaya; asimismo se realizó el diseño conforme a las normas antes mencionadas, además de las especificaciones de diseño, se obtuvo un diseño vial adaptado lo más próximo posible, a la geometría existente del camino.
- Se llevó a cabo un conteo vehicular semanal de 12 horas en el sitio del proyecto. En resumen, se obtiene que, en la categoría de vehículos de pasajeros, las motocicletas constituyen un 41.58%(704 vpd), las camionetas tienen una circulación constante con 32.90%(557vpd). Dentro de los vehículos de carga, el tipo C2 con un 13.29%(225 vpd), siendo este último el determinado como vehículo de diseño.
- Se calculó el Tránsito Promedio Diario Anual ($TPDA_{2018}=319$ vpd) haciendo uso de los factores de ajuste obtenidos de la Estación de Mayor Cobertura EMC 1802 San Marcos – Masatepe. Tomando en cuenta estos valores se obtuvo el ESAL's de la vía, siendo 541,279 ejes equivalentes por carril de diseño.
- En el diseño geométrico se establecieron los criterios y parámetros que definieron los alineamientos horizontales y verticales según las normas antes mencionadas, tales como:
 - La velocidad de diseño para 4 tramos, de la estación 0+000 a 0+960 una velocidad de 60 km/h debido a que el terreno es plano, de la 0+960 a 3+500 una velocidad de 40km/h apreciado como terreno ondulado, de la 3+500 a 4+650 una

velocidad de 20 km/h considerado un terreno montañoso y de la 4+640 a 6+300 una velocidad de 30km/h determinado también como terreno montañoso pero con pendientes menos pronunciadas que el tramo anterior.

- La pendiente longitudinal máxima dada las condiciones del terreno se estableció para cuatro valores distintos de 7% (velocidad=60km/h) para un terreno plano, 11% (velocidad=40km/h) un terreno ondulado y para terreno montañoso se usaron tanto 17% (velocidad=20km/h) como 16% (velocidad=30km/h), la pendiente mínima igual a 0.5%. Todas las curvas verticales fueron diseñadas a partir de la distancia de visibilidad de parada dado que la distancia de visibilidad de adelantamiento requiere mucha longitud y las características topográficas del tramo obligaría a realizar cortes excesivos que encarecerían la obra.

-Se estableció un sobreebanco mínimo de 0.6m y un máximo de 1.5m, considerando las condiciones del camino.

- El peralte máximo utilizado para un terreno plano y ondulado fue de 8% y de 10% para un terreno montañoso.

➤ Se realizó el estudio de suelos encontrándose dos tipos predominantes A-1-b (0) y A-2-4 (0). Estos suelos fueron sometidos a ensayos de Granulometría, Próctor Estándar y CBR. Se determinó que el CBR de diseño para el percentil 75 es de 13.5%. Según las especificaciones se propone usar el material para sub rasante, por lo que el camino es de bajo volumen de tránsito.

➤ El CBR obtenido del material de banco "Don Denis" es de 32.2% al 95% de su densidad seca máxima. Basado en la NIC-2018 no cumple con las especificaciones técnicas requeridas para ser utilizado como material para base, ya que requiere como mínimo un porcentaje de CBR de 80% al 95% de compactación. Se realizó la estabilización con cemento como mecanismo para alcanzar una resistencia a la compresión de 21.4 kg/cm² (2,100 kn/m²) como lo especifica la NIC- 2018 en la sección 1003.22.04 (**Ver anexo, Pág. XX**). Según los cálculos se utilizarán aproximadamente 6 bolsas de cemento por cada m³ de

material del banco, para estabilizarlo y luego ser utilizado en la estructura de pavimento.

➤ La metodología para realizar el diseño de pavimento está basada en la AASHTO 1993. Para esto se determinó las variables que intervienen en el diseño y así obtener el Número Estructural $SN_{requerido}=2.5$, de esta manera adquirir los espesores de cada capa, dando como resultado un espesor de adoquín de 4 pulgadas ya conocido, una cama de arena de 2 pulgadas y una capa base de 6 pulgadas. Debido a que la sumatoria del SN_1 de la capa de adoquín y el SN_2^* de la capa base, es mayor que el SN requerido del suelo de sub rasante, no se necesita de sub base, obteniendo así la suma total de los espesores de pavimento de 12 pulgadas.

RECOMENDACIONES.

- Para trabajos de diseño geométrico de carreteras, se recomienda la aplicación del Software Civil 3D, dado que su modelo de ingeniería facilita completar más rápido los proyectos de obras viales. El vínculo dinámico que posee este software entre superficie, alineamientos, perfiles, secciones transversales y anotaciones agiliza y facilita la evaluación de múltiples alternativas, la toma de mejores decisiones y la producción de planos actualizados.
- El adoquín a usarse, incluyendo las “cuchillas”, será el denominado TIPO TRÁFICO, cuya resistencia característica a los 28 días no deberá ser menor que 34.3 MPa según lo especifica la NIC- 2018 en la sección 504.02.01.
- El adoquín no deberá presentar en su superficie fisuras ni cascaduras ni cavidades, ni tener materiales extraños tales como piedras, trozos de madera o vidrio, embebidos en su masa. Las aristas deberán ser regulares y la superficie no deberá ser extremadamente rugosa. El tamaño de los adoquines deberá ser uniforme para evitar irregularidades o juntas muy anchas al ser colocados, de acuerdo lo indica la NIC-2018 sección 504.02.01.
- El adoquinado estará confinado en sus bordes laterales por bordillos o cunetas de concreto simple, cuyo objeto es el de proteger y respaldar debidamente al adoquinado según la NIC-2018 sección 504.02.02. Las dimensiones de los bordillos se especifican en los planos.
- El espesor de la capa de arena será de 5 centímetros. La arena que servirá de colchón a los adoquines deberá ser arena lavada, dura, angular y uniforme y no deberá contener más del 3% (en peso) de limo, arcilla o de ambos. Su graduación será tal que pase totalmente por el tamiz No. 4 y no más del 15% sea retenido en el tamiz No. 10. Según NIC-2018 sección 504.02.03.

- La arena de sello deberá ser cero o arena natural, usado para rellenar las juntas de adoquines. Este material debe estar libre de impurezas y materia orgánica, en el caso específico de la actividad de sello de adoquín con arena, el que se aplicará para eliminar vacíos existentes entre las juntas, dando mejor soporte a los adoquines, evitando que estos se desprendan de su sitio o que se fracturen, producto del tráfico vehicular. Se deberá considerar la eliminación de todo material inadecuado en las juntas (maleza, limo, arcilla o cualquier material orgánico). Según NIC-2018, sección 504.02.05.

- Se recomienda usar vigas transversales de contención para evitar los movimientos de las piezas según lo especificado en la NIC-2018 Sección 504.02.06 (**Ver Anexo, pág. XXVII**). La distancia entre vigas de remate transversales se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 54: Distancia entre vigas de remate según tramo.

Tramo	Pendiente	Distancia entre vigas
3+569 – 3+629	11.78%	100 m
3+629 – 3+750	9.32%	100 m
3+818 – 3+882	12.01%	30 m
4+401 – 4+506	-22.04%	15 m
4+506 – 4+559	-8.23%	100 m
5+060 – 5+245	13.42%	30 m
5+475 – 5+558	15.12%	20 m
5+825 – 5+967	13.96%	30 m

Fuente: Elaboración propia.

BIBLIOGRAFÍA.

A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. American Association of State Highway and Transportation Officials (2004).

Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials (1993).

Diseño de Carreteras. Ing. Eddy Scipion Piñella.

Diseño Geométrico de Obras Viales y dominio de Autodesk AutoCAD Civil 3D 2016, 2da ed. Ing. Victor Franz Alcántara Portal.

Diseño Geométrico de Vías. John Jairo Agudelo Ospina (2002).

Especificaciones Generales de Construcción de Caminos, Calles y Puentes, NIC 2018. Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial (2011). Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA 3ª. Edición, 2011)

Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos. Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA, 2002).

Manual de Carreteras. Ing. Eduardo Castelán Sayago.

Manual de Civil 3D aplicado a proyectos viales. Wilson Ernesto Vargas
Vargas, Mario Arturo Rincón Villalba.

Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras. Dirección General de Servicios Técnicos (2016).

Manual para la Revisión de Diseños Geométricos. Ministerio de Transporte e Infraestructura (2008).

Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos. Ministerio de Transporte e Infraestructura (2008).

Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta Edición. Crespo Villalaz.

Monografía Diseño Geométrico del Tramo Empalme Nejapa - Santa Ana aplicando el software Civil 3D. Ing. Iván Alberto Argüello, Ing. Zenia María Núñez.

Red Vial de Nicaragua (2012). Ministerio de Transporte e Infraestructura.

Soil Mechanics and foundations, 3ª Edición, Muni Budhu.

ANEXOS

ANEXO A. ESTUDIO DE TRÁNSITO

Tabla 55: Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, Pt=2.

Carga p/eje (kips) ⁶	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
8	0.03	0.035	0.036	0.033	0.031	0.029
10	0.075	0.085	0.090	0.085	0.079	0.076
12	0.165	0.177	0.189	0.183	0.174	0.168
14	0.325	0.338	0.354	0.350	0.338	0.331
16	0.589	0.598	0.613	0.612	0.603	0.596
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	113.	108.	97.	86.	81.	82.

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 3, Pág.6.

Tabla 56: Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, Pt=2.

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002
10	0.007	0.008	0.008	0.007	0.006	0.006
12	0.013	0.016	0.016	0.014	0.013	0.012
14	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
16	0.041	0.048	0.050	0.046	0.042	0.040
18	0.066	0.077	0.081	0.075	0.069	0.066
20	0.103	0.117	0.124	0.117	0.109	0.105
22	0.156	0.171	0.183	0.174	0.164	0.158
24	0.227	0.244	0.260	0.252	0.239	0.231
26	0.322	0.340	0.360	0.353	0.338	0.329
28	0.447	0.465	0.487	0.481	0.466	0.455
30	0.607	0.623	0.646	0.643	0.627	0.617
32	0.810	0.823	0.843	0.842	0.829	0.819
34	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83
50	6.15	5.99	5.64	5.44	5.56	5.77
52	7.37	7.16	6.71	6.43	6.56	6.83
54	8.77	8.51	7.93	7.55	7.69	8.03
56	10.4	10.1	9.3	8.8	9.0	9.4
58	12.2	11.8	10.9	10.3	10.4	10.9
60	14.3	13.8	12.7	11.9	12.0	12.6
62	16.6	16.0	14.7	13.7	13.8	14.5
64	19.3	18.6	17.0	15.8	15.8	16.6
66	22.2	21.4	19.6	18.0	18.0	18.9
68	25.5	24.6	22.4	20.6	20.5	21.5
70	29.2	28.1	25.6	23.4	23.2	24.3
72	33.3	32.0	29.1	26.5	26.2	27.4
74	37.8	36.4	33.0	30.0	29.4	30.8
76	42.8	41.2	37.3	33.8	33.1	34.5
78	48.4	46.5	42.0	38.0	37.0	38.6
80	54.4	52.3	47.2	42.5	41.3	43.0
82	61.1	58.7	52.9	47.6	46.0	47.8
84	68.4	65.7	59.2	53.0	51.2	53.0
86	76.3	73.3	66.0	59.0	56.8	58.6
88	85.0	81.6	73.4	65.5	62.8	64.7
90	94.4	90.6	81.5	72.6	69.4	71.3

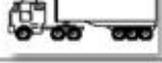
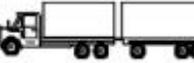
Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002 Capítulo 3, Pág.7.

Tabla 57: Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, Pt=2

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
8	0.0009	0.0010	0.0009	0.0008	0.0007	0.0007
10	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
12	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003
14	0.006	0.007	0.007	0.006	0.006	0.005
16	0.010	0.012	0.012	0.010	0.009	0.009
18	0.016	0.019	0.019	0.017	0.015	0.015
20	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
22	0.034	0.042	0.042	0.038	0.035	0.034
24	0.049	0.058	0.060	0.055	0.051	0.048
26	0.068	0.080	0.083	0.077	0.071	0.068
28	0.093	0.107	0.113	0.105	0.098	0.094
30	0.125	0.140	0.149	0.140	0.131	0.126
32	0.164	0.182	0.194	0.184	0.173	0.167
34	0.213	0.233	0.248	0.238	0.225	0.217
36	0.273	0.294	0.313	0.303	0.288	0.279
38	0.346	0.368	0.390	0.381	0.364	0.353
40	0.434	0.456	0.481	0.473	0.454	0.443
42	0.538	0.560	0.587	0.580	0.561	0.548
44	0.662	0.682	0.710	0.705	0.686	0.673
46	0.807	0.825	0.852	0.849	0.831	0.818
48	0.976	0.992	1.015	1.014	0.999	0.987
50	1.17	1.18	1.20	1.20	1.19	1.18
52	1.40	1.40	1.42	1.42	1.41	1.40
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.95	1.93	1.93	1.94	1.94
58	2.29	2.27	2.24	2.23	2.25	2.27
60	2.67	2.64	2.59	2.57	2.60	2.63
62	3.10	3.05	2.98	2.95	2.99	3.04
64	3.59	3.53	3.41	3.37	3.42	3.49
66	4.13	4.05	3.89	3.83	3.90	3.99
68	4.73	4.63	4.43	4.34	4.42	4.54
70	5.40	5.28	5.03	4.90	5.00	5.15
72	6.15	6.00	5.68	5.52	5.63	5.82
74	6.97	6.79	6.41	6.20	6.33	6.56
76	7.88	7.67	7.21	6.94	7.08	7.36
78	8.88	8.63	8.09	7.75	7.90	8.23
80	9.98	9.69	9.05	8.63	8.79	9.18
82	11.2	10.8	10.1	9.6	9.8	10.2
84	12.5	12.1	11.2	10.6	10.8	11.3
86	13.9	13.5	12.5	11.8	11.9	12.5
88	15.5	15.0	13.8	13.0	13.2	13.8
90	17.2	16.6	15.3	14.3	14.5	15.2

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002 Capítulo 3, Pág.8.

Tabla 58: Diagrama de Cargas Permisibles.

TIPO DE VEHICULOS	ESQUEMAS DE VEHICULOS	PESO MAXIMO AUTORIZADO						Peso Máximo Total (1) Ton - Met.
		1er. Eje	2do. Eje	3er. Eje	4to. Eje	5to. Eje	6to. Eje	
C2		5.00	10.00					15.00
C3		5.00	16.50					21.50
			8.25	8.25				
C4		5.00	20.00					25.00
			6.67	6.66	6.66			
T2-S1		5.00	9.00	9.00				23.00
T2-S2		5.00	9.00	16.00				30.00
				8.00	8.00			
T2-S3		5.00	9.00	20.00				34.00
				6.67	6.66	6.66		
T3-S1		5.00	16.00		9.00			30.00
			8.00	8.00				
T3-S2		5.00	16.00		16.00			37.00
			8.00	8.00	8.00	8.00		
T3-S3		5.00	16.00		20.00			41.00
			8.00	8.00	6.67	6.66	6.66	
C2-R2		4.50	9.00	4.0 a	4.0 a			21.50
		4.50	9.00	6.5 b	6.5 b			26.50
C3-R2		5.00	16.00		4.0 a	4.0 a		29.00
		5.00	8.00	8.00	6.5 b	6.5 b		34.00
C3-R3		5.00	16.00		4.0 a	5.0 a	5.0 a	35.00
		5.00	8.0 b	8.0 b	6.5 b	5.0 b	5.0 b	37.50

NOTA: El peso máximo permisible será el menor entre el especificado por el fabricante y el contenido en esta columna.

a : Eje sencillo llanta sencilla.

b : Eje sencillo llanta doble.

Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura (2015).

Tabla 59: Diagrama de cargas permisibles de vehículos livianos.

Tipo de vehículo		Peso por ejes en toneladas	Peso por eje en libras
Automóvil		1 / 1	2200 / 2200
Jeep		1 / 1	2200 / 2200
Camioneta		1 / 2	2200 / 4400
Microbús (15 pasajeros)		2 / 4	4400 / 8800
Minibús (12-30 pasajeros)		4 / 8	8800 / 17600
C2 liviano		4 / 8	8800/ 17600
Bus=C2		5 / 10	11000 / 22000
V C		4 / 6.4	8800/14000

Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura.

ANEXO B. DISEÑO GEOMÉTRICO.

Tabla 60: Valores de diseño para sobreebanco en curvas de carreteras (Dos carriles, una o dos vías).

Radio de Curva	Ancho de Calzada = 7.20 m						Ancho de Calzada = 6.60 m						Ancho de Calzada = 6.00 m					
	Velocidad de Diseño (KPH)						Velocidad de Diseño (KPH)						Velocidad de Diseño (KPH)					
	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100
3000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6
2500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7
1500	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.6	0.6	0.7	0.7	0.7	0.7
1000	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8
900	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9
800	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9
700	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0
600	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0
500	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1
400	0.4	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.2
300	0.5	0.6	0.6	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4	1.4
250	0.6	0.7	0.8	0.8	0.9		0.9	1.0	1.1	1.1	1.2		1.2	1.3	1.4	1.4	1.5	
200	0.8	0.9	1.0	1.0			1.1	1.2	1.3	1.6			1.4	1.5	1.6	1.6		
150	1.1	1.2	1.3	1.3			1.4	1.5	1.6	1.6			1.7	1.8	1.9	1.9		
140	1.2	1.3					1.5	1.6					1.8	1.9				
130	1.3	1.4					1.6	1.7					1.9	2.0				
120	1.4	1.5					1.7	1.8					2.0	2.1				
110	1.5	1.6					1.8	1.9					2.1	2.2				
100	1.6	1.7					1.9	2.0					2.2	2.3				
90	1.8						2.1						2.4					
80	2.0						2.3						2.6					
70	2.3						2.6						2.9					

NOTA: Los valores mostrados son para vehículo de diseño WB-15
 Valores menores de 0.60 pueden ser despreciados
 Para carretera de 3 carriles, multiplique los valores indicados por 1.5
 Para carretera de 4 carriles, multiplique los valores indicados por 2

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Capítulo 3, Pág.111.

Tabla 61: Valores de diseño para sobreancho en curvas de carreteras (Dos carriles, una o dos vías).

Radio de Curva (m)	VEHÍCULO DE DISEÑO						
	SU	WB-12	WB-19	WB-20	WB-20D	WB-30T	WB-30T
3000	-0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
2500	-0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
2000	0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
1500	-0.4	-0.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1000	-0.4	-0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.2
900	-0.4	-0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.2
800	-0.4	-0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.2
700	-0.4	-0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.3
600	-0.5	-0.4	0.1	0.1	0.0	0.1	0.3
500	-0.5	-0.4	0.1	0.2	0.0	0.1	0.4
400	-0.5	-0.4	0.2	0.2	0.0	0.1	0.5
300	-0.6	-0.5	0.2	0.3	-0.1	0.1	0.6
250	-0.7	-0.5	0.2	0.3	-0.1	0.1	0.8
200	-0.8	-0.6	0.3	0.4	-0.1	0.2	1.0
150	-0.9	-0.7	0.4	0.6	-0.1	0.2	1.3
140	-0.9	-0.7	0.4	0.6	-0.1	0.2	1.4
130	-1.0	-0.7	0.5	0.6	-0.2	0.2	1.5
120	-1.1	-0.8	0.5	0.7	-0.2	0.3	1.6
110	-1.1	-0.8	0.6	0.8	-0.2	0.3	1.7
100	-1.2	-0.9	0.6	0.8	-0.2	0.3	1.9
90	-1.3	-0.9	0.7	0.9	-0.2	0.3	2.1
80	-1.4	-1.0	0.8	1.1	-0.2	0.4	2.4
70	-1.6	-1.1	0.9	1.2	-0.3	0.5	2.8

NOTA: Los ajustes se aplican por sumar o restar estos valores a los indicados en la Tabla B.1
 Los ajustes dependerán únicamente del radio y del vehículo de diseño: son independientes del ancho de rodadura y de la velocidad de diseño.

Para carretera de 3 carriles, multiplique los valores indicados por 1.5

Para carretera de 4 carriles, multiplique los valores indicados por 2

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, SIECA, 3ª Edición, 2011, Capítulo 3, Pág 112.

Tabla 62: Resumen de resultados de curvas horizontales.

No de Curva	Est. PI (m)	Radio (m)	ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR			ESTACIONAMIENTOS DE LAS CURVA		Peralte calculado (%)	Peralte a usar (%)	Sobreancho calculado (m)	Sobreancho a usar(m)	Longitud de transición (LT)	Distancia de Bombeo (N)
			Δ (G, mi, seg)	Tangente (m)	Longitud de la curva (m)	PC	PT						
C-01	0+043.49	220	4.198	8.063	16.119	0+035.43	0+051.54	7.56	7.6	1.01	1.01	38.26	10.13
C-02	0+651.24	115	26.8592	27.46	53.91	0+623.78	0+677.69	9.93	9.9	1.35	1.35	50.28	10.13
C-03	0+718.18	115	6.377	6.406	12.799	0+711.78	0+724.58	9.93	9.9	1.35	1.35	50.28	10.13
C-04	0+836.72	115	26.9437	27.549	54.08	0+809.17	0+863.25	9.93	9.9	1.35	1.35	50.28	10.13
C-05	1+045.13	150	3.2693	4.28	8.559	1+040.85	1+049.41	5.91	5.9	1.03	1.03	24.39	8.25
C-06	1+213.35	50	28.3902	12.647	24.775	1+200.70	1+225.47	9.57	9.6	1.87	1.87	39.49	8.25
C-07	1+349.34	150	4.0541	5.309	10.614	1+344.04	1+354.65	5.91	5.9	1.03	1.03	24.39	8.25
C-08	1+611.91	150	4.6183	6.049	12.091	1+605.86	1+617.95	5.91	5.9	1.03	1.03	24.39	8.25
C-09	1+721.18	160	13.417	18.82	37.467	1+702.36	1+739.83	5.69	5.7	1.00	1.00	23.46	8.25
C-10	1+835.56	45	47.1839	19.652	37.058	1+815.91	1+852.96	9.82	9.8	2.01	2.01	40.50	8.25
C-11	2+235.98	150	46.3176	64.162	121.259	2+171.82	2+293.08	5.91	5.9	1.03	1.03	24.39	8.25
C-12	2+415.95	100	19.9325	17.572	34.789	2+398.38	2+433.17	7.23	7.2	1.25	1.25	29.80	8.25
C-13	2+523.34	350	9.7398	29.82	59.497	2+493.52	2+553.02	3.13	3.1	0.74	0.74	12.93	8.25
C-14	2+689.87	100	28.7612	25.64	50.198	2+664.23	2+714.43	7.23	7.2	1.25	1.25	29.80	8.25
C-15	2+894.94	80	23.7796	16.844	33.203	2+878.10	2+911.30	8.00	8.0	1.41	1.41	33.02	8.25
C-16	2+982.53	100	11.0373	9.662	19.264	2+972.87	2+992.13	7.23	7.2	1.25	1.25	29.80	8.25
C-17	3+066.43	100	28.586	25.477	49.892	3+040.96	3+090.85	7.23	7.2	1.25	1.25	29.80	8.25
C-18	3+236.70	450	11.2722	44.409	88.532	3+192.29	3+280.82	2.51	2.5	0.69	0.69	10.37	8.25
C-19	3+369.59	100	17.1162	15.049	29.873	3+354.54	3+384.42	7.23	7.2	1.25	1.25	29.80	8.25
C-20	3+519.41	200	9.7853	17.12	34.157	3+502.29	3+536.45	3.14	3.1	0.67	0.67	11.48	7.31
C-21	3+599.07	250	13.6506	29.923	59.562	3+569.15	3+628.71	2.59	2.6	0.61	0.61	9.46	7.31
C-22	3+743.34	25	47.3976	10.974	20.681	3+732.37	3+753.05	9.66	9.7	2.55	2.55	35.31	7.31
C-23	3+790.45	20	29.7723	5.316	10.393	3+785.13	3+795.53	10.00	10.0	3.10	3.10	36.55	7.31
C-24	3+870.31	20	60.4031	11.641	21.085	3+858.67	3+879.75	10.00	10.0	3.10	3.10	36.55	7.31
C-25	3+923.07	20	25.6509	4.553	8.954	3+918.51	3+927.47	10.00	10.0	3.10	3.10	36.55	7.31

No de Curva	Est. PI (m)	Radio (m)	ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR			ESTACIONAMIENTOS DE LAS CURVA		Peralte calculado (%)	Peralte a usar (%)	Sobreancho calculado (m)	Sobreancho a usar (m)	Longitud de transición (LT)	Distancia de Bombeo (N)
			Δ (G, m, seg)	Tangente (m)	Longitud de la curva (m)	PC	PT						
C-26	3+981.11	50	49.0923	22.835	42.841	3+958.27	4+001.11	7.47	7.5	1.47	1.47	27.30	7.31
C-27	4+162.95	300	14.8918	39.208	77.973	4+123.75	4+201.72	2.20	2.2	0.58	0.58	8.03	7.31
C-28	4+337.54	50	16.1569	7.097	14.1	4+330.44	4+344.54	7.47	7.5	1.47	1.47	27.30	7.31
C-29	4+385.89	30	33.4083	9.003	17.493	4+376.89	4+394.38	9.15	9.2	2.19	2.19	33.46	7.31
C-30	4+466.58	20	128.307	41.286	44.788	4+425.29	4+470.08	10.00	10.0	3.10	3.10	36.55	7.31
C-31	4+515.11	30	50.2618	14.073	26.317	4+501.03	4+527.35	9.15	9.2	2.19	2.19	33.46	7.31
C-32	4+577.78	40	33.8531	12.173	23.634	4+565.61	4+589.24	8.20	8.2	1.74	1.74	29.99	7.31
C-33	4+632.82	20	37.7364	6.835	13.172	4+625.99	4+639.16	10.00	10.0	3.10	3.10	36.55	7.31
C-34	4+687.18	50	16.0048	7.029	13.967	4+680.15	4+694.12	9.57	9.6	1.47	1.47	39.49	8.25
C-35	4+730.57	80	6.329	4.423	8.837	4+726.15	4+734.99	8.00	8.0	1.07	1.07	33.02	8.25
C-36	4+870.50	400	13.7873	48.36	96.254	4+822.14	4+918.40	2.79	2.8	0.53	0.53	11.51	8.25
C-37	4+991.78	50	37.9335	17.184	33.103	4+974.60	5+007.70	9.57	9.6	1.47	1.47	39.49	8.25
C-38	5+069.77	50	28.2976	12.604	24.694	5+057.17	5+081.86	9.57	9.6	1.47	1.47	39.49	8.25
C-39	5+135.56	120	15.2046	16.016	31.844	5+119.55	5+151.39	6.63	6.6	0.84	0.84	27.36	8.25
C-40	5+230.68	300	16.4445	43.35	86.103	5+187.33	5+273.43	3.57	3.6	0.58	0.58	14.72	8.25
C-41	5+395.36	200	5.8524	10.223	20.429	5+385.13	5+405.56	4.89	4.9	0.67	0.67	20.19	8.25
C-42	5+466.35	120	18.0422	19.051	37.788	5+447.30	5+485.08	6.63	6.6	0.84	0.84	27.36	8.25
C-43	5+612.59	100	32.4356	29.086	56.611	5+583.51	5+640.12	7.23	7.2	0.93	0.93	29.80	8.25
C-44	5+690.09	150	10.79	14.166	28.248	5+675.93	5+704.18	5.91	5.9	0.76	0.76	24.39	8.25
C-45	5+761.91	100	20.3366	17.936	35.494	5+743.98	5+779.47	7.23	7.2	0.93	0.93	29.80	8.25
C-46	5+852.48	120	26.6	28.367	55.711	5+824.12	5+879.83	6.63	6.6	0.84	0.84	27.36	8.25
C-47	5+947.51	50	21.4358	9.464	18.706	5+938.04	5+956.75	9.57	9.6	1.47	1.47	39.49	8.25
C-48	6+027.42	70	24.7916	15.385	30.289	6+012.03	6+042.32	8.48	8.5	1.16	1.16	34.99	8.25
C-49	6+098.33	100	13.9371	12.223	24.325	6+086.10	6+110.43	7.19	7.2	0.93	0.93	29.64	8.25
C-50	6+167.32	130	22.8837	26.311	51.922	6+141.01	6+192.93	6.39	6.4	0.81	0.81	26.35	8.25

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO C. PLANOS.

ANEXO D. ESTUDIO DE SUELOS

Tabla 63: Resultados de los ensayos de los sondeos de línea.

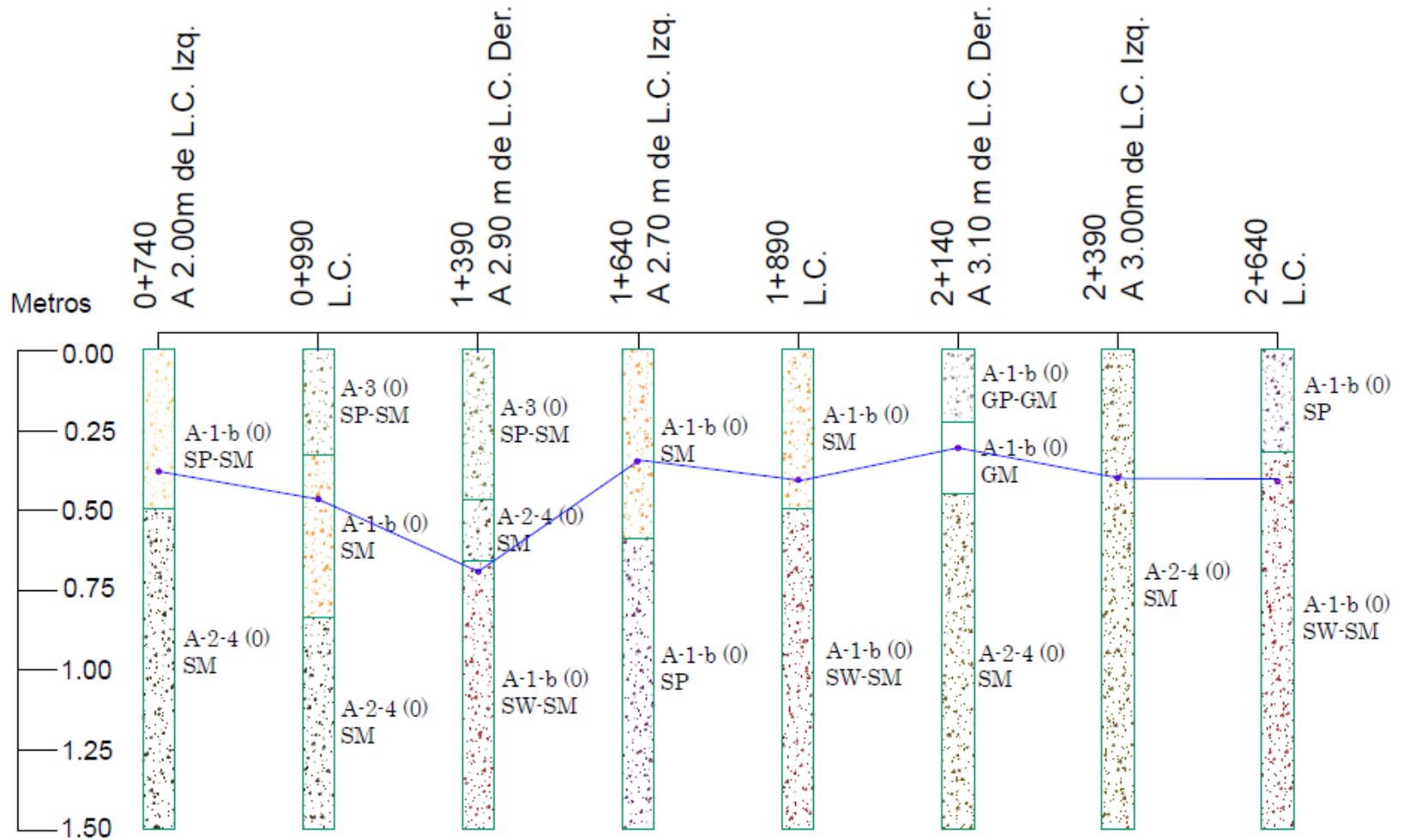
Sondeo	Muestra	Estacionamiento	Profundidad en cm	Humedad natural	% que pasa por el tamiz						Clasificación H.R.B	%Tamaño			Descripción	
					3/4"	1/2"	3/8"	No.4	No.10	No.40		No.200	G	S		F
1	1	0+740 a 3.00m de L.C. Izquierda	0-26	10	100	99	96	88	79	43	5	A-1-b (0)	12	83	5	Arena pobremente gradada con limos negra (SP-SM)
	2		26-50	17	100	99	92	66	61	39	10	A-1-b (0)	34	56	10	Arena pobremente gradada con limos y grava café oscura (SP-SM)
	3		50-150	28	100	99	98	89	83	59	20	A-2-4 (0)	11	69	20	Arena limosa café (SM)
2	1	0+990 Línea Central	0-33	11	100	99	98	91	86	55	10	A-3 (0)	9	81	10	Arena pobremente gradada con limos negra (SP-SM)
	2		33-84	20	100	99	97	86	77	48	19	A-1-b (0)	14	67	19	Arena limosa café oscura (SM)
	3		84-150	25	100	99	96	89	82	57	28	A-2-4 (0)	11	61	28	Arena limosa café oscura (SM)
3	1	1+390 a 2.90m de L.C. Derecha	0-47	16	99	98	98	90	85	67	8	A-3 (0)	10	82	8	Arena pobremente gradada con limos negra (SP-SM)
	2		47-66	20	99	98	97	85	75	51	18	A-2-4 (0)	15	67	18	Arena limosa con grava café (SM)
	3		66-150	13	100	99	98	93	81	37	7	A-1-b (0)	7	86	7	Arena bien gradada con limos café oscura (SW-SM)
4	1	1+640 a 2.70m de L.C. Izquierda	0-59	29	96	93	90	71	66	50	16	A-1-b (0)	29	55	16	Arena limosa con grava negra (SM)
	2		59-150	20	100	100	99	91	73	6	2	A-1-b (0)	9	89	2	Arena pobremente gradada negra azulada (SP)
5	1	1+890 Línea Central	0-50	22	89	86	84	66	64	38	13	A-1-b (0)	34	53	13	Arena limosa con grava rojiza (SM)
	2		50-90	29	100	100	100	96	81	28	8	A-1-b (0)	4	88	8	Arena bien gradada con limos café oscura (SW-SM)
	3		90-150	16	100	99	99	94	89	35	8	A-1-b (0)	6	86	8	Arena bien gradada con limos negra azulada (SW-SM)
6	1	2+140 a 3.10m de L.C. Derecha	0-23	22	90	84	78	50	45	37	9	A-1-b (0)	50	41	9	Grava pobremente gradada con limos y arena café clara (GP-GM)
	2		23-45	23	92	84	79	50	45	38	14	A-1-b (0)	50	36	14	Grava limosa con arena café (GM)
	3		45-150	18	99	96	93	77	73	57	18	A-2-4 (0)	23	59	18	Arena limosa con grava negra azulada (SM)

Sondeo	Muestra	Estacionamiento	Profundidad en cm	Humedad natural	% que pasa por el tamiz						Clasificación H.R.B	%Tamaño			Descripción	
					3/4"	1/2"	3/8"	No.4	No.10	No.40		No.200	G	S		F
7	1	2+390 a 3.00m de L.C. Izquierda	0-92	21	98	97	95	81	75	65	30	A-2-4 (0)	19	51	30	Arena limosa con grava café (SM)
	2		92-150	20	100	99	98	94	92	82	33	A-2-4 (0)	6	61	33	Arena limosa café oscura (SM)
8	1	2+640 Línea Central	0-32	15	100	99	98	88	64	13	4	A-1-b (0)	12	84	4	Arena pobremente gradada café (SP)
	2		32-78	20	100	99	98	88	72	24	7	A-1-b (0)	12	81	7	Arena bien gradada con limos negra azulada (SW-SM)
	3		78-150	22	100	100	98	85	62	12	3	A-1-b (0)	15	82	3	Arena bien gradada con limos y grava negra (SW-SM)
9	1	2+890 a 2.80m de L.C. Derecha	0-24	24	91	81	75	38	33	25	8	A-1-a (0)	62	30	8	Grava pobremente gradada con limos y arena café clara (GP-GM)
	2		24-43	19	98	93	90	70	63	43	17	A-1-b (0)	30	53	17	Arena limosa con grava café (SM)
	3		43-150	22	100	99	99	90	72	20	9	A-1-b (0)	10	81	9	Arena bien gradada con limos
10	1	3+140 a 2.90m de L.C. Izquierda	0-28	8	100	100	99	95	89	62	14	A-2-4 (0)	5	81	14	Arena limosa café (SM)
	2		28-150	17	100	99	97	88	85	71	28	A-2-4 (0)	12	60	28	Arena limosa café oscura (SM)
11	1	3+390 Línea Central	0-70	15	98	92	89	68	65	41	14	A-1-b (0)	32	54	14	Arena limosa con grava negra azulada (SM)
	2		70-150	15	98	92	88	68	65	37	11	A-1-b (0)	32	57	11	Arena pobremente gradada con
12	1	3+640 a 3.10m de L.C. Derecha	0-30	21	100	99	97	88	82	67	27	A-2-4 (0)	12	61	27	Arena limosa café (SM)
	2		30-150	20	100	100	99	87	64	19	7	A-1-b (0)	13	80	7	Arena bien gradada con limos café azulada (SW-SM)
13	1	3+890 a 2.90m de L.C. Izquierda	0-41	21	100	93	88	61	60	47	15	A-1-b (0)	39	46	15	Arena limosa con grava café oscura (SM)
	2		41-150	10	100	96	94	81	80	57	14	A-2-4 (0)	19	67	14	Arena limosa con grava café oscura (SM)
14	1	4+140 Línea Central	0-30	11	99	96	94	80	70	54	28	A-2-4 (0)	20	52	28	Arena limosa con grava café (SM)
	2		30-150	19	94	86	83	61	58	47	18	A-2-4 (0)	39	43	18	Arena limosa con grava café (SM)

Sondeo	Muestra	Estacionamiento	Profundidad en cm	Humedad natural	% que pasa por el tamiz							Clasificación H.R.B	%Tamaño			Descripción
					3/4"	1/2"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200		G	S	F	
15	1	4+390 a 2.80m de L.C. Derecha	0-41	15	97	90	87	63	63	59	24	A-2-4 (0)	37	39	24	Arena limosa con grava café (SM)
	2		41-150	12	97	96	95	79	75	66	30	A-2-4 (0)	21	49	30	Arena limosa con grava café (SM)
16	1	4+640 a 3.00m de L.C. Derecha	0-30	18	100	100	97	88	87	78	32	A-2-4 (0)	12	56	32	Arena limosa café rojizo (SM)
	2	de L.C. Izquierda	30-150	28	98	96	95	84	82	71	33	A-2-4 (0)	16	51	33	Arena limosa con grava rojiza (SM)
17	1	4+890 Línea Central	0-50	13	99	95	92	75	66	51	21	A-2-4 (0)	25	54	21	Arena limosa con grava café (SM)
	2		50-150	16	97	94	91	73	71	63	14	A-2-4 (0)	27	59	14	Arena limosa con grava café (SM)
18	1	5+140 a 2.70m de L.C. Derecha	0-20	11	97	94	91	73	71	63	14	A-2-4 (0)	27	59	14	Arena limosa con grava café (SM)
	2		20-150	32	98	96	94	74	71	66	49	A-4 (0)	26	25	49	Grava limosa con arena café (GM)
19	1	5+390 a 3.10 de L.C. Izquierda	0-28	18	99	82	76	41	34	28	10	A-1-a (0)	59	31	10	Grava pobremente gradada con
	2		28-52	13	96	88	82	52	44	39	10	A-1-b (0)	48	42	10	Grava pobremente gradada con
	3		52-150	24	100	96	95	78	76	68	23	A-2-4 (0)	22	55	23	Arena limosa con grava rojiza (SM)
20	1	5+640 Línea Central	0-24	18	100	100	100	93	91	81	24	A-2-4 (0)	7	69	24	Arena limosa rojiza (SM)
	2		24-150	15	100	100	100	99	95	82	24	A-2-4 (0)	1	75	24	Arena limosa café (SM)
21	1	5+890 a 2.80m de L.C. Derecha	0-70	22	100	100	100	83	80	71	39	A-4 (0)	17	44	39	Arena limosa con grava rojiza (SM)
	2		70-150	32	100	100	99	96	92	80	42	A-4 (0)	4	54	42	Arena limosa rojiza (SM)

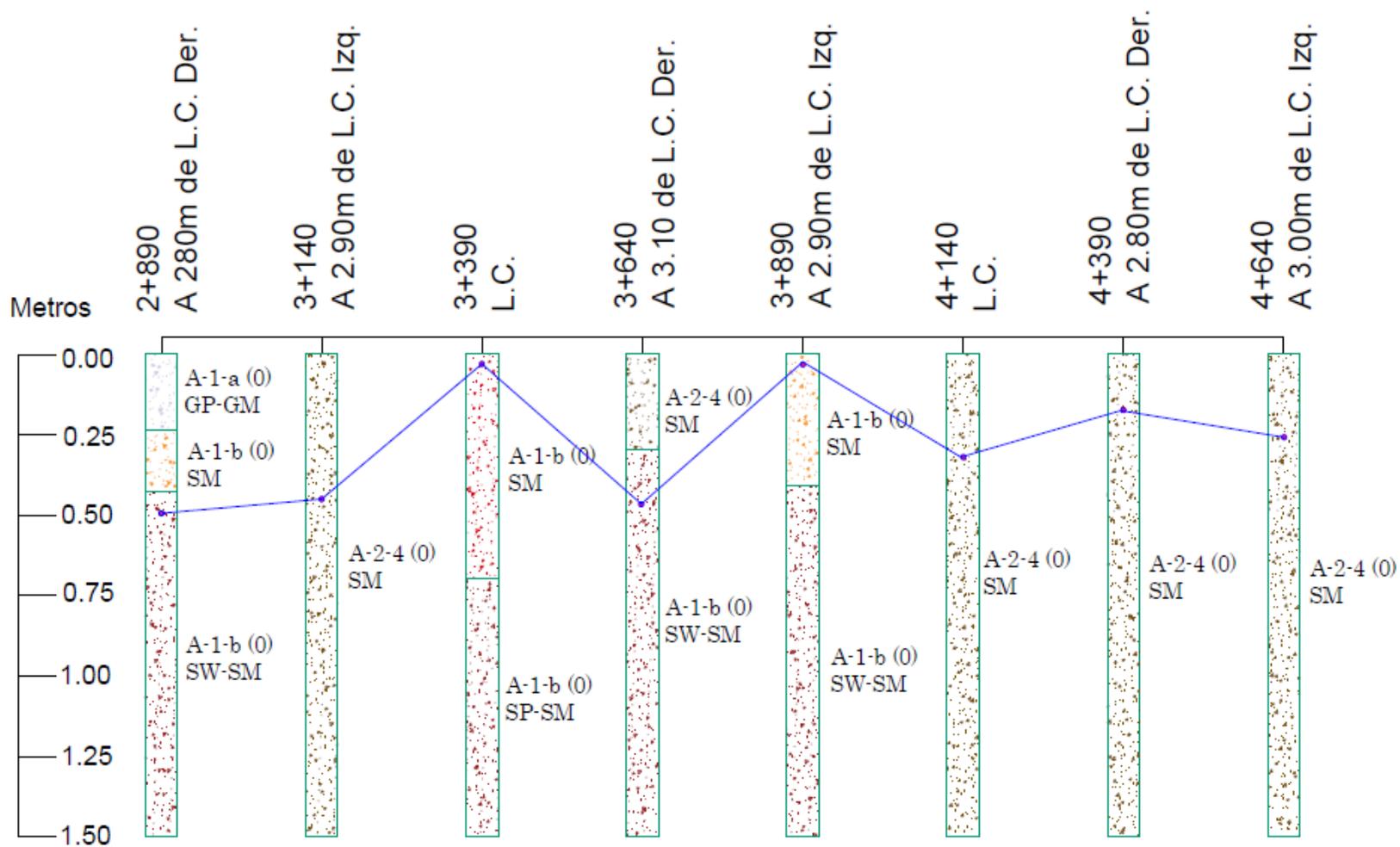
Fuente: Elaboración propia.

Figura 32: Estratigrafía del tramo en estudio, Est. 0+740 a 2+640.



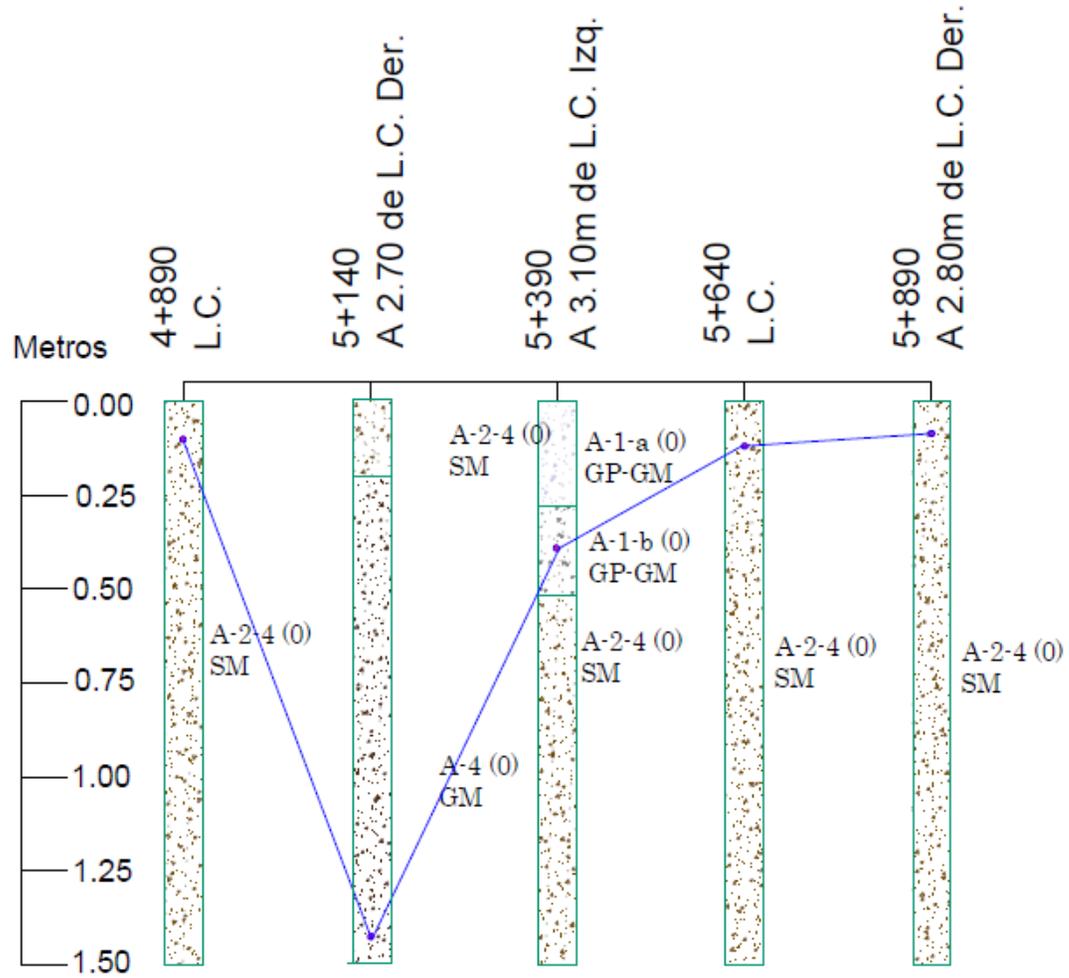
Fuente: Elaboración propia.

Figura 33: Estratigrafía del tramo en estudio, Est. 2+890 a 4+640.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 34: Estratigrafía del tramo en estudio, Est. 4+890 a 5+890



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64: Ensaye de CBR suelo tipo A-1-b, energía de compactación = 10 golpes.

Penetración		Esfuerzo del suelo ensayado				Esfuerzo patrón (psi)	CBR
mm	pulg	Lectura de carga	Factor	Carga (lbs)	Esfuerzo (psi)		
0.64	0.025	2	51.95	103.9	34.80		
1.27	0.05	3	51.95	155.85	52.19		
1.91	0.075	5	51.95	259.75	86.99		
2.54	0.1	6	51.95	311.7	104.39	1000	10
3.81	0.15	9	51.95	467.55	156.58		
5.08	0.2	11	51.95	571.45	191.38	1500	13
6.35	0.25	13	51.95	675.35	226.17		
7.62	0.3	14	51.95	727.3	243.57	1900	13
10.16	0.4	18	51.95	935.1	313.16	2300	14
12.7	0.5	21	51.95	1090.95	365.35	2600	14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 65: Ensaye de CBR suelo tipo A-1-b, energía de compactación = 25 golpes.

Penetración		Esfuerzo del suelo ensayado				Esfuerzo patrón (psi)	CBR
mm	pulg	Lectura de carga	Factor	Carga (lbs)	Esfuerzo (psi)		
0.64	0.025	2	51.95	103.9	34.80		
1.27	0.05	4	51.95	207.8	69.59		
1.91	0.075	6	51.95	311.7	104.39		
2.54	0.1	9	51.95	467.55	156.58	1000	16
3.81	0.15	12	51.95	623.4	208.77		
5.08	0.2	15	51.95	779.25	260.97	1500	17
6.35	0.25	16	51.95	831.2	278.37		
7.62	0.3	19	51.95	987.05	330.56	1900	17
10.16	0.4	23	51.95	1194.85	400.15	2300	17
12.7	0.5	26	51.95	1350.7	452.34	2600	17

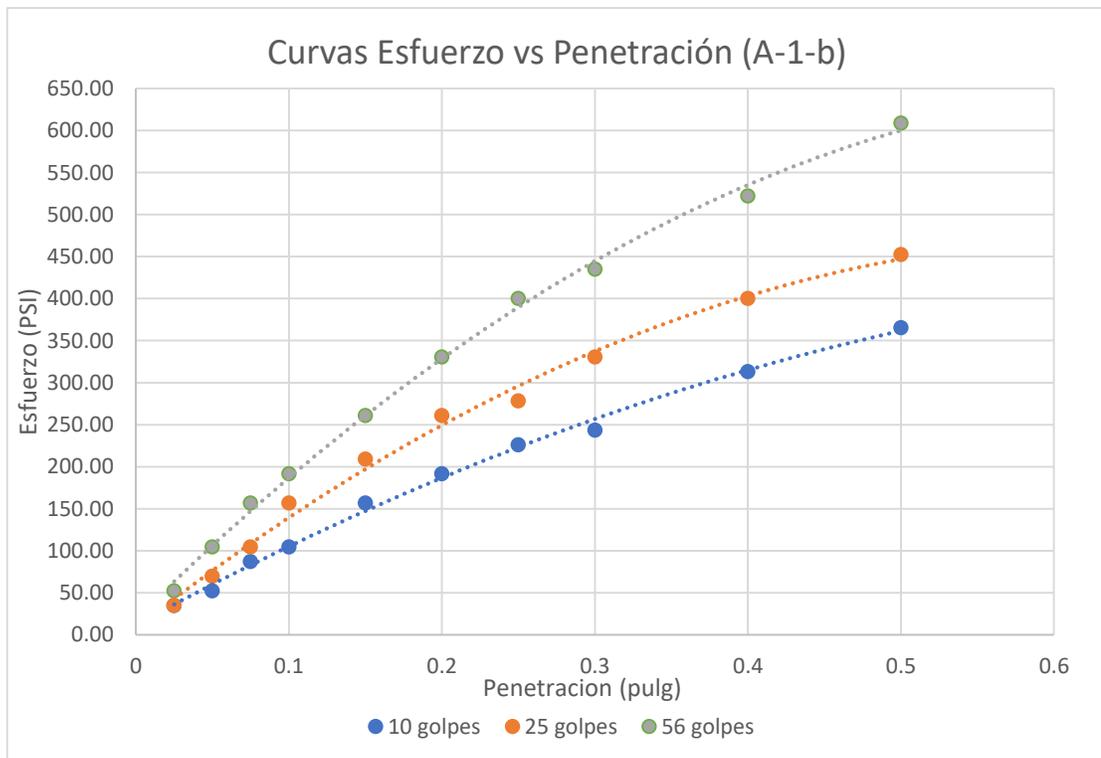
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 66: Ensaye de CBR suelo tipo A-1-b, energía de compactación = 56 golpes.

Penetración		Esfuerzo del suelo ensayado				Esfuerzo patrón (psi)	CBR
mm	pulg	Lectura de carga	Factor	Carga (lbs)	Esfuerzo (psi)		
0.64	0.025	3	51.95	155.85	52.19		
1.27	0.05	6	51.95	311.7	104.39		
1.91	0.075	9	51.95	467.55	156.58		
2.54	0.1	11	51.95	571.45	191.38	1000	19
3.81	0.15	15	51.95	779.25	260.97		
5.08	0.2	19	51.95	987.05	330.56	1500	22
6.35	0.25	23	51.95	1194.85	400.15		
7.62	0.3	25	51.95	1298.75	434.95	1900	23
10.16	0.4	30	51.95	1558.5	521.94	2300	23
12.7	0.5	35	51.95	1818.25	608.92	2600	23

Fuente: Elaboración propia.

Gráfica 20: Curva Esfuerzo vs Penetración, CBR de suelo A-1-b.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 67: Ensaye de CBR suelo tipo A-2-4, energía de compactación = 10 golpes.

Penetración		Esfuerzo del suelo ensayado				Esfuerzo patrón (psi)	CBR
mm	pulg	Lectura de carga	Factor	Carga (lbs)	Esfuerzo (psi)		
0.64	0.025	1	51.95	51.95	17.40		
1.27	0.05	2	51.95	103.9	34.80		
1.91	0.075	4	51.95	207.8	69.59		
2.54	0.1	4	51.95	207.8	69.59	1000	7
3.81	0.15	6	51.95	311.7	104.39		
5.08	0.2	6	51.95	311.7	104.39	1500	7
6.35	0.25	8	51.95	415.6	139.18		
7.62	0.3	10	51.95	519.5	173.98	1900	9
10.16	0.4	12	51.95	623.4	208.77	2300	9
12.7	0.5	15	51.95	779.25	260.97	2600	10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 68: Ensaye de CBR suelo tipo A-2-4, energía de compactación = 25 golpes.

Penetración		Esfuerzo del suelo ensayado				Esfuerzo patrón (psi)	CBR
mm	pulg	Lectura de carga	Factor	Carga (lbs)	Esfuerzo (psi)		
0.64	0.025	2	51.95	103.9	34.80		
1.27	0.05	4	51.95	207.8	69.59		
1.91	0.075	5	51.95	259.75	86.99		
2.54	0.1	6	51.95	311.7	104.39	1000	10
3.81	0.15	8	51.95	415.6	139.18		
5.08	0.2	10	51.95	519.5	173.98	1500	12
6.35	0.25	13	51.95	675.35	226.17		
7.62	0.3	14	51.95	727.3	243.57	1900	13
10.16	0.4	17	51.95	883.15	295.76	2300	13
12.7	0.5	21	51.95	1090.95	365.35	2600	14

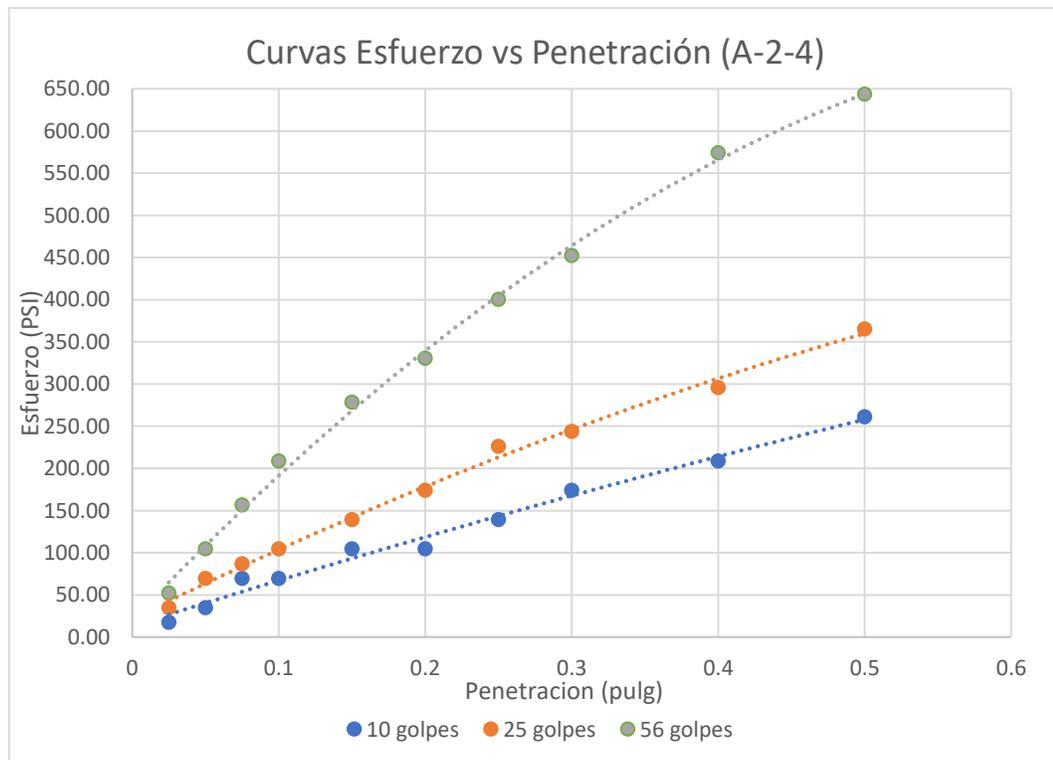
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69: Ensaye de CBR suelo tipo A-2-4, energía de compactación = 56 golpes.

Penetración		Esfuerzo del suelo ensayado				Esfuerzo patrón (psi)	CBR
mm	pulg	Lectura de carga	Factor	Carga (lbs)	Esfuerzo (psi)		
0.64	0.025	3	51.95	155.85	52.19		
1.27	0.05	6	51.95	311.7	104.39		
1.91	0.075	9	51.95	467.55	156.58		
2.54	0.1	12	51.95	623.4	208.77	1000	21
3.81	0.15	16	51.95	831.2	278.37		
5.08	0.2	19	51.95	987.05	330.56	1500	22
6.35	0.25	23	51.95	1194.85	400.15		
7.62	0.3	26	51.95	1350.7	452.34	1900	24
10.16	0.4	33	51.95	1714.35	574.13	2300	25
12.7	0.5	37	51.95	1922.15	643.72	2600	25

Fuente: Elaboración propia.

Gráfica 21: Curva Esfuerzo vs Penetración, CBR de suelo A-2-4.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 35: Agregado para sub base o base.

1003.08 Agregado para Capas de Subbase, Base o de Revestimientos Superficiales.	
(b) Agregados para Subbase o Base.	
Además de lo estipulado anteriormente en el Iniso (a), se deberá cumplir con lo siguiente:	
(1) Graduación.....	Cuadro 1003-6
(2) Límite Líquido, AASHTO T 89	25 máx.
(3) Índice de Plasticidad, AASHTO T 90	
a. Subbase.....	6 máx.
b. Base.....	0 máx. (NP)
(4) Desgaste Los Angeles, AASHTO T 96	
a. Subbase.....	40% máx.
b. Base.....	35% máx.
(5) CBR, AASHTO T-190	
a. Subbase, al 95% de Proctor Modificado (AASHTO T 180) y 4 días de saturación	30% mín.
b. Base, al 95% de Proctor Modificado (AASHTO T 180) y 4 días de saturación	80% mín.
(6) Equivalente de arena, AASHTO T-176	
a. Árido fino de base	25 mín.
(7) Deflexión dinámica (viga Benkelman)	
a. Subbase.....	250/100 mm máx.
b. Base	200/100 mm máx.
(8) Placa de carga (Módulo de Deformación)	
a. Subbase.....	80 MPa mín.
b. Base	120 MPa mín.

Fuente: Especificaciones Generales de Construcción de Caminos, Calles y Puentes, NIC 2018.

Figura 36: Materiales para Base Estabilizada con Cemento.

1003.22.04 Materiales Naturales para Base Estabilizada con Cemento.	
Los materiales a ser tratados deberán cumplir con los siguientes requisitos	
(1) Tamaño máximo, AASHTO T-27	40 mm
(2) % que pasa el tamiz de 0.075 mm, AASHTO T-27 y T 11	
a. Contenido mínimo	2 mín
b. Contenido máximo.....	35 máx
(3) Contenido de materia orgánica, AASHTO T-267	2,0% máx.
(4) Límite Líquido, AASHTO T 89	30 máx.
(5) Índice de Plasticidad, AASHTO T 90	15 máx.
(6) Desgaste Los Ángeles, AASHTO T 96	50% máx.
(7) CBR a 95% de AASHTO Modificado (AASHTO T 180) y 4 días de saturación. ..	mín. 30%
Después del tratamiento, el material deberá tener una resistencia última a la compresión de, por lo menos, 2100 kN/m ² , medida después de 7 días de curado y 7 días de saturación en el sitio, con mezcla compactada al 95% de AASHTO Modificada (AASHTO T 180) y el material tratado deberá tener un Índice de Plasticidad menor de 6.	

Fuente: Especificaciones Generales de Construcción de Caminos, Calles y Puentes, NIC 2018.

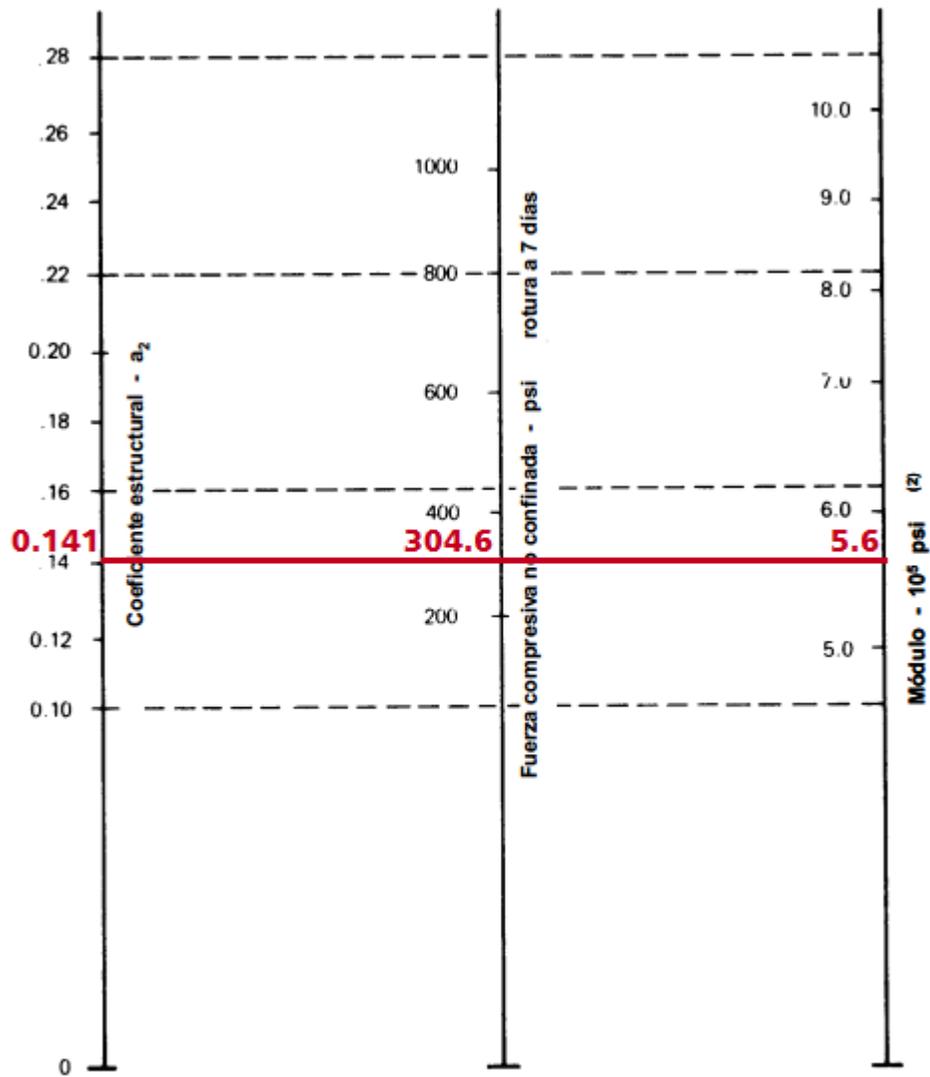
Figura 37: Ubicación del Banco de material "Don Denis".



Fuente: Maspme.es

**ANEXO E. DISEÑO DE
PAVIMENTO
ARTICULADO.**

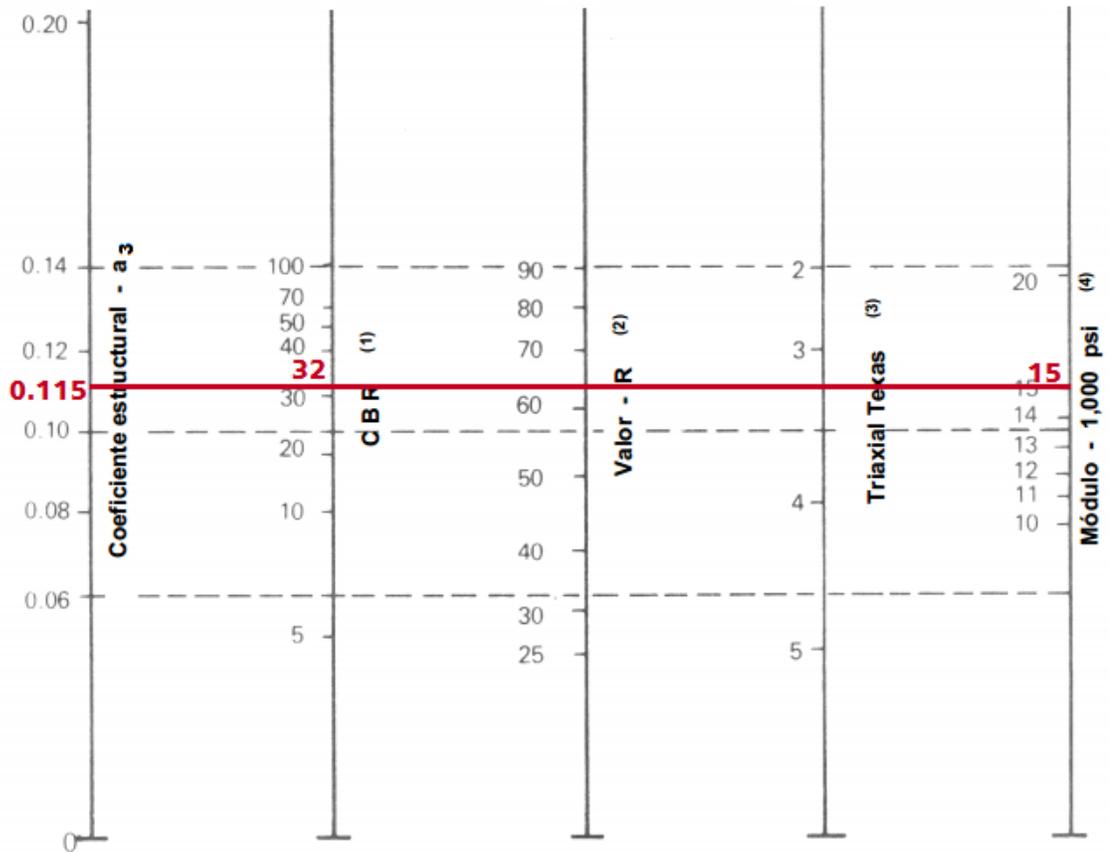
Figura 38: Variación en el coeficiente estructural de la capa de base estabilizada (a_2).



- 1) Escala derivada de los porcentajes obtenidos de las correlaciones de Illinois, Louisiana y Texas
 2) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág.16.

Figura 39: Variación del coeficiente estructural de la capa sub base (a₃).



- (1) Escala derivada de las correlaciones de Illinois
- (2) Escala derivada de las correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, New México y Wyoming
- (3) Escala derivada de las correlaciones de Texas
- (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

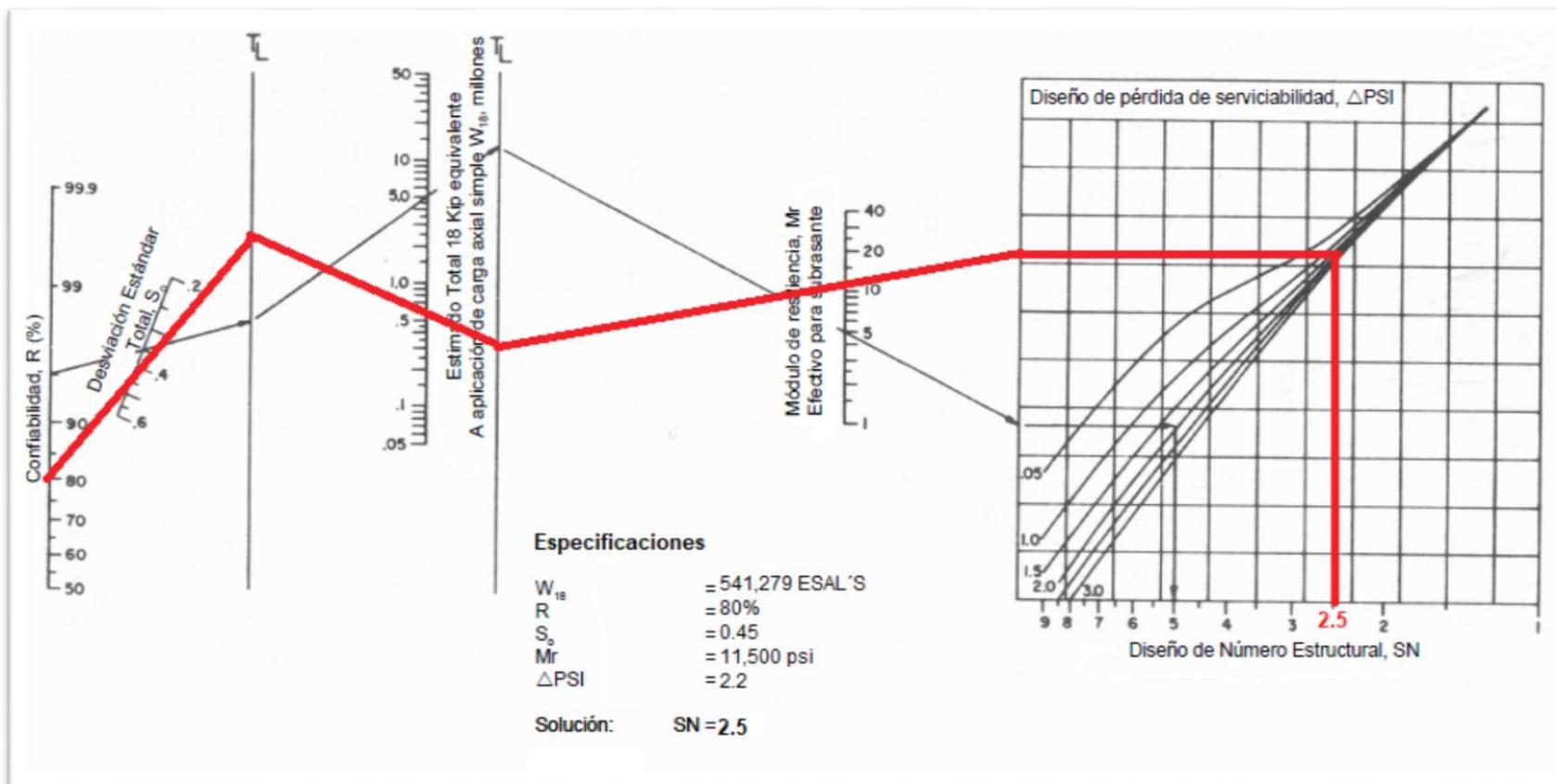
Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág 17.

Tabla 70: Valores de Z_r en función de la confiabilidad R.

Confiabilidad R, %	Desviación normal estándar Z_r
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

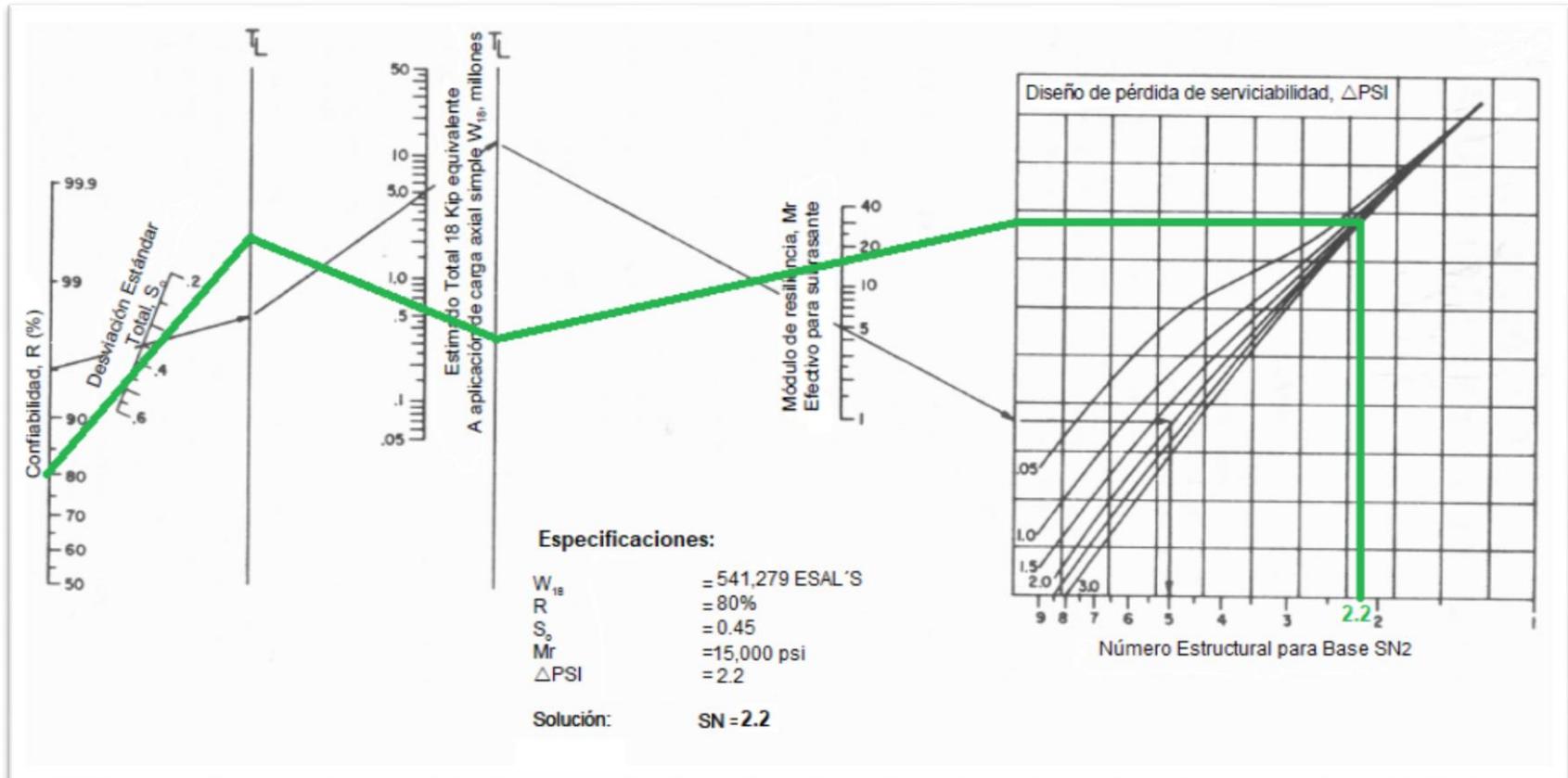
Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág.55.

Figura 40: Número Estructural de Diseño (SN).



Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002. Capítulo 7, Pág.6.

Figura 41: Número Estructural para Base (SN₂).



Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002. Capítulo 7, Pág.6.

Tabla 71: Distancia entre vigas de remate transversales.

Pendiente	Distancia entre vigas de remate transversales
0% - 8%	-
8% - 12%	100 m
12% - 15%	30 m
15% - 20%	20 m
20% - 25%	15 m

Fuente: Especificaciones Generales de Construcción de Caminos, Calles y Puentes, NIC 2018, sección 504.02.06, pág. 76.