



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Diseño de la segunda calzada Piura-Catacaos y análisis de
la intersección en el Hospital Privado**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

**Johny Marthy Farfan Palacios
Gonzalo Ernesto García Talledo**

**Asesor:
Mgr. Ing. Francisco Benjamín Chávez More**

Piura, febrero de 2023

NOMBRE DEL TRABAJO

RECUENTO DE PALABRAS

30095 Words

RECUENTO DE PÁGINAS

168 Pages

FECHA DE ENTREGA

Feb 7, 2023 9:35 AM GMT-5

RECUENTO DE CARACTERES

151393 Characters

TAMAÑO DEL ARCHIVO

12.1MB

FECHA DEL INFORME

Feb 7, 2023 9:37 AM GMT-5**● 12% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 11% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 9% Base de datos de trabajos entregados
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)

Mgtr. Ing. Francisco Benjamín Chávez More
Asesor

Gonzalo Ernesto García Talledo

Johny Marthy Farfan Palacios

A Dios, que siempre nos acompaña.
A nuestros padres que nos brindan
su apoyo y consejo.

A nuestros profesores, que nos dan
las bases para ser unos buenos
profesionales.





Resumen

Actualmente la carretera Piura-Catacaos es una vía pavimentada de dos carriles en una única calzada que, en definitiva, no se da abasto para la circulación segura de transportistas y pasajeros, generándose en todo momento situaciones de inseguridad al efectuar maniobras de parada al subir y bajar pasajeros, para efectuar adelantamientos, o al acceder lateralmente a la vía, centros poblados y zonas de expansión urbana que recorre. En consecuencia, debido al gran crecimiento demográfico se requiere el desarrollo de un proyecto para la construcción de la segunda calzada.

El presente trabajo de investigación contempla el diseño de la segunda calzada Piura - Catacaos, en términos del diseño geométrico, proponiendo también alternativas para que la vía cuente con un mejor desempeño de servicio. Para ello, se han tomado en cuenta datos del estudio de tráfico que permiten tener un mejor conocimiento de la vía.

Se realiza también el análisis de la intersección en el Hospital Privado, lo que permitirá definir si es correcto el uso de la segunda calzada o se pueden admitir alternativas como la de emplear la carretera 2+1 que es utilizado en países como Suecia, Alemania, Finlandia, Francia e Irlanda.

Los datos del nivel de tráfico en la calzada existente fueron obtenidos de contar los vehículos en diferentes períodos de tiempo. Con esta cantidad de data se estimaron los parámetros necesarios para el diseño geométrico; así también para el estudio topográfico se utilizó software como el Global Mapper y Civil 3d, del cual se obtuvo las curvas de nivel que permitieron el proceso de diseño. Se ha realizado el diseño geométrico en base al Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, pero también se ha tenido en consideración normas internacionales.

Se obtiene que el diseño de la segunda calzada es la mejor solución que cumple con descongestionar la vía. Por la poca cantidad de tráfico que cruza en las intersecciones, se concluye que la doble calzada también ayuda a facilitar los giros, definiendo los puntos donde se permitan estos. También se ha identificado que se deben colocar paraderos de

manera adecuada para no interrumpir el flujo normal de los vehículos como sucede actualmente. Mientras que, el empleo de una rotonda queda limitada por el poco espacio libre que se tiene para su ejecución, ya que el derecho de vía especificado por el Ministerio de Transportes y comunicaciones (MTC) en este caso es 20 metros desde el eje.



Tabla de contenido

Introducción.....	17
Capítulo 1 Presentación General.....	19
1.1 Memoria descriptiva.....	19
1.1.1 Justificación.....	19
1.1.2 Objetivos.....	20
1.1.3 Antecedentes.....	21
1.1.4 Metodología.....	22
1.2 Marco teórico.....	23
1.2.1 Clasificación y jerarquización vial.....	23
1.2.2 Clasificación de las carreteras.....	24
1.2.3 Definiciones previas.....	25
1.2.4 Conceptos básicos de seguridad vial.....	37
Capítulo 2 Estudios de Ingeniería Básica.....	47
2.1 Estudio de tráfico.....	47
2.1.1 Aspectos generales.....	47
2.1.2 Conteo de tráfico vehicular.....	48
2.1.3 Análisis vehicular en cada dirección de tránsito.....	49
2.1.4 Patrones por hora de los volúmenes de tráfico.....	50
2.1.5 Cálculo del Tráfico Medio Semanal (IMDS).....	51
2.1.6 Cálculo del Tráfico Medio Anual (IMDA).....	52

2.1.7 Tráfico proyectado.....	54
2.2 Estudio topográfico.....	55
2.2.1 Memoria descriptiva.....	55
2.2.2 Descripción del trabajo realizado	56
2.3 Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño	63
2.3.1 Precipitaciones.....	63
2.3.2 Ajuste a las Distribuciones teóricas	64
2.3.3 Prueba de Bondad de Ajuste.....	66
2.3.4 Periodo de Retorno	67
2.3.5 Tiempo de Concentración de la Cuenca (Tc)	68
2.3.6 Curvas IDF	69
2.3.7 Intensidad Máxima de Diseño.....	70
2.3.8 Coeficiente de escorrentía.....	70
2.3.9 Caudal de aporte de la Cuenca.....	71
2.4 Cálculo hidráulico.....	73
Capítulo 3 Diseños	75
3.1 Diseño Geométrico.....	75
3.1.1 Estudios Preliminares.....	75
3.1.2 Criterios y controles básicos para el diseño.....	75
3.1.3 Vehículo de Diseño.....	76
3.1.4 Velocidad de diseño.....	77
3.1.5 Velocidad de marcha	78
3.1.6 Distancia de Visibilidad.....	79
3.1.7 Tramos en tangente.....	81
3.1.8 Radios mínimos y peraltes máximos.....	81
3.1.9 Peralte en cruce de áreas urbanas.....	82
3.1.10 Bombeo	83

3.1.11 Pendiente	84
3.1.12 Elementos de la sección transversal.....	85
3.1.13 Ancho de berma	86
3.1.14 Señalización de Tránsito.....	86
3.1.15 Marcas en el Pavimento o Demarcaciones.....	88
3.1.16 Consideraciones en el diseño geométrico	89
3.1.17 Resumen del diseño geométrico de la calzada.....	90
Capítulo 4 Alternativas de Solución	95
4.1 Situación actual de la carretera.....	95
4.2 Propuesta de rotonda o glorieta.....	98
4.3 Propuesta de pasos a desnivel.....	103
4.4 Propuesta de carretera 2+1	104
4.5 Diseño adoptado	110
Capítulo 5 Presentación y resultados.....	113
5.1 Carretera actual.....	113
5.2 Rotonda	115
5.3 Doble calzada.....	117
5.4 Carretera actual con tránsito futuro.....	119
5.5 Rotonda con tránsito futuro.....	121
5.6 Doble calzada con tránsito futuro.....	122
5.7 Resumen de situaciones.....	124
Conclusiones.....	125
Referencias bibliográficas	127
Apéndices.....	129
Apéndice A. Conteo Vehicular	131
Apéndice B. Simulación en Synchro 8.....	141
Anexos.....	145

Anexo A. Factores de corrección.....	147
Anexo B. Índice medio diario anual por estaciones del MTC	150
Anexo C. Tasa de crecimiento.....	153
Planos.....	155
Plano 1. Planta y perfil longitudinal Km 0+000 Km 1+000.....	157
Plano 2. Planta y perfil longitudinal Km 1+000 Km 2+000.....	158
Plano 3. Planta y perfil longitudinal Km 2+000 Km 3+000.....	159
Plano 4. Planta y perfil longitudinal Km 3+000 Km 4+000.....	160
Plano 5. Planta y perfil longitudinal Km 4+000 Km 4+399.94	161
Plano 6. Secciones Transversales Km 0+000 – 0+780	162
Plano 7. Secciones Transversales Km 0+800 – 1+520	163
Plano 8. Secciones Transversales Km 1+540 – 2+320	164
Plano 9. Secciones Transversales Km 2+340 – 3+120	165
Plano 10. Secciones Transversales Km 3+140 – 3+920.....	166
Plano 11. Secciones Transversales Km 3+940 – 4+399.94	167
Plano 12. Diámetro de rotonda y señalización.....	168

Lista de figuras

Figura 1. Vehículo ligero	27
Figura 2. Vehículo pesado	27
Figura 3. Radios mínimos.....	30
Figura 4. Curvas verticales.....	32
Figura 5. Longitud Mínima Curvas Verticales.....	33
Figura 6. Ábaco de Longitud Mínima Curvas Verticales	34
Figura 7. Ábaco de longitud mínima de curvas verticales cóncavas.....	35
Figura 8. Denuncias por accidentes de tránsito.....	38
Figura 9. Código de la Ruta	47
Figura 10. Estación de conteo-Hospital Privado	48
Figura 11. Cantidad de Vehículos por hora (Catacaos-Piura).....	50
Figura 12. Cantidad de Vehículos por hora (Piura-Catacaos).....	50
Figura 13. Ubicación del proyecto a realizar.....	56
Figura 14. Perfil trazado en Google Earth.....	57
Figura 15. Curvas de nivel obtenidas de la carta nacional	57
Figura 16. Curvas de nivel en civil 3D obtenidas de la carta nacional.....	58
Figura 17. Trazo preliminar de la calzada dentro de las curvas de nivel	58
Figura 18. Área de estudio para la realización de las curvas de nivel	59
Figura 19. Elevación del terreno	59
Figura 20. Curvas de nivel con elevación.....	60
Figura 21. Obtención de las curvas de nivel en Global Mapper	60
Figura 22. Perfil longitudinal obtenido con Global Mapper	61
Figura 23. Curvas de nivel obtenidas.....	61
Figura 24. Curvas de nivel en civil 3D de la carretera	62

Figura 25. Curvas de nivel en civil 3D	62
Figura 26. Alineamiento con progresivas.....	62
Figura 27. Precipitaciones máximas diarias medidas en la Estación Miraflores.....	63
Figura 28. Precipitaciones de acuerdo con el periodo de retorno.....	66
Figura 29. Bondad de ajuste para la data obtenida.....	67
Figura 30. Criterios para determinar periodo de retorno.....	68
Figura 31. Curvas IDF	70
Figura 32. Coeficientes de escorrentía.....	71
Figura 33. Áreas definidas.....	72
Figura 34. Sección típica de la cuneta.....	73
Figura 35. Resultados de la sección parabólica	74
Figura 36. Datos básicos de los vehículos de tipo M para el dimensionamiento.....	76
Figura 37. Semirremolque simple (T3S3), Radios máximo/mínimo y ángulos.	77
Figura 38. Rangos de la velocidad.....	78
Figura 39. Velocidades de marcha respecto la velocidad de diseño (Km).....	79
Figura 40. Distancia de parada (metros), en pendiente 0%.....	80
Figura 41. Distancia de visibilidad de parada con pendiente (metros)	80
Figura 42. Longitud de tramos en tangentes	81
Figura 43. Radios mínimos y peraltes máximos.....	82
Figura 44. Peralte (%).....	83
Figura 45. Casos de bombeo.....	83
Figura 46. Valores de bombeo.....	84
Figura 47. Sección de la vía.....	84
Figura 48. Sección transversal tipo para una autopista en tangente	85
Figura 49. Ancho de berma.....	86
Figura 50. Trazo realizado en planta	90
Figura 51. Trazo realizado en Perfil	91
Figura 52. Características del elemento de Curva	92
Figura 53. Cuadro de volúmenes obtenidos.....	92
Figura 54. Acumulado de relleno y corte.....	93
Figura 55. Sección Transversal típica.....	93
Figura 56. Carretera Piura-Catacaos.....	95
Figura 57. Berma de la vía.....	96

Figura 58. Parada de carros.....	96
Figura 59. Sentido de tráfico actual en Synchro	97
Figura 60. Simulación de situación actual.....	97
Figura 61. Partes de una rotonda	98
Figura 62. Longitud de entrecruzamiento.....	100
Figura 63. Simulación de rotonda	103
Figura 64. Funcionamiento de carretera 2+1	104
Figura 65. Criterios de países europeos para carreteras 2+1	105
Figura 66. Longitud de cuñas de transición.....	107
Figura 67. Tramo cebreado	108
Figura 68. Longitud del tramo cebreado.....	108
Figura 69. Alternancia de carriles	109
Figura 70. Sección Vial.....	110
Figura 71. Carretera con dos calzadas en Synchro.....	110
Figura 72. Reporte de Synchro de carretera actual intersección 1	114
Figura 73. Reporte de Synchro de carretera actual intersección 2	115
Figura 74. Reporte de Synchro en rotonda	116
Figura 75. Reporte de Synchro de doble calzada intersección 1.....	117
Figura 76. Reporte de Synchro de doble calzada intersección 2.....	118
Figura 77. Reporte de intersección actual 1 a 20 años.....	119
Figura 78. Reporte de intersección actual 2 a 20 años.....	120
Figura 79. Reporte de Synchro de rotonda con tránsito a 20 años	121
Figura 80. Reporte Synchro doble calzada intersección 1 tránsito 20 años.....	122
Figura 81. Reporte Synchro doble calzada intersección 2 tránsito 20 años.....	123



Lista de tablas

Tabla 1. Resumen de conteo Piura-Catacaos.....	48
Tabla 2. Porcentajes de vehículo.....	49
Tabla 3. Cálculo de IMDS.....	51
Tabla 4. Valores de IMDA.....	53
Tabla 5. Tránsito Proyectado.....	54
Tabla 6. Determinación del tiempo de concentración.....	69
Tabla 7. Determinación de coeficiente de escorrentía.....	70
Tabla 8. Determinación del caudal máximo.....	72
Tabla 9. Ubicación de puentes peatonales.....	90
Tabla 10. Características para el Diseño Geométrico.....	90
Tabla 11. Características de la curva cóncava.....	91
Tabla 12. Criterios de diseño en rotondas.....	100
Tabla 13. Nivel de Servicio de intersección.....	111
Tabla 14. Alternativas de solución.....	124



Introducción

En las visitas realizadas a la carretera Piura - Catacaos, se observaron problemas relacionados con la capacidad de la vía y sus características. Además, la alta demanda vehicular ocasiona una inseguridad en los transportistas que no pueden realizar maniobras de parar y subir pasajeros de manera normal, al igual que adelantar y transitar con regularidad por zonas que la carretera les permita.

Debido a la situación de inseguridad en la que se encuentra la carretera Piura-Catacaos, se plantea el diseño una segunda calzada que permita una eficaz movilización de vehículos y peatones. Para ello se usará diferentes tipos de software y estudios; que ayude a un mejor análisis.

Se empieza con los estudios de topografía y seguirá con el posterior diseño geométrico siguiendo el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, en donde se analizará el ancho adecuado de la vía y los diferentes índices de volumen vehicular del cual dependerá el diseño.

La realización del estudio topográfico se hizo de manera aproximada con herramientas que permiten generar datos bastante buenos y razonables. Para el proyecto en ejecución se utilizó las siguientes herramientas: Google Maps, Global Mapper, Curvas de nivel de la carta nacional y Civil 3D, como se muestra en el punto 2 del capítulo 2.

También es importante analizar alternativas en la intersección con el Hospital Privado, así como el uso de una carretera 2+1, que, si bien no está normado su uso en el Perú, permitiría solucionar varios problemas en carreteras, pues mejoran la funcionalidad del tráfico sin tener que construir una segunda calzada.



Capítulo 1

Presentación General

1.1 Memoria descriptiva

1.1.1 Justificación

El distrito de Catacaos, perteneciente a la provincia de Piura, comprende un área territorial de 2,565.78 km². Se caracteriza por tener una economía muy ligada al comercio y servicios, los cuales se basan en la gastronomía, tradiciones, artesanía y cultura que son de gran interés para turistas, tanto extranjeros y locales. Además, con el paso de los años la producción y exportación de los diferentes productos ha ido en aumento. López (2014) afirma:

“Por su ubicación geográfica, Catacaos se encuentra muy ligado al efecto de los agentes económicos que actúan sobre la capital de la provincia; en este sentido cualquier impacto positivo o negativo que incide sobre ella, afecta la economía distrital”

Este distrito ha sufrido los efectos del Fenómeno de el Niño, que suele ocurrir en la estación de verano. La magnitud de daños que este origina a la población es demasiado alta, afectando; además de la salud y economía de las personas, las diversas infraestructuras de manera grave, como las vías que conectan a los poblados con la ciudad y está a su vez con Piura. En el año 2017 se puso al descubierto los defectos de las infraestructuras, probablemente debido a mala construcción o falta de mantenimiento.

La carretera Piura-Catacaos, que conecta ambas ciudades no fue ajena a estos acontecimientos. Esta calzada cuenta con dos carriles, diseñados para soportar un flujo vehicular regular. En la actualidad este flujo ha variado en gran medida, debido al crecimiento demográfico del Bajo Piura. Además, se conoce que la tasa de crecimiento poblacional de Catacaos ha sido de 1.5% anual (López, 2014).

Debido en gran medida a la exportación de productos y el crecimiento del turismo, se genera un alto índice de congestión vial en la carretera que, por consiguiente, no brinda un buen servicio para el cual se diseñó y construyó. Así lo señala el Director Regional de Caminos (Gouro, 2018):

“Por algunas vías piuranas como Piura-Catacaos circulan unos 10 mil vehículos diarios, por lo cual se necesitan vías alternas para descongestionar el tráfico”.

En los últimos años el nivel de siniestros en esta carretera ha ido en aumento debido a la alta demanda vehicular. Actualmente la vía no cuenta con paraderos formales que permitan al transporte público realizar sus maniobras de parar y subir pasajeros de manera segura, al igual que adelantar y transitar con regularidad por zonas que la carretera les permita. De acuerdo con el reporte presentado por la Secretaría Técnica del Consejo Nacional de Seguridad Vial (2012), tenía previsto que para el 2020 los traumatismos generados por siniestros de tránsito fuera el tercero con más probabilidad de ocurrir.

Debido a la inseguridad y la falta de capacidad de la vía, se plantea el diseño de una segunda calzada que permita una eficaz movilización de vehículos y peatones. Por lo observado en campo, a la altura del Hospital Privado del Perú-Piura se genera una gran congestión de vehículos tanto de privados como públicos debido a la atracción que este genera. Se debe tener en cuenta que actualmente en el hospital la vía no cuenta con los elementos y diseño adecuado para brindar el confort de los usuarios de los vehículos y la seguridad suficiente a los peatones. Es por ello que en esta intersección se propone realizar y comparar diferentes soluciones como: permitir giros en U en la vía o el uso de rotonda.

1.1.2 Objetivos

El objetivo general del presente proyecto consiste en realizar el diseño de la segunda calzada de la vía Piura-Catacaos, proponiendo y definiendo la mejor alternativa para mejorar las condiciones de servicio tanto de conductores como peatones.

Como objetivos específicos se plantean:

- Realizar las curvas de nivel con el uso del programa Global Mapper y apoyados en otros estudios de la zona.
- Desarrollar la metodología actualizada encontrada en el Manual de Carreteras para el nuevo diseño respecto a la vía existente.
- Realizar los estudios y modelamientos pertinentes con los programas Synchro 8 y Civil 3D.

- Definir la mejor alternativa de solución en la intersección a la altura del Hospital Privado, teniendo en cuenta soluciones como: rotondas, giros en U, pasos a desnivel.
- Proponer la implementación de carreteras 2+1, como solución al tráfico existente.

1.1.3 Antecedentes

En el Perú el diseño geométrico de las carreteras está normado por Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, que es proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (MTC). A lo largo de los años esta norma se ha ido modificando con la finalidad de mejorar su aplicación. Respecto a la antigua norma del 2014, García (2018), propone la modificación de la sección correspondiente al diseño de rotondas, rediseñando la rotonda a nivel geométrico, en la Autopista del Sol, en la ciudad de Sullana, analizando la norma peruana de diseño de rotondas.

Romero (2019), en su investigación hace la comparación entre el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018 y los manuales de Estados Unidos y Australia, para posibilitar una adecuada planificación y diseño en futuros intercambios viales del Perú; evidenciando que aún la norma peruana cuenta con algunas carencias.

La actual carretera Piura-Catacaos cuenta con una sola calzada y debido al alto volumen vehicular presente Gouro (2018), afirma que es necesario evaluar vías alternas. Ante la necesidad evidenciada de esta segunda calzada, surge la respuesta integral de su construcción que engloba varios procesos, estudios y diseños.

La Memoria descriptiva del Proyecto de Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Transitabilidad de la avenida Bayovar, del distrito de Sechura, provincia de Sechura - Piura (2018) presenta que La Av. Bayóvar perteneciente a la Red Vial Nacional Ruta: Emp PE-1NK, en su trayectoria recorre: Emp. PE-1N (Dv. Catacaos) - Catacaos - Pte. Independencia - La Arena - Vice - Sechura - Pte. Virrila - Emp. PE-04 (Dv. Bayovar); por lo tanto, debido a que comprende al distrito de Catacaos se toma como material referencial para mejorar el tramo Piura-Catacaos.

Además, se cuenta con el Estudio de hidrología, hidráulica y drenaje del tramo de la carretera Piura - La Obrilla (2011) proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), que presenta los cálculos para la precipitación pluvial, precipitación máxima diaria según la estación de Miraflores, evaluación de cuencas, etc; así como el estudio realizado por Díaz (2018), que permite obtener obras de arte en un sistema de drenaje para una carretera. Este estudio permite evaluar la presencia de obras de arte en el proyecto, de acuerdo a lo que se determine con los cálculos previos.

Respecto al uso de programas como Google Earth y Global Mapper, Gómez (2018), indica que los resultados se pueden considerar de manera referencial para la etapa de Pre-inversión de los proyectos.

1.1.4 Metodología

Se utilizan diferentes tipos de software y estudios que permitan y ayuden a brindar una solución adecuada para que la segunda calzada cumpla con los estándares y parámetros de seguridad adecuados para que desempeñe su función de manera óptima.

Se empieza con los estudios de topografía por lo que se usan programas como: Google Earth, Global Mapper, Autocad Civil 3D, que permiten obtener el relieve del terreno y sus respectivas curvas de nivel. (Pineda, 2012), presentó una tesis sobre el uso de sistemas de información geográfica en ingeniería civil, donde se mencionan programas que con un sistema de información geográfica permiten definir una carretera a través de una sucesión de puntos.

Luego, se realizó el estudio de tráfico en campo para determinar el IMDA, conocer las condiciones reales en las que se encuentra la vía actual y poder determinar el vehículo que se debe contemplar en el diseño.

Posteriormente se realiza el diseño geométrico de la carretera siguiendo el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, que pertenece a los Manuales de Carreteras proporcionados por el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, aprobado por el Decreto Supremo N°034-2008-MTC, y forma parte de los documentos técnicos de carácter normativo, que rigen a nivel nacional, y por consiguiente, es de cumplimiento obligatorio por los órganos responsables de la gestión de la infraestructura vial de los tres niveles de gobierno: Nacional, Regional y Local. Se analiza el ancho adecuado de la vía y los diferentes índices de volumen vehicular del cual dependerá el diseño, además de parámetros requeridos (trazos en tramos rectos, curvas horizontales y verticales).

Se realiza el estudio hidrológico e hidráulico para el diseño de obras hidráulicas a fin de contemplar dichas obras de arte dentro del diseño de la vía y así garantizar un correcto funcionamiento y drenaje de la misma. Para el diseño de la vía se empleó programa Civil 3D y para el análisis del funcionamiento se utilizó el programa Synchro 8.

También, se analiza como propuesta de diseño, la implementación de una carretera 2+1, teniendo en cuenta la Norma 3.1-IC del Ministerio de Fomento (España). Además, se evalúa y compara el diseño de diferentes alternativas de solución como: rotondas, pasos a desnivel para proporcionar la seguridad adecuada de la vía frente al Hospital Privado del Perú.

1.2 Marco teórico

En el presente apartado se detallan conceptos básicos sobre la ingeniería de transporte, para poder entender luego las metodologías y aplicaciones en los capítulos posteriores. Además, se tuvo en cuenta dos aspectos muy importantes que definen la calidad de servicio presente en determinada vía: la capacidad y nivel de servicio. Para ello se tiene en consideración el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018.

1.2.1 Clasificación y jerarquización vial

El Sistema Nacional de Carreteras (SINAC) se organiza por jerarquía en las siguientes tres redes viales: Red Vial Nacional, Red Vial Departamental o Regional y Red Vial Vecinal o Rural.

- Red Vial Nacional.- Corresponde a las carreteras a nivel nacional conformada por los principales ejes longitudinales y transversales, que constituyen la base del Sistema Nacional de Carreteras (SINAC). Funcionan como elemento receptor de carreteras regionales o departamentales y de carreteras rurales o vecinales.
- Red Vial Departamental o Regional.- Conformada por las carreteras que constituyen la red vial pertenecientes al ámbito de un gobierno regional. Conecta básicamente a la Red Vial Nacional con la Red Vial Rural o Vecinal.
- Red Vial Vecinal o Rural.- Conformada por las carreteras que constituyen la red vial perteneciente al ámbito local, cuya función es conectar las capitales de provincia con capitales de distrito, y éstas, con centros poblados o zonas de influencia local y con las redes viales nacional y departamental o regional.

Esta clasificación responde a los siguientes criterios de jerarquización vial:

-Son parte de la Red Vial Nacional, las carreteras que cumplan cualquiera de los siguientes criterios:

1. Interconectar al país de forma longitudinal o transversal, permitiendo la vinculación con otros países.
2. Interconectar las capitales de departamentos.
3. Tener regularmente tránsito de larga distancia nacional o internacional de personas y/o mercancías, ayudando al intercambio comercial interno o comercio exterior.
4. Articular puertos y/o aeropuertos de nivel nacional o internacional, así como las vías férreas nacionales.
5. Interconectar los principales centros de producción con los principales centros de consumo.

-Son parte de la Red Vial Departamental o Regional, las carreteras que cumplan cualquiera de los siguientes criterios:

1. Interconectar la capital departamental con las capitales de provincias o estas entre sí.
2. Facilitar el transporte de personas y el intercambio comercial a nivel regional o departamental y que influyan en el movimiento económico regional.
3. Interconectar capitales de distritos de más de una provincia o permitir la conformación de circuitos con otras carreteras departamentales o nacionales.
4. Articular los puertos y/o aeropuertos a nivel regional.

-Son parte de la Red Vial Vecinal o Rural, las carreteras no incluidas en la Red Vial Nacional o en la Red Vial Departamental o Regional.

1.2.2 Clasificación de las carreteras

El término carretera se define como un camino para el tránsito de vehículos motorizados de mínimo dos ejes, que cuenta con características geométricas, tales como: pendiente longitudinal, pendiente transversal, sección transversal, superficie de rodadura y demás elementos de la misma, y deben cumplir las normas técnicas vigentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Las carreteras en el Perú se clasifican por demanda y por orografía. Considerando que la presente investigación analizará la carretera teniendo en cuenta la capacidad y niveles de servicio, se detallará la clasificación de las carreteras en función a la demanda.

Según la demanda, las carreteras en el Perú se clasifican en:

- Autopista de Primera Clase
 - Cuentan con un IMDA mayor a 6000 veh/día.
 - Las calzadas se encuentran divididas por un separador central mínimo de 6 m.
 - Cada calzada debe tener dos o más carriles de 3.6 m de ancho como mínimo.
 - Debe tener accesos que proporcionen flujos vehiculares continuos y con puentes peatonales en zonas urbanas.
 - No deben existir cruces o pasos a nivel.
 - La superficie de rodadura deberá ser pavimentada.

- Autopista de Segunda Clase
 - Cuentan con un IMDA entre 6000 a 4001 veh/día.
 - Las calzadas deben contar con un separador central que puede variar entre 6 y 1 m.
 - Cada calzada debe contar con dos o más carriles de 3.6 m de ancho como mínimo.

- Debe tener control parcial de accesos que proporcionen flujos vehiculares continuos.
 - Puede tener cruces y puentes peatonales en zonas urbanas.
 - La superficie de rodadura debe ser pavimentada.
- Carretera de Primera Clase
 - Cuentan con un IMDA entre 4000 a 2001 veh/día.
 - Tienen una calzada de dos carriles de ancho mínimo de 3.6 m.
 - Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y puentes peatonales en zonas urbanas.
 - La superficie de rodadura debe ser pavimentada.
- Carretera de Segunda Clase
 - Cuentan con un IMDA entre 2000 a 400 veh/día.
 - Tienen una calzada de dos carriles de ancho mínimo de 3.3 m.
 - Puede tener cruces y se recomienda el uso de puentes peatonales en zonas urbanas.
 - La superficie de rodadura debe ser pavimentada.
- Carretera de Tercera Clase
 - Cuentan con un IMDA menor de 400 veh/día.
 - Tienen una calzada de dos carriles de ancho mínimo de 3 m; pero en casos excepcionales y teniendo el sustento técnico correspondiente los carriles pueden tener 2.5 m de ancho.
 - En la superficie de rodadura se puede aplicar estabilizadores de suelos, emulsiones asfálticas o micro pavimentos.
- Trochas Carrozables
 - Cuentan con un IMDA menor de 200 veh/día.
 - Tienen calzadas de un ancho mínimo de 4 m.
 - La superficie de rodadura puede ser afirmada o sin afirmar.

1.2.3 Definiciones previas

- **Vehículos de diseño:**

El Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, establece que es necesario identificar todos los tipos de vehículos, para establecer grupos y obtener el tamaño representativo dentro de cada grupo para el uso en el proyecto. Se utilizarán estos vehículos seleccionados, que tienen peso representativo, dimensiones y características de operación, para realizar un correcto diseño geométrico de la vía.

El manual recomienda que las características geométricas en las que se debe basar el diseño las debe imponer el vehículo comercial rígido (camiones y/o buses), es por ello que se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El ancho del vehículo elegido influye en los anchos de carril, calzada, bermas y sobreancho en la sección transversal, el radio mínimo de giro, intersecciones y gálibo.
- La distancia entre los ejes incide en el ancho y los radios mínimos internos y externos de los carriles.
- La relación del peso bruto total/potencia, tiene relación con el valor de las pendientes admisibles.

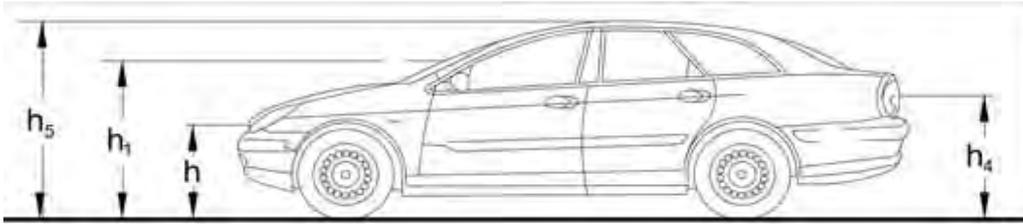
Según el Reglamento Nacional de Vehículos, los vehículos se pueden clasificar en las siguientes categorías:

- L: Vehículos automotores con menos de cuatro ruedas.
- M: vehículos automotores de cuatro ruedas o más diseñados para el transporte de pasajeros.
- N: vehículos automotores de cuatro ruedas o más, diseñados para el transporte de mercancías.
- O: remolques y semirremolques.
- S: combinaciones especiales de los M, N y O.

- **Vehículos ligeros**

Según el manual de diseño geométrico los vehículos ligeros no condicionan el proyecto. Sin embargo, son los que alcanzan mayor velocidad y su altura del ojo del piloto es más baja, por lo que estas características definen las distancias de visibilidad de sobrepaso, parada, zona de seguridad en relación con la visibilidad en los cruces, altura mínima de barreras de seguridad y antideslumbrantes, dimensiones mínimas de plazas de aparcamiento en zonas de estacionamiento, miradores o áreas de descanso. Por ello, se debe tener en cuenta las siguientes dimensiones:

- h : altura de los faros delanteros = 0.6 m.
- h_1 : altura de los ojos del conductor = 1.07 m.
- h_2 : altura de un obstáculo fijo en la carretera = 0.15 m.
- h_4 : altura de las luces traseras de un automóvil o menor altura perceptible de carrocería = 0.45 m.
- h_5 : altura del techo de un automóvil = 1.30 m.

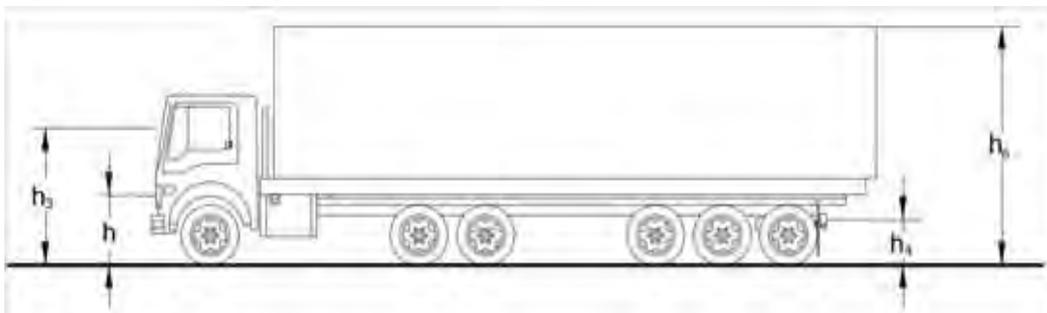
Figura 1. Vehículo ligero

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

- **Vehículos pesados**

Según el manual de diseño geométrico, el vehículo pesado proporciona las características de sección y altura para determinar la sección de los carriles y su capacidad portante, radios y sobreeanchos en curvas horizontales, alturas libres mínimas permisibles, necesidad de carriles adicionales, longitudes de incorporación, longitudes y proporción de aparcamientos para vehículos pesados en zonas de estacionamiento, miraderos o áreas de descanso. Las dimensiones a tener en cuenta para los vehículos pesados son:

- h : altura de faros delanteros = 0.60m
- h_3 : altura de ojos de un conductor de camión o bus, necesaria para la verificación de visibilidad en curvas verticales cóncavas bajo estructuras = 2.5m
- h_4 : altura de las luces traseras de un automóvil o menor altura perceptible de carrocería = 0.45 m.
- h_6 : altura del techo del vehículo pesado = 4.10 m.

Figura 2. Vehículo pesado

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

- **Giro mínimo de vehículos tipo**

Para efectuar un giro de 180° en sentido horario, la trayectoria queda definida por la rueda delantera izquierda del vehículo (trayectoria exterior) y por la rueda trasera derecha (trayectoria interior). La trayectoria exterior queda definida por el radio de giro mínimo propio del vehículo y es una característica de fabricación. Por otro lado, la trayectoria interior depende de la trayectoria exterior, del ancho del vehículo, de la

distancia entre el primer y último eje y de la circunstancia que estos ejes pertenecen a un camión del tipo unidad rígida o semirremolque articulado. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

- **Velocidad de diseño:**

La velocidad de diseño o velocidad de proyecto de un tramo de carretera es la velocidad guía o de referencia que permite definir las características geométricas mínimas de todos los elementos del trazado, en condiciones de comodidad y seguridad. (Cárdenas, 2002)

El manual de diseño geométrico define la velocidad de diseño como la máxima velocidad que se podrá mantener con seguridad y comodidad sobre una determinada sección de la carretera, teniendo como prioridad la seguridad vial de los usuarios.

Para la elección de la velocidad de diseño se deben identificar los tramos homogéneos que presenta la carretera a lo largo de todo el recorrido o ruta. Para lograr esta identificación de tramos homogéneos, se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

- Para velocidades de entre 20 y 50 Km/h, los tramos homogéneos deben ser de 3 kilómetros. Mientras que, para velocidades de entre 60 y 120 Km/h, los tramos homogéneos deben ser de 4 kilómetros.
- La diferencia de velocidades de diseño entre tramos adyacentes, no debe superar los 20 Km/h.

Sin embargo, si la topografía es muy accidentada se pueden establecer tramos de menor longitud a las anteriores especificadas, teniendo en cuenta que las velocidades de Diseño entre tramos adyacentes no debe ser mayor de 10 Km/h.

Para la utilización de la velocidad específica en los elementos geométricos en planta y en perfil que componen la carretera, el manual de diseño geométrico propone la siguiente secuencia:

1. Para el proceso de diseño en planta:
 - Partiendo de la velocidad de Diseño del tramo homogéneo adoptada, asignar la velocidad específica a cada una de las curvas horizontales.
 - Partiendo de la velocidad específica asignada a las curvas horizontales, asignar la velocidad específica a las tangentes horizontales.
2. Para el proceso de diseño en perfil:
 - Partiendo de la velocidad específica asignada a las curvas horizontales y a las tangentes horizontales, asignar la velocidad específica a las curvas verticales.
 - Partiendo de la velocidad específica asignada a las tangentes horizontales, asignar la velocidad específica a las tangentes verticales.

- **Diseño geométrico en planta**

El diseño geométrico en planta según el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, está compuesto por alineamientos rectos, curvas circulares y curvatura variable, que permitan una transición suave al tener que cambiar de alineamientos rectos a curvas circulares o viceversa, o también, entre dos curvas circulares de curvatura diferente. Es decir, un correcto trazo garantiza en gran medida el confort para el conductor y garantiza los parámetros de seguridad para los peatones.

El manual propone considerar los siguientes aspectos en el diseño en planta:

- Debe evitarse tramos con alineamientos rectos de gran longitud. Pues estos tramos son monótonos en el día; mientras que, en la noche, aumenta el riesgo de deslumbramiento de las luces del vehículo que avanza en sentido opuesto. Debido a ello, se recomienda utilizar curvas de grandes radios en lugar de grandes alineamientos rectos.
- En autopistas que pertenecen al primer y segundo nivel, se debe realizar el trazo utilizando curvas de radios amplios, combinadas con tangentes no extensas.
- Si existen ángulos de deflexión pequeños (menor o igual a 5 grados), se buscará que los radios sean lo suficientemente grandes para generar una longitud de curva mínima L (en metros). No se debe usar ángulos de deflexión menores a 59 minutos. La longitud de curva mínima, debe ser de $6V$ para autopistas y $3V$ para carreteras de dos carriles; donde V es la velocidad de diseño en Km/h.
- Para pequeños ángulos de deflexión no es necesario realizar curvas horizontales, para una velocidad de diseño de 80 Km/h la deflexión máxima aceptable sin curva circular es $1^{\circ} 10'$.
- Al terminar tramos de tangentes extensas o con leve curvatura, o en aquellos donde continúe un tramo homogéneo con velocidad de diseño inferior; si se incluyen curvas horizontales, éstas deben tener concordancia con la precedente, generando una sucesión de curvas que tienen radios gradualmente decrecientes y permiten orientar al conductor.
- No es recomendable usar dos curvas seguidas en el mismo sentido en el caso que entre ellas haya un tramo en tangente. Resulta mejor sustituirlas por una curva única extensa o por una curva compuesta; si no es posible realizar estos diseños, la tangente intermedia debe ser superior a 500m.
- Se recomienda que los extremos coincidentes de las curvas sucesivas en sentido opuestos, dotadas de curvas de transición, estén separadas por tangentes de longitud corta.

- **Tramos en tangente**

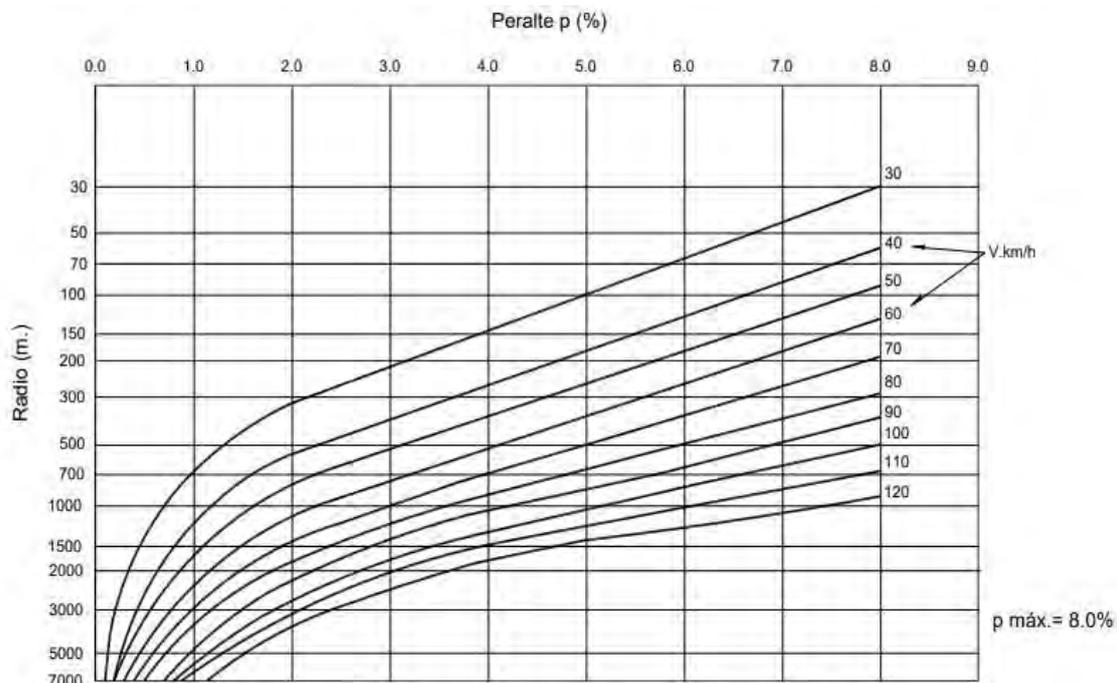
Son aquellos tramos rectos que se ubican en medio de alineamientos curvos del mismo sentido u opuesto. La longitud mínima de un tramo en tangente depende del tipo de alineamiento curvo en sus extremos de la velocidad de diseño.

- **Radios mínimos:**

Manteniendo condiciones aceptables de seguridad y comodidad, el manual propone radios mínimos de curvatura horizontal en función de la velocidad de diseño y la tasa máxima de peralte.

La figura 3, muestra la relación de radio y peralte, para la curva que se busca asignar, usando la velocidad específica de diseño, en caso de zona rural tipo 1, 2 o 3.

Figura 3. Radios mínimos



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

- **Diseño geométrico en perfil**

Para el trazado se utilizan rectas enlazadas con curvas verticales parabólicas. Las rectas tangentes a estas curvas tienen pendiente positiva, cuando implica un aumento de cotas y negativas cuando se produce una disminución de cotas respecto al eje de la carretera. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

El perfil longitudinal se ve controlado principalmente por: el relieve del terreno ya que controla los radios de las curvas verticales que pueden ser cóncavas o convexas, la velocidad de diseño, la distancia de visibilidad, alineamiento horizontal, costos de construcción, seguridad, categoría de la vía, valores estéticos y drenaje.

Consideraciones para el diseño

- Cuando se tiene un terreno plano, la rasante se ubicará sobre el nivel del terreno para garantizar buenas condiciones de drenaje.
- Cuando se tiene un terreno ondulado, la rasante seguirá las inflexiones del terreno para no elevar los costos de construcción.
- El perfil estará condicionado por la divisoria de aguas, en un terreno escarpado.
- Se debe evitar utilizar dos curvas verticales en el mismo sentido, unidas por una alineación corta, pues tanto en curvas convexas como cóncavas generan problemas de visibilidad y resultan antiestéticas.

- **Pendientes:**

El manual recomienda proveer una pendiente mínima del orden de 0.5%, para garantizar que la calzada pueda drenar las aguas superficiales. Sin embargo, pueden existir casos particulares, que se muestran a continuación:

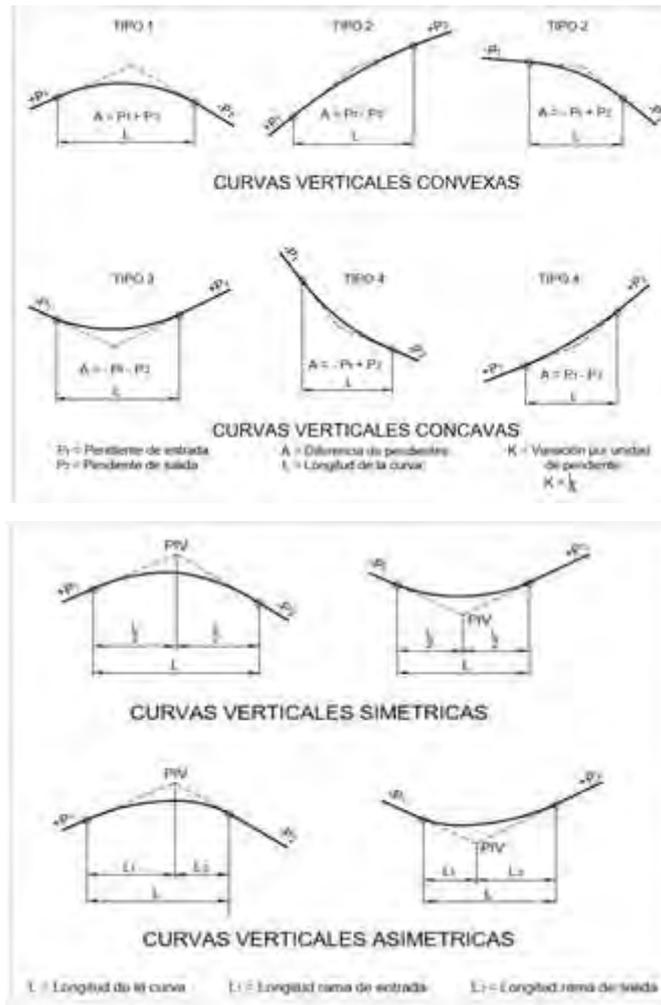
- En el caso de que la calzada cuente con un bombeo de 2% y no tenga bermas o cunetas, se pueden utilizar pendientes máximas de hasta 0.2%.
- Cuando la calzada cuente con un bombeo de 2.5% se pueden adoptar pendientes iguales a cero.
- Cuando se consideran bermas, la pendiente mínima deseable será de 0.5%, mientras que la mínima excepcional será de 0.35%.

- **Curvas verticales:**

En carreteras pavimentadas, cuando los tramos consecutivos cuenten con una diferencia algebraica de sus pendientes mayor del 1%, estos serán enlazados con curvas verticales parabólicas. Estas son definidas por su parámetro de curvatura K , que equivale la longitud de la curva en el plano horizontal, en metros, para cada 1% de variación en la pendiente. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

El Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, clasifica las curvas verticales de acuerdo a su forma, en curvas verticales cóncavas y convexas; y de acuerdo con la proporción entre sus ramas que las componen, en simétricas y asimétricas.

Figura 4. Curvas verticales



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

- **Longitud de las curvas convexas:**

El Manual de Carreteras, clasifica la longitud de las curvas convexas teniendo en cuenta los siguientes criterios:

-Para contar con la visibilidad de parada (D_p)

El manual plantea las siguientes formulaciones teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

-Cuando $D_p < L$

$$L = \frac{A * D_p^2}{100 * (\sqrt{2 * h_1} + \sqrt{2 * h_2})^2}$$

-Cuando $D_p > L$

$$L = 2 * D_p - \frac{200 * (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$$

Donde:

L: Longitud de la curva vertical (m).

D_p : Distancia de visibilidad de parada (m).

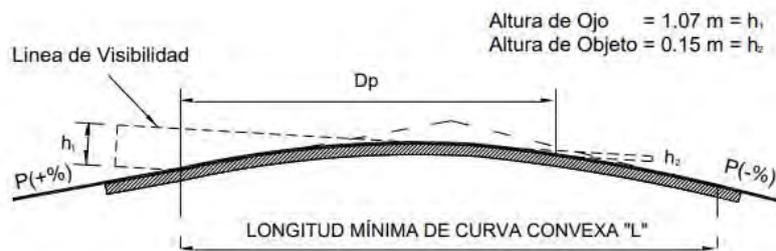
A: Diferencia algebraica de pendientes (%).

h_1 : Altura del ojo sobre la rasante (m).

h_2 : Altura del objeto sobre la rasante (m).

El manual, propone el siguiente ábaco considerando el caso más común con $h_1=1.07$ m y $h_2=0.15$ m.

Figura 5. Longitud Mínima Curvas Verticales



L = Longitud de la curva vertical (m)

D_p = Distancia de Visibilidad de Frenado (m)

V = Velocidad de Diseño (Km/h)

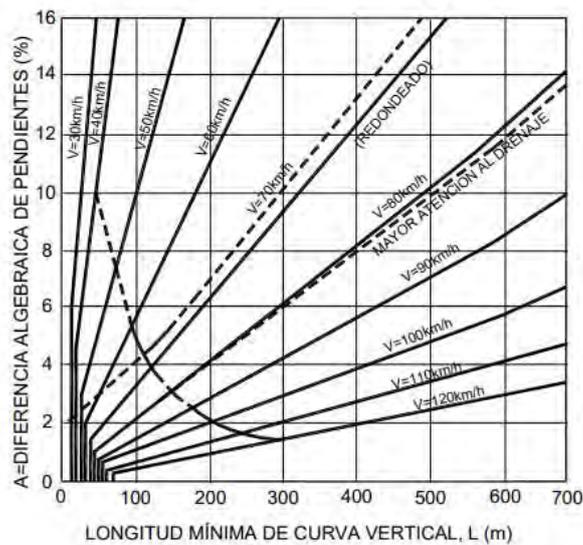
A = Diferencia Algebraica de Pendientes (%)

Para $D_p > L$

Para $D_p < L$

$$L = 2D_p - \frac{404}{A}$$

$$L = \frac{AD_p^2}{404}$$



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

-Para contar con la visibilidad de adelantamiento o paso (Da)

El manual plantea las siguientes formulaciones teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

-Cuando $D_a < L$

$$L = \frac{A * D_a^2}{946}$$

-Cuando $D_a > L$

$$L = 2 * D_a - \frac{946}{A}$$

Donde:

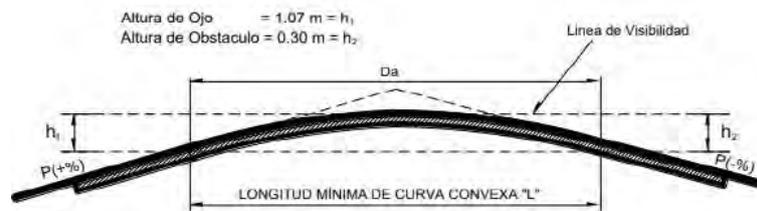
Da: Distancia de visibilidad de adelantamiento o paso (m).

L: Longitud de la curva vertical.

A: Diferencia algebraica de pendientes (%).

El manual propone el siguiente ábaco para calcular la longitud mínima de las curvas verticales con distancia de visibilidad de paso teniendo en cuenta $h_2=1.3$ m y $h_1=1.07$ m.

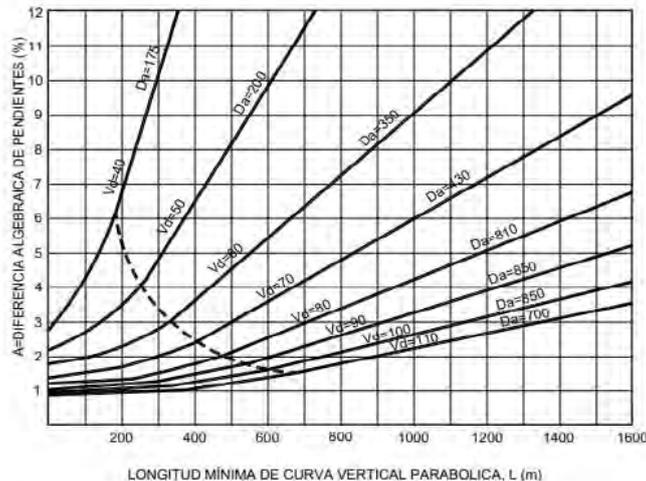
Figura 6. Ábaco de Longitud Mínima Curvas Verticales



L = Longitud de la curva vertical (m)
 D = Distancia de Visibilidad de Paso (m)
 V = Velocidad de Diseño (Km/h)
 A = Diferencia Algebraica de Pendientes (%)

Para $D_a > L$ $L = 2D_a - \frac{946}{A}$

Para $D_a < L$ $L = \frac{AD_a^2}{946}$



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

- **Longitud de curvas cóncavas:**

El Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, propone calcular la longitud de las curvas verticales cóncavas en función de:

D: Distancia entre el vehículo y el punto en el que, con un ángulo de 1° , los rayos de luz de los faros, interseca a la rasante.

A: Diferencia algebraica de pendientes (%).

-Cuando $D < L$

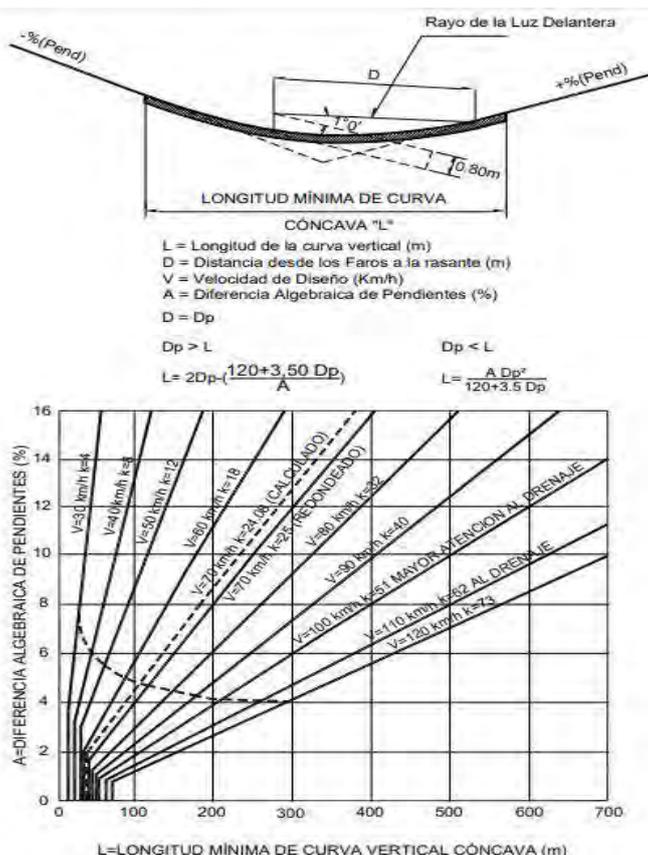
$$L = \frac{A * D^2}{120 + 3.5 * D}$$

-Cuando $D > L$

$$L = 2 * D - \frac{120 + 3.5 * D}{A}$$

Por motivos de seguridad el manual recomienda considerar $D=D_p$. Para la obtención de la longitud mínima de las curvas verticales cóncavas se utiliza el ábaco de la figura 7.

Figura 7. Ábaco de longitud mínima de curvas verticales cóncavas



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

- **Diseño geométrico de la sección transversal**

El diseño geométrico de la sección transversal, consiste en describir los elementos de la carretera en un plano de corte vertical normal al alineamiento horizontal, el cual permite definir e identificar la disposición y dimensiones de los elementos que conforman la carretera como: zona destinada a la superficie de rodadura o calzada, bermas, aceras, cunetas, taludes y elementos complementarios. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Se requiere de secciones transversales en donde se presenten los siguientes casos: intersecciones de vehículos a nivel o desnivel, pasos peatonales a desnivel, puentes vehiculares, túneles, estaciones de peaje, pesaje y ensanches de plataforma.

- **Calzada o superficie de rodadura:**

Es la parte de la carretera destinada a la circulación de vehículos, compuesta por uno o más carriles, que no incluye la berma. La calzada se divide en carriles, los que están destinados a la circulación de una fila de vehículos en un mismo sentido de tránsito. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

- **Bermas:**

Franja longitudinal, paralela y adyacente a la calzada o superficie de rodadura de la carretera, que sirve de confinamiento de la capa de rodadura y se utiliza como zona de seguridad para estacionamiento de vehículos en caso de emergencia. En general, debe mantener el mismo nivel e inclinación (bombeo o peralte) de la superficie de rodadura. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Las principales funciones que desempeñan las bermas son:

- Mejorar las condiciones de funcionamiento del tráfico y su seguridad.
- Protege el pavimento y sus capas inferiores de acuerdo a los anchos que se la asignen.
- Permite detenciones ocasionales cuando se realicen maniobras de emergencia.

De acuerdo al Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, la berma lateral derecha para el diseño geométrico de la carretera Piura-Catacaos contará con un ancho de 3 m. Teniendo en cuenta la velocidad de diseño (80 km/h), las características de la carretera (Autopista de primera clase) y el tipo de orografía (plana).

- **Bombeo:**

El bombeo en la calzada es de vital importancia, esta inclinación transversal, permite evacuar las aguas superficiales en caso de precipitaciones.

Según el manual, para el diseño de la carretera Piura-Catacaos se considera un bombeo del 2.5 %, teniendo en cuenta la superficie de rodadura (Pavimento asfáltico) y la precipitación pluvial (>500 mm/año).

- **Peralte:**

Es la inclinación transversal de la carretera en los tramos de curva, destinada a contrarrestar la fuerza centrífuga del vehículo (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Según el manual, el peralte mínimo será del 2%, para velocidades de $40(\text{km/h}) \leq V < 100(\text{km/h})$ y radios de $2\ 500 \leq R < 3\ 500$.

1.2.4 Conceptos básicos de seguridad vial

El manual de seguridad vial señala que la accidentabilidad vial es uno de los grandes problemas de salud pública a nivel mundial. A continuación, se muestran datos a nivel mundial relacionados con el impacto de la inseguridad vial:

- Cada año fallecen aproximadamente 1.3 millones de personas por accidentes de tránsito.
- Aproximadamente 50 millones de personas resultan heridas por accidente de tránsito.
- El 90% de los heridos se dan en países en vías de desarrollo.
- Los accidentes de tráfico son la principal causa de muerte en jóvenes.
- El costo económico de la accidentalidad vial en países en vías de desarrollo es de aproximadamente cien mil millones de dólares al año.
- Los accidentes de tráfico suponen una carga inmensa en hospitales y sistemas sanitarios.
- Los accidentes se pueden prevenir.
- Planificar y coordinar acciones que incluyan medidas prácticas pueden salvar muchas vidas.

De acuerdo a la Figura 8, se muestra que las cifras de denuncias por accidentes de tránsito son realmente elevadas.

La elevada tasa de accidentes también repercute de manera considerable sobre la economía de los países y especialmente sobre los de ingresos bajos y medianos. Se estima que las lesiones producto de accidentes de tráfico tienen una repercusión económica del 1% al 3% en el Producto Nacional Bruto respectivo de cada país, lo que significaría un total de pérdidas a nivel mundial de más de \$ 500 000 millones. Las personas que se encuentran en una situación económica de pobreza, están desproporcionalmente afectadas por los traumatismos relacionados con el tráfico.

Figura 8. Denuncias por accidentes de tránsito

Departamento	2013		2014		2015		2016	
	Fatales	No fatales	Fatales	No fatales	Fatales	No fatales	Fatales	No fatales
Total	2 322	116 487	2 449	121 337	2 871	114 177	2 175	87 129
Amazonas	33	665	34	629	29	600	29	599
Áncash	114	3 644	91	3 866	113	3 157	126	1405
Apurímac	43	1 374	45	1 325	47	1 150	81	282
Arequipa	159	8 051	175	8 124	179	6 553	128	5262
Ayacucho	43	1 559	83	1 677	65	1 724	74	896
Cajamarca	66	2 263	95	2 344	80	2 175	99	1213
Callao	36	3 959	42	4 027	48	4 071	17	3413
Cusco	159	5 704	155	6 082	156	4 838	148	3218
Huancavelica	38	638	36	725	67	665	36	259
Huánuco	43	1 424	55	1 656	59	1 376	38	2029
Ica	105	3 551	74	3 301	91	2 228	97	950
Junín	200	4 181	137	4 085	103	2 776	98	2280
La Libertad	191	6 134	166	6 159	154	5 491	168	4536
Lambayeque	81	3 711	72	3 568	79	3 572	57	2747
Lima	409	54 634	458	59 602	922	61 256	405	48899
Provincia de Lima 1/	270	50 946	320	55 379	727	57 352	-	-
Región Lima 2/	139	3 688	138	4 223	195	3 904	-	-
Loreto	22	465	14	623	25	653	23	336
Madre de Dios	35	468	23	428	30	552	25	583
Moquegua	33	998	20	672	29	674	28	531
Pasco	24	565	27	613	37	392	14	30
Plurá	102	5 452	115	4 797	111	4 451	125	3355
Puno	259	1 617	338	1 476	250	1 390	165	600
San Martín	77	1 874	119	2 326	101	1 953	97	1905
Tacna	38	1 614	42	1 247	33	906	28	882
Tumbes	7	670	15	446	22	422	21	513
Ucayali	24	1 267	17	1 140	41	952	48	386

Nota. Adaptado de Instituto Nacional de Estadística e Informática.

1.2.4.1 Principios básicos de la infraestructura vial segura. El manual de seguridad vial recomienda que, para el diseño de proyectos en infraestructura vial, se deberán considerar criterios y características básicas, con el fin de garantizar la seguridad en las vías. A continuación, se muestran los principios que se deben seguir:

- **Funcionalidad:**
 - Cada categoría diferente de carretera requiere un diseño que tenga compatibilidad con su función. En ese sentido, el tráfico se debe distribuir en cada tipo de red, con un diseño generado de forma específica para su función.
- **Homogeneidad:**
 - Se debe buscar reducir al mínimo en una misma carretera las diferencias de velocidad, dirección y masa entre los vehículos.
- **Predictibilidad:**
 - Las carreteras deben ser diseñadas y construidas para que se entienda claramente el tipo de comportamiento esperado; es decir, las vías deben ser auto explicativas.

- Legibilidad:
 - Se interpretan correctamente las condiciones de la vía y del entorno, y así el conductor se adapta a las características que se le presentan.
 - El 80% de la información es percibida a través de la vista.
 - El proyectista puede controlar la forma conducción mediante la elección de la información que ofrece al usuario.
 - Todos los usuarios deben tener una misma interpretación de la vía.
 - La lectura de la vía debe ser fácil, rápida, amigable e inequívoca.
- Credibilidad:
 - Coherencia en el trazo y señalización de la vía para cubrir las expectativas del conductor.
 - La información que se le brinde al conductor debe ser adecuada y clara, para no engañarlo ni asustarlo.
 - Los mensajes no habituales se deben restringir para casos especiales o no comunes.
 - El exceso de información conlleva a la pérdida de credibilidad.
- Consistencia
 - Soluciones similares ante problemas o circunstancias semejantes.
 - Cumplir con las expectativas del conductor.
 - Si se cumplen las expectativas, la actuación será predecible y adecuada.
 - Expectativas del recorrido posterior de la vía en base a la experiencia y aprendizaje del tramo recorrido anteriormente.
 - Un trazado homogéneo permite un diseño consistente y minimiza las violaciones por parte del conductor.
 - Puntos críticos: intersecciones, ancho de carriles y arcenes, curvas horizontales y verticales.
- Carga de trabajo
 - Mide el esfuerzo del usuario al actuar o decidir sobre cada tramo o punto en particular de una carretera.
 - Se deben reducir las áreas de mayor carga de trabajo (rotondas, enlaces, áreas de cruce, etc.).
 - La monotonía (autovías) puede resultar peligroso.
- Carreteras que perdonan
 - Se minimizan la consecuencia de los accidentes, si los diseños permiten compensar errores humanos o mecánicos, a través de tres tipos de actuaciones básicas: despejes laterales y aperturas de visibilidad, retirada de obstáculos y tendido de taludes, protección de obstáculos.
- Diseño para la satisfacción del usuario:
 - Buscan la satisfacción del usuario y la seguridad en las vías.

- Se deben diseñar y construir vías que se adapten a las limitaciones del usuario y a sus expectativas.
- La infraestructura debe permitir que la conducta del usuario se pueda predecir y se adapte a lo esperable.
- Se debe limitar el comportamiento del usuario.
- Tres Pilares Básicos para un diseño seguro: Aplicar criterios de diseño adaptados a cada categoría, de tal manera que se especialice la función de cada vía; minimizar las consecuencias de accidentes; reducción de incertidumbre en los usuarios.

1.2.4.2 Fundamentos de la seguridad vial.

- **Relación diseño-conductor**

- Vías urbanas

Para adecuarse al entorno que se recorre, en estas vías se debe tener en cuenta la relación diseño-conductor.

Las vías que atraviesan sectores urbanos, generan serios conflictos de seguridad de tránsito. Por un lado, los peatones no toman las medidas pertinentes percibiendo la vía como una de menor grado, cruzando sin darse cuenta que la velocidad a la que viajan los vehículos es mayor a las estimadas por ellos. Es por esta razón que en zonas urbanas se tienen los índices más altos de atropellamiento con resultado de víctimas fatales.

Un segundo aspecto relacionado son los conductores que conciben erradamente la vía como “rápida” o interurbana, deteniéndose, ingresando o realizando maniobras arriesgadas en la carretera.

En ambos casos el problema radica en la idea que tienen los usuarios del entorno por el cual se desplazan. Los conflictos y confusiones se generan cuando los usuarios perciben usos para un mismo medio. Para evitar estos conflictos se deben colocar mensajes claros para los usuarios. Se debe indicar a los conductores reducir la velocidad en caso de que la carretera ingrese a un tramo con presencia de peatones, comercio y accesos particulares; pues la carretera ha cambiado su jerarquía y deben generarse las medidas de diseño pertinentes. Es por ello, el diseño y las señales de tránsito deben ser capaces de mostrar al conductor el cambio de vía y los conductores se vean incentivados a desacelerar.

➤ Vías rurales

Su análisis diseño-conductor debe ajustarse al conductor, pues este debe respetar las reglas de seguridad impuestas sobre las vías. Se debe tener en cuenta las intersecciones y los puntos de acceso, intercambios viales, carreteras y autopistas.

El diseño de carreteras en este tipo de zonas debe estar asociado a identificar puntos vulnerables donde el factor humano tiende a ser la causa de los accidentes es por ello que se debe colocar elementos y controladores que minimicen la tendencia a los accidentes más comunes.

➤ Intersecciones y puntos de acceso

En las intersecciones es necesario tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Control: el mismo que el conductor puede perder si el camino no se encuentra correctamente señalado.
- Encausamiento: se debe brindar al conductor los mensajes necesarios que le permitan tener la correcta orientación de su entorno, pues en una intersección existen numerosos conflictos potenciales con otros vehículos, peatones y ciclistas.
- Navegación: debe brindársele al conductor mensajes de señalización fáciles de ubicar y leer para poder facilitar cualquier cambio de carril requerido.

Los conductores al circular por una intersección deben:

- Detectar la intersección.
- Identificar las señales, los carriles y los caminos apropiados.
- Observar vehículos, peatones y ciclistas en un sendero que se encuentre en conflicto.
- Predecir las posibles maniobras de los demás usuarios.
- Evaluar la adecuación de espacio y tiempo entre vehículos para el movimiento de giros.
- Tener la suficiente destreza para detenerse o moverse en la aproximación a la zona de decisión de un cruce semaforizado.
- Realizar con éxito el cruce o las maniobras de giro en una intersección.

Es importante tener en cuenta que las intersecciones presentan un alto riesgo de accidentes debido a las altas exigencias que requieren de los conductores en términos de observación visual, estimación del espacio entre vehículos y toma de decisiones rápidas. Según las estadísticas, el índice de accidentes en intersecciones es alto, abarcando alrededor del 50% en zonas urbanas y el 25% en zonas rurales. Además, estudios sobre factores humanos que contribuyen a las causas de accidentes revelan que la mayoría de ellos ocurre en intersecciones que no están diseñadas adecuadamente y que no permiten al conductor tener un buen campo visual de su entorno.

- **Control de intersecciones**

Para que el conductor tenga un control adecuado en las intersecciones, se pueden utilizar varias medidas, tales como:

- Señales de prioridad (Pare, ceda el paso, etc.)
- El control del flujo vehicular a través de semáforos.
- Marcas en la calzada para indicar lugares con flujo peatonal (escuela, hospital, etc).
- Demarcación en el pavimento para ceder el paso.
- Uso de espejos para mejorar la visibilidad en calles estrechas o curvas.
- La instalación de la señal ceda el paso en el lado izquierdo en vías unidireccionales de dos o más carriles.
- Construcción de rotondas, pues estas pueden disminuir el número de accidentes en las intersecciones.
- El uso de mini rotondas en intersecciones de 3 o 4 accesos pueden ser eficaces, si cuentan con un diseño adecuado, evitando accesos rectos y proporcionando adecuada visibilidad.

No es recomendable el uso de semáforos en vías rurales, en donde las velocidades son superiores a los 70 km/h.

- **Áreas de detención y parada de buses**

Las áreas de detención para buses, permiten que no se generen puntos de conflictos o colas de retrasos con resto del tráfico. Se recomienda que estas áreas de parada de vehículos de transporte público estén separadas de la vía principal y conectadas a la misma en un punto de entrada y salida. De esta forma, los vehículos al detenerse no interferirán con el tráfico general y habrá menor problema para los pasajeros.

Para garantizar los parámetros de seguridad vial que garanticen una correcta función de la vía se deberá tener presente lo siguiente:

- Los lugares de transferencia deberán tener conexiones peatonales directas y segregadas del tránsito vehicular.
- Es necesario tener áreas específicas y bien señalizadas fuera de la carretera para que los vehículos de transporte público puedan recoger y dejar a los pasajeros, estas áreas también deberían contar con andenes y refugios.
- Deben ser visibles en ambas direcciones, por lo que las áreas de detención deberán ubicarse en secciones planas.
- El área de detención debe estar diseñado para garantizar la seguridad tanto para los vehículos como para los peatones.
- Las paradas de autobuses deben estar ubicadas después de las intersecciones o enlaces para evitar que los vehículos detenidos obstaculicen los movimientos de peatones y vehículos en las intersecciones.

- Se deben colocar señales para avisar a los conductores de la proximidad de un área de detención y de la posibilidad de que haya peatones cerca.

- **Pasos a desnivel**

Son una solución viable para evitar los movimientos conflictivos de una intersección o evitar altos niveles de congestión en una intersección. Los pasos a desnivel tienen beneficios como:

- Reducción de diferentes tipos de accidentes que pueden ocurrir en una intersección.
- Mejora del flujo vehicular.
- Simplificación de movimientos complejos que a menudo se presentan en intersecciones con varios brazos.

Es recomendable que, de acuerdo al diseño elegido, el paso a desnivel cuente con bermas y, en el caso de velocidades superiores a 60 km/h, las estructuras, pilares y estribos no deben presentar puntos duros. Las barandas del puente deben tener un diseño que haya sido certificado para resistir impactos de vehículos.

- **Expectativas del conductor**

Es importante diseñar las vías de manera que se adapten a las expectativas del conductor para facilitar el procesamiento de información. Esto incluye hacer que las tareas de navegación, control y orientación sean más fáciles para el conductor, lo que ayudará a reducir la carga cognitiva. Los conductores tienen expectativas tanto a corto como a largo plazo mientras conducen en una nueva sección de carretera. Algunas de las expectativas a largo plazo que un conductor puede tener en un nuevo tramo de carretera son:

- Se espera que las salidas de la autopista estén ubicadas en el lado derecho.
- La señal de PARE será para una carretera secundaria en el cruce entre una vía principal y otra secundaria.
- En una intersección, se espera que los conductores que desean girar a la izquierda se encuentren en el carril de la izquierda.
- Se espera que una autopista o vía arterial continúe sin interrupción y no concluya en una intersección o enlace.

Las expectativas a corto plazo pueden incluir:

- Los conductores esperan que después de un par de kilómetros en un camino sinuoso con suavidad o después de viajar a una velocidad relativamente alta para una cierta distancia considerable las próximas condiciones presentes en la carretera sigan siendo las mismas.
- Los conductores pueden no percibir correctamente la duración de un ciclo diferente después de conducir a una velocidad constante en un tramo con coordinación semafórica.

Para que el conductor pueda manejar de manera segura y eficiente, es esencial que cuente con una buena visión ya que la mayoría de la información necesaria para conducir se obtiene a través de la vista. Además, es importante que la información proporcionada sea fácil de comprender y esté diseñada de manera clara para que el conductor pueda responder de manera oportuna y adecuada.

- **Relación entre características de la carretera y la accidentalidad**

Los parámetros que definen un tramo de la carretera, así como las variaciones de los mismos y de los tramos contiguos determinan las características de la carretera y la tendencia los accidentes que se puedan generar. Por lo tanto, el análisis de la infraestructura vial se basa en dos factores:

- Seguridad activa: son medidas que se incorporan en la vía con el objetivo de cumplir con los estándares de seguridad y reducir significativamente la tasa de accidentes. Estas medidas incluyen diseño del trazado, diseño de intersecciones, calidad del pavimento, sección transversal adecuada, dimensiones de la sección de la berma, señalización, reductores de velocidad, entre otros.
- Seguridad pasiva: son medidas que se incorporan para disminuir la gravedad de los accidentes en caso que se produzcan. Estas medidas pueden ser: separador central, sistema de contención de vehículos, protectores laterales, entre otros.

Al diseñar una carretera es esencial tener en cuenta las limitaciones y características de los usuarios y las condiciones de circulación de cada tipo de vehículo, especialmente los vehículos pesados. En áreas urbanas o semiurbanas, también es importante considerar las condiciones de circulación de peatones y las medidas de seguridad relacionadas como: veredas, refugios, pasos a desnivel y las medidas de control de velocidad. Además, para lograr un entorno de carretera segura es importante tener en cuenta lo siguiente:

- Proporcionar información al conductor sobre las condiciones de la carretera y las características inusuales que puedan presentarse.
- Brindar espacio suficiente para que los conductores puedan maniobrar si pierden el control o realizan maniobras inadecuadas.

- **La seguridad vial objetiva y subjetiva**

Pese a que existe una estrecha relación entre la seguridad vial y los estándares de diseño, no siempre un buen diseño garantiza que no ocurran accidentes. Además, la experiencia ha demostrado que cumplir con un estándar no necesariamente significa que algo sea seguro, y no cumplirlos no necesariamente significa que algo sea inseguro.

La seguridad vial objetiva, es aquella que se basa en la evidencia real e histórica para realizar diseños con una menor tendencia a la ocurrencia de accidentes. Esto obliga a un

arduo trabajo que incluye auditorías viales, monitoreo, investigación y recolección de información. Es por ello, que estos procesos resultan costosos y demandan de una gran cantidad de recursos.

La seguridad vial subjetiva, es aquella que se basa en cumplir con los estándares de diseño o normas que proporcionan un diseño seguro. Sin embargo, según investigaciones realizadas por Hauer (1999), los caminos diseñados de acuerdo con las normas no son necesariamente seguros, ni inseguros, sino que tienen un nivel de seguridad no intencional. Esto sugiere que el diseño de las carreteras de acuerdo con las normas no garantiza la seguridad de los usuarios y se necesita un enfoque más holístico para garantizar la seguridad en las carreteras.





Capítulo 2 Estudios de Ingeniería Básica

2.1 Estudio de tráfico

2.1.1 Aspectos generales

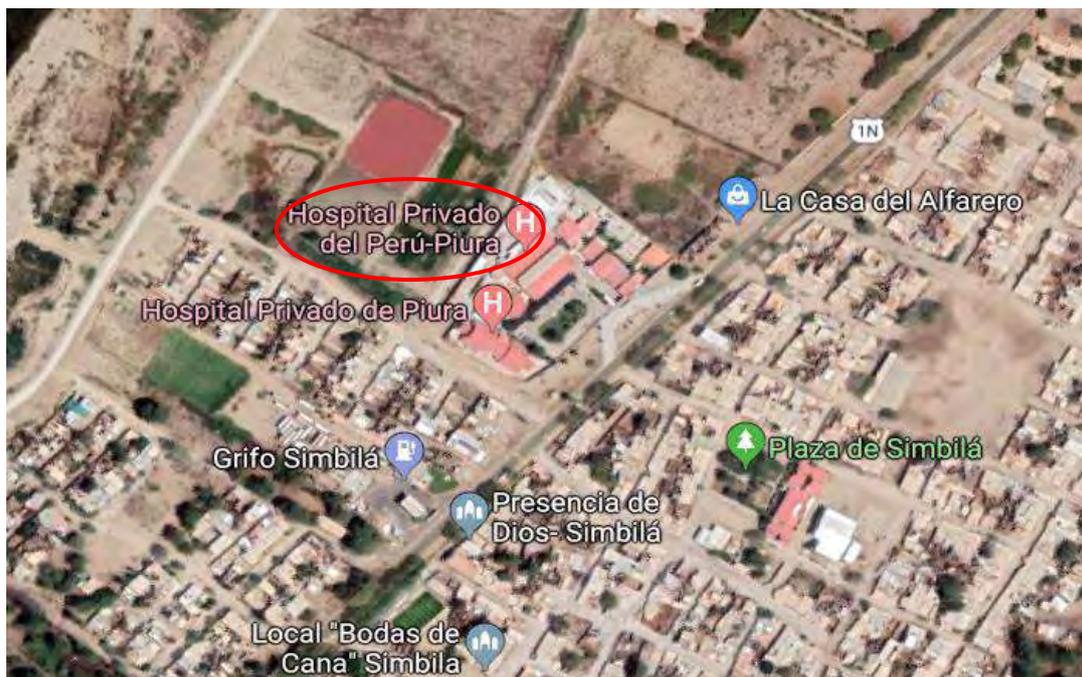
El estudio de tráfico vehicular se centra básicamente en cuantificar y clasificar volúmenes de tránsito que transitan por la vía PE-1NK, la cual se delimita desde el Desvío de Catacaos hasta la ciudad de Catacaos (Figura 9).

Figura 9. Código de la Ruta



Nota. Adaptado de Mapa vial Piura- MTC.

Para el conteo de tráfico se tuvo como estación de conteo vehicular el Hospital Privado del Perú (Figura10).

Figura 10. Estación de conteo-Hospital Privado

Nota. Adaptado de Google Maps.

2.1.2 Conteo de tráfico vehicular

En el Apéndice A. Conteo Vehicular, se muestran los conteos de tráfico vehicular de los días 11, 12 y 16 de abril del 2021 respectivamente.

En la Tabla 1 se muestra un resumen de la cantidad de vehículos por día. Se cuenta con datos de 4 horas, 4 horas y 12 horas respectivamente; por lo que partiendo de los datos reales se adaptó a las horas restantes, para así tener un conteo general de 24 horas por día.

Tabla 1. Resumen de conteo Piura-Catacaos

Piura-Catacaos			Catacaos-Piura				
Tipo de vehículo	Tráfico vehicular por día de conteo			Tipo de vehículo	Tráfico vehicular por día de conteo		
	11- Abr	12- Abr	16- Abr		11- Abr	12- Abr	16- Abr
Moto lineal	1014	1147	1351	Moto lineal	1050	1321	1590
Moto taxi	819	1334	1147	Moto taxi	1129	1119	1241
Auto	3998	3234	3524	Auto	3431	3777	3330
Station wagon	332	406	421	Station wagon	196	376	491

Piura-Catacaos					Catacaos-Piura				
Camionetas	Pick up	645	1098	931	Camionetas	Pick up	856	1212	1172
	Panel	472	209	345		Panel	148	195	298
	Rural	402	162	392		Rural	203	169	172
Micro		347	342	362	Micro		404	337	512
Bus	2 e	74	189	164	Bus	2 e	18	238	220
	>=3 E	1	30	6		>=3 E	13	27	29
Camión	2 e	217	234	205	Camión	2 e	349	183	333
	3 E	115	114	77		3 E	110	114	93
	4 E	1	0	0		4 E	16	0	3
Semi trayler	2 s1/2 s2	11	0	2	Semi trayler	2 s1/2 s2	0	0	1
	2 S3	0	0	6		2 S3	0	1	0
	3 S1/3 S2	1	14	1		3 S1/3 S2	0	0	1
	>=3 S3	0	0	3		>=3 S3	63	14	31
Trayler	2 t2	0	0	0	Trayler	2 t2	0	0	0
	2 T3	0	0	0		2 T3	0	0	0
	3 T2	0	0	0		3 T2	0	12	0
	>=3 T3	14	0	14		>=3 T3	0	0	1

2.1.3 Análisis vehicular en cada dirección de tránsito

A continuación, se presenta los porcentajes obtenidos de acuerdo con el tipo de vehículo encontrado en el día con más tráfico del estudio (Tabla 2).

Tabla 2. Porcentajes de vehículo

Catacaos-Piura			Piura - Catacaos		
Tipo de vehículo	Total	%	Tipo de vehículo	Total	%
Ligeros	6224	65.39%	Ligeros	6145	68.65%
Pesados	463	4.86%	Pesados	308	3.44%
Moto lineal	1590	16.71%	Moto lineal	1351	15.09%
Mototaxi	1241	13.04%	Mototaxi	1147	12.81%
Total	9518	100.00%	Total	8951	100.00%

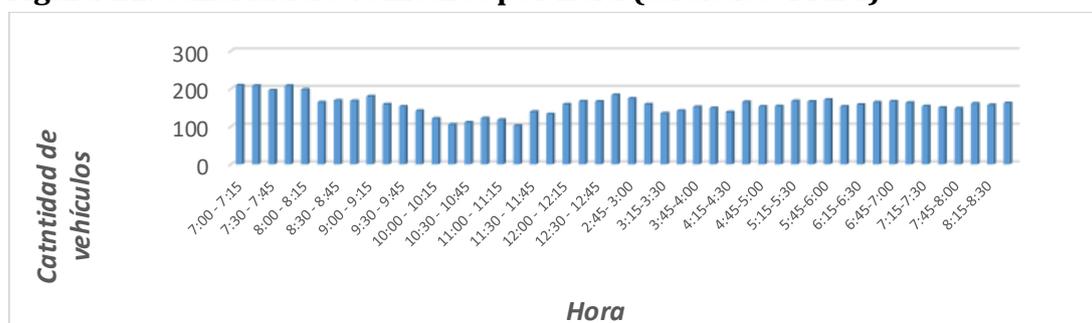
2.1.4 Patrones por hora de los volúmenes de tráfico contabilizados

Se analizará como varía el tráfico conforme avanza las horas alrededor del día. Esto permite visualizar patrones de comportamiento, o picos de tránsito en los cuales hay más porcentaje de vehículos por hora. Cuando se diseña cualquier obra ingenieril se diseña para los puntos críticos, en este caso si el proyecto de la construcción de esta nueva vía puede lograr despejar los vehículos de forma eficiente en las horas donde hay mayor cantidad de vehículos, podrá tener un perfecto desempeño durante el día. A continuación, se tiene gráficos de tránsito vehicular de 12 horas el día viernes 16 de abril del 2021, día en el cual se hizo el conteo de más horas precisamente para poder determinar estos valores.

En la Figura 11, en el tramo Catacaos-Piura, se visualiza dos picos de tránsito notables, uno de ellos es alrededor de las 7am hasta las 8am, este es un pico global con un valor de 205.25 de vehículos, este valor es el más crítico durante el día analizado.

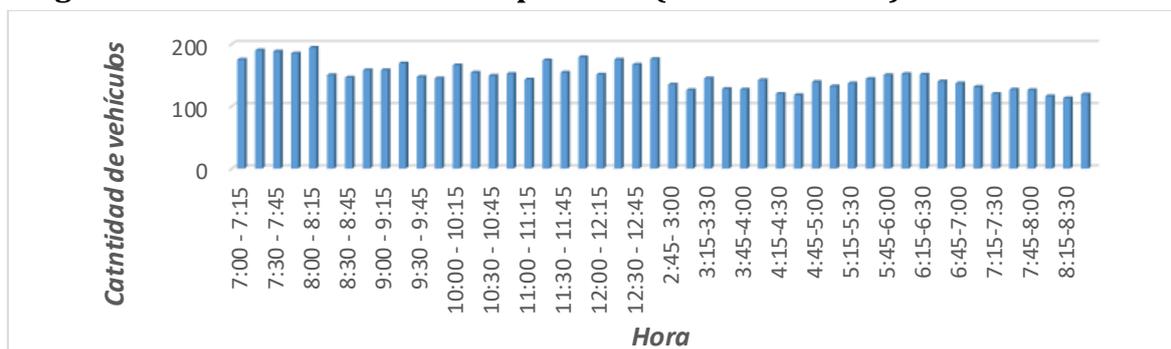
Posteriormente, en el tramo de 12:45 pm hasta la 1 pm se encuentra otro pico de 184 vehículos.

Figura 11. Cantidad de Vehículos por hora (Catacaos-Piura)



En la Figura 12, del tramo Piura-Catacaos, se puede visualizar que los vehículos durante el día son mucho más constantes y sin variaciones considerables, pero las horas de pico siguen siendo las mismas que las del tramo Catacaos-Piura. En el periodo entre las 7:15 am hasta las 8am se tiene un pico promedio de 187.7 vehículos; y entre las 11:30 am hasta la 1 pm, hay un incremento de vehículos.

Figura 12. Cantidad de Vehículos por hora (Piura-Catacaos)



2.1.5 Cálculo del Tráfico Medio Semanal (IMDS)

Se obtiene a partir de:

$$IMDS = \sum \frac{5VDL + 2VFS}{7}$$

Donde:

- IMDS: Índice medio diario semanal.
- VDL: Volumen vehicular promedio de un día laboral
- VFS: Volumen vehicular promedio de un día de fin de semana (sábado o domingo).

Como se tiene datos de 2 días de semana, el cálculo del VDL se sacará un promedio de los días de los que se tiene datos:

$$VDL = \frac{D1_{12-04-21} + D2_{16-04-21}}{2}$$

En la Tabla 3 se muestra se muestra el cálculo del IMDS para cada tipo de vehículo.

Tabla 3. Cálculo de IMDS

Catacaos-Piura				Piura - Catacaos					
Tipo de vehículo	VDL	VFS	IMDS	Tipo de vehículo	VDL	VFS	IMDS		
Auto	3379	3998	3555.9	Auto	3554	3431	3518.9		
Station wagon	414	332	390.6	Station wagon	434	196	366.0		
Camionetas	Pick up	1015	645	909.3	Camionetas	Pick up	1192	856	1096.0
	Panel	277	472	332.7		Panel	247	148	218.7
	Rural	277	402	312.7		Rural	171	203	180.1
Micro	352	347	350.6	Micro	425	404	419.0		
Bus	2 e	177	74	147.6	Bus	2 e	229	18	168.7
	>=3 e	18	1	13.1		>=3 e	28	13	23.7
Camión	2 e	220	217	219.1	Camión	2 e	258	349	284.0
	3 e	96	115	101.4		3 e	104	110	105.7
	4 e	0	1	0.3		4 e	2	16	6.0

Catacaos-Piura					Piura – Catacaos				
Semi trayler	2				Semi trayler	2			
	s1/2	1	11	3.9		s1/2	1	0	0.7
	s2					s2			
	2 s3	3	0	2.1		2 s3	1	0	0.7
	3					3			
s1/3	8	1	6.0	s1/3	1	0	0.7		
s2				s2					
>=3				>=3					
s3	2	0	1.4	s3	23	63	34.4		
2 t2	0	0	0.0	2 t2	0	0	0.0		
2 t3	0	0	0.0	2 t3	0	0	0.0		
3 t2	0	0	0.0	3 t2	6	0	4.3		
>=3				>=3					
t3	7	14	9.0	t3	1	0	0.7		

2.1.6 Cálculo del Tráfico Medio Anual (IMDA)

Se debe tener claro que alrededor del año el tráfico vehicular no es el mismo, puesto que existen meses en los cuales hay mayor flujo vehicular, por ejemplo, en temporada de vacaciones el flujo se incrementa puesto el turismo es mayor, o durante el año donde el tráfico solo se centra en los escolares y personas que se trasladan por trabajo.

Debido a que el flujo vehicular se ha calculado para un periodo de una semana y requiriéndose calcular el comportamiento durante el año, se debe determinar el IMDA. Resulta necesario usar factores de corrección que permitan obtener un valor el cual genere una idea general anual.

En el Anexo A. Factores de , se muestra los valores de factores de corrección, los cuales dependen del mes y el peaje, el valor más cercano al tramo Piura-Catacaos, es el de Piura-Sullana.

Los valores de factor de corrección dependen si es el vehículo se clasifica como vehículo pesado o vehículo ligero y del mes del estudio, por lo que se consideran:

- Factor de corrección para vehículo ligero: $F_c = 1.0977$
- Factor de corrección para vehículo pesado: $F_c = 1.0607$

El cálculo del IMDA resulta del producto de:

$$\mathbf{IMDA = FC \times IMDS}$$

Dónde:

- IMDS: Índice Medio Diario Semanal.
- FC: Factor de Corrección Estacional.

En la Tabla 4 se muestra los valores del IMDA calculados.

Tabla 4. Valores de IMDA

Piura-Catacaos				Catacaos-Piura					
Tipo de vehículo	IMDS	FC	IMDA	Tipo de vehículo	IMDS	FC	IMDA		
Auto	3555.9	1.0977	3903.4	Auto	3518.9	1.0977	3862.8		
Station wagon	390.6	1.0977	428.7	Station wagon	366.0	1.0977	401.8		
Camionetas	Pick up	909.3	1.0977	998.2	Camionetas	Pick up	1096.0	1.0977	1203.1
	Panel	332.7	1.0977	365.2		Panel	218.7	1.0977	240.1
	Rural	312.7	1.0977	343.3		Rural	180.1	1.0977	197.7
Micro	350.6	1.0977	384.8	Micro	419.0	1.0977	460.0		
Bus	2 e	147.6	1.0977	162.0	Bus	2 e	168.7	1.0977	185.2
	>=3 e	13.1	1.0977	14.4		>=3 e	23.7	1.0977	26.0
Camión	2 e	219.1	1.0607	232.4	Camión	2 e	284.0	1.0607	301.2
	3 e	101.4	1.0607	107.6		3 e	105.7	1.0607	112.1
	4 e	0.3	1.0607	0.3		4 e	6.0	1.0607	6.4
Semi trayler	2				Semi trayler	2			
	s1/2	3.9	1.0607	4.1		s1/2	0.7	1.0607	0.8
	s2					s2			
	2 s3	2.1	1.0607	2.3		2 s3	0.7	1.0607	0.8
	3					3			
	s1/3	6.0	1.0607	6.4		s1/3	0.7	1.0607	0.8
s2				s2					
	>=3	1.4	1.0607	1.5		>=3	34.4	1.0607	36.5
	s3					s3			
Trayler	2 t2	0.0	1.0607	0.0	Trayler	2 t2	0.0	1.0607	0.0
	2 t3	0.0	1.0607	0.0		2 t3	0.0	1.0607	0.0
	3 t2	0.0	1.0607	0.0		3 t2	4.3	1.0607	4.5
	>=3 t3	9.0	1.0607	9.5		>=3 t3	0.7	1.0607	0.8
Total IMDA			6964.2	Total IMDA			7040.5		

El cálculo obtenido del Índice Medio Diario Anual (IMDA) muestra un aumento respecto al cálculo proporcionado por la Oficina General de Planeamiento y Presupuesto (OGPP) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) en el Anexo B. Índice medio diario anual por estaciones del MTC.

En él se muestra la estación Nro. 27 con código C027 y nombre Catacaos cuya ubicación es en el ex peaje Simbilá. En el cálculo realizado el 2016, se obtuvo en esa

estación un IMDA de 12,328. Lo que confirma también que desde años anteriores el IMDA de la carretera ya superaba los 6000 para ser clasificado como autopista de primera clase.

2.1.7 Tráfico proyectado

La carretera no se diseña para los valores de conteo vehicular que se dispone hasta el momento, puesto que siendo así solo se centraría en satisfacer las necesidades actuales, por lo que los valores actuales de IMDA serán modificados para poder proyectar un tránsito vehicular de 20 años en el futuro. Consiguiendo así que la carretera despeje el tránsito vehicular sin problemas conforme el crecimiento del tránsito vehicular aumente en nuestra región. Se puede calcular el crecimiento del tránsito desarrollando la siguiente fórmula:

$$P_f = P_o[(1 + T_c)^n]$$

Donde:

- P_f : Tránsito proyectado al año “n” en veh/día.
- P_o : Tránsito actual (año base) en veh/día.
- T_c : Tasa de crecimiento anual por tipo de vehículo
- n : Año a estimarse

Para la tasa de crecimiento anual se toma como referencia los valores proporcionados por la Oficina de Programación Multianual de Inversiones (OPMI) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), los cuales se muestran en el Anexo C. Tasa de crecimiento .

Se tiene:

- Tasa Promedio de Crecimiento Anual para Vehículos Ligeros: 0.87%
- Tasa Promedio de Crecimiento Anual para Vehículos Pesados: 3.23%

Tabla 5. Tránsito Proyectado

Piura-Catacaos			Catacaos-Piura		
Tipo de vehículo	Tc	Tráfico proyectado	Tipo de vehículo	Tc	Tráfico proyectado
Auto	0.87%	4643.3	Auto	0.87%	4595.0
Station wagon	0.87%	510.0	Station wagon	0.87%	477.9

Piura-Catacaos				Catacaos-Piura			
Camionetas	Pick up	0.87%	1187.4	Camionetas	Pick up	0.87%	1431.2
	Panel	0.87%	434.5		Panel	0.87%	285.6
	Rural	0.87%	408.4		Rural	0.87%	235.2
Micro		0.87%	457.8	Micro		0.87%	547.1
Bus	2 e	0.87%	192.7	Bus	2 e	0.87%	220.3
	>=3 e	0.87%	17.2		>=3 e	0.87%	31.0
Camión	2 e	3.23%	439.2	Camión	2 e	3.23%	569.2
	3 e	3.23%	203.3		3 e	3.23%	211.9
	4 e	3.23%	0.6		4 e	3.23%	12.0
Semi trayler	2 s1/2 s2	3.23%	7.7	Semi trayler	2 s1/2 s2	3.23%	1.4
	2 s3	3.23%	4.3		2 s3	3.23%	1.4
	3 s1/3 s2	3.23%	12.0		3 s1/3 s2	3.23%	1.4
	>=3 s3	3.23%	2.9		>=3 s3	3.23%	69.0
	2 t2	3.23%	0.0		2 t2	3.23%	0.0
Trayler	2 t3	3.23%	0.0	Trayler	2 t3	3.23%	0.0
	3 t2	3.23%	0.0		3 t2	3.23%	8.6
	>=3 t3	3.23%	18.0		>=3 t3	3.23%	1.4
	T. Proy		8539.3		T. Proy		8699.9

2.2 Estudio topográfico

2.2.1 Memoria descriptiva

2.2.1.1 Generalidades. El presente estudio topográfico, se realiza para fines del desarrollo del proyecto y propuesta de solución para el mejoramiento de la calzada Piura-Catacaos. Por lo que se pretende la construcción de una segunda calzada que mejore y optimice las condiciones del flujo vehicular.

2.2.1.2 Ubicación geográfica. El terreno en estudio se encuentra ubicado en el departamento de Piura- provincia Piura- distrito de Catacaos. La calzada está contemplada entre el desvío Catacaos y el distrito de Catacaos (“Cántaro de entrada a Catacaos”) con coordenadas UTM WGS 84 17S de inicio: 539673 E, 9421151 S ; y de final: 5365511 E, 9418098 S ; paralela a la calzada existente PE-1NK, como muestra en la Figura 13.

Figura 13. Ubicación del proyecto a realizar



Nota. Adaptado de Mapa Vial Piura.

2.2.1.3 Herramientas utilizadas. Para la obtención del levantamiento topográfico se contó con las siguientes herramientas:

- Google Maps: servicio en línea que proporciona imágenes de mapas interactivos y fotografías satelitales del mundo. También permite obtener indicaciones de ruta entre diferentes lugares, y ver imágenes de las calles en detalle con Google Street View.
- Curvas de nivel de la carta nacional.
- Curvas de nivel del Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED) / Aerocam.
- Global Mapper: aplicación que utiliza herramientas de tratamiento de datos espaciales con acceso a una variedad de formatos de datos. Permite gestionar datos SIG; además se tiene la posibilidad de acceder directamente a fuentes en línea de imágenes y mapas topográficos.
- Civil 3D: software de diseño y cálculo especialmente útil en proyectos de diseño de sitio, diseño urbanístico, carreteras, movimiento de tierras, cálculo topográfico y replanteo de información. Es ampliamente utilizado en el campo de la ingeniería civil.

2.2.2 Descripción del trabajo realizado

El estudio topográfico se realizó con la ayuda de los siguientes programas: Google Earth (maps), Global Mapper y Civil 3d. Primero se utilizó Google Earth para trazar una polilínea desde el desvío Catacaos hasta el Cántaro de entrada a Catacaos, obteniendo una

longitud de 4.4 km. Además, se pudo obtener el perfil de elevación como se muestra en la Figura 14 de donde se obtuvo la cota de puntos cada 20m.

Figura 14. Perfil trazado en Google Earth



Luego se utilizó la carta nacional del Instituto Geográfico Nacional, con código 11-b de Piura para obtener las curvas de nivel en Google Earth como se muestra en la Figura 15.

Del gráfico se observa que las curvas no pasan directamente por la carretera, por lo que se puede concluir que el terreno por el que se construirá la carretera no tiene desniveles notorios.

Figura 15. Curvas de nivel obtenidas de la carta nacional



También se utilizó la carta nacional en Civil 3D, observando que las curvas de nivel se encuentran cada 25 metros y que no existe gran desnivel en la carretera, como se muestra en la Figura 16 y Figura 17.

Figura 16. Curvas de nivel en civil 3D obtenidas de la carta nacional

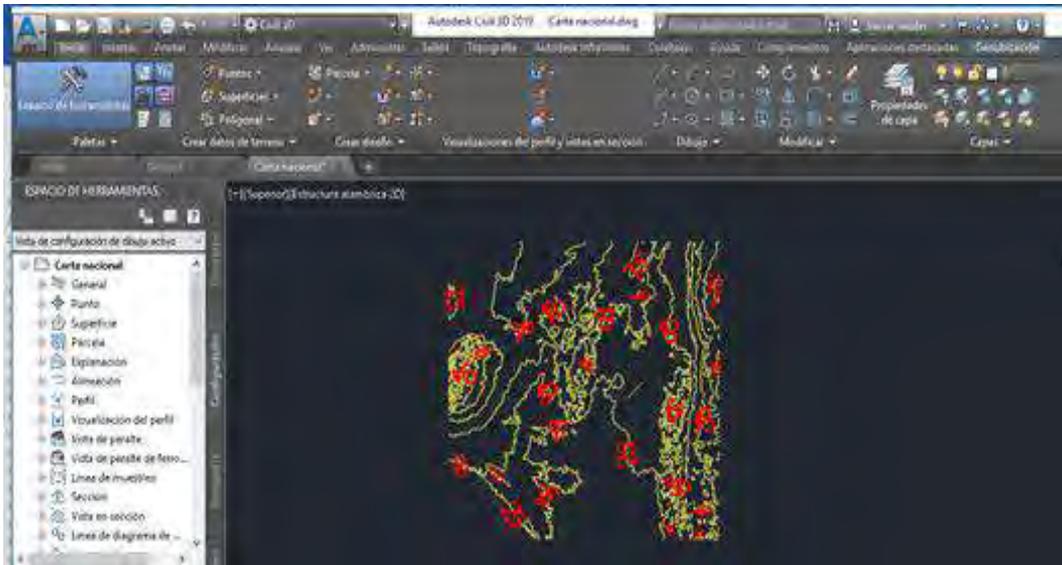
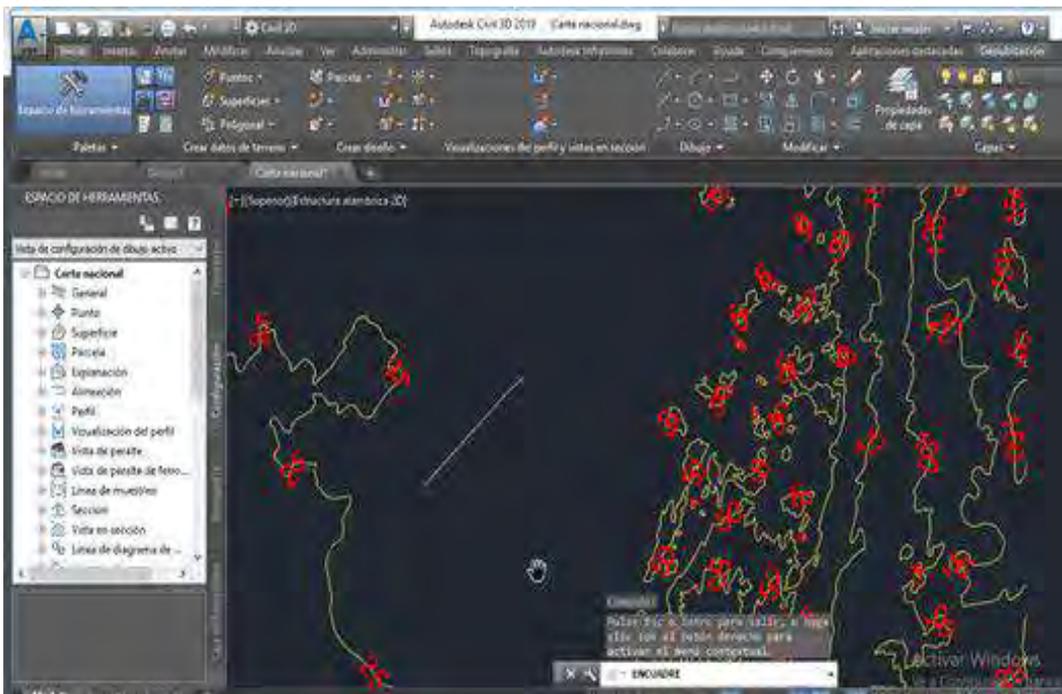
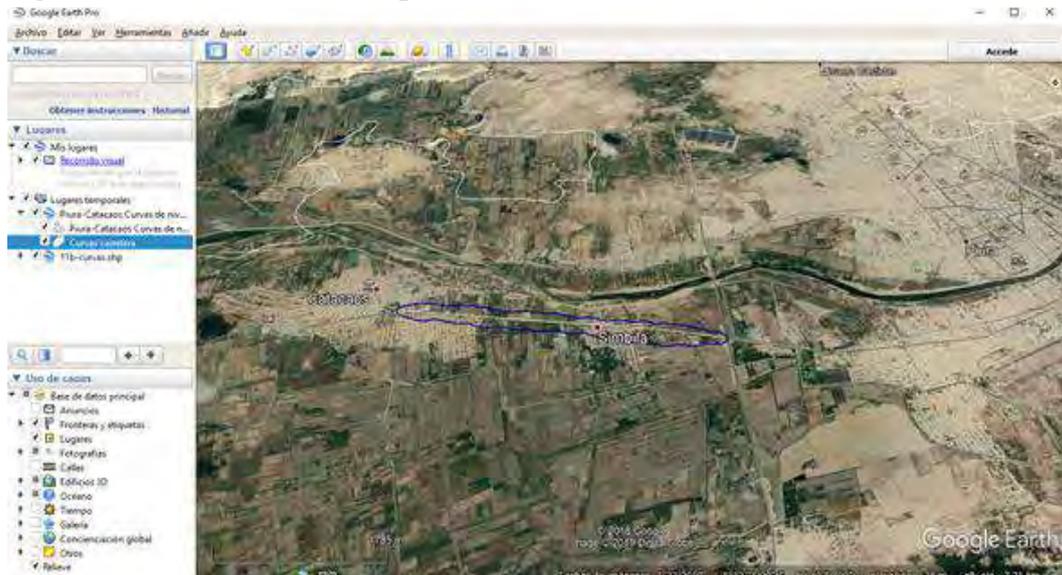


Figura 17. Trazo preliminar de la calzada dentro de las curvas de nivel



Para trazar las curvas de nivel por la carretera se realizó un área de estudio como se muestra en la Figura 18 (color azul).

Figura 18. Área de estudio para la realización de las curvas de nivel



Luego se utilizó Global Mapper para analizar el área creada en Google Earth, obteniendo la superficie y curvas de nivel como se muestra en la Figura 19, Figura 20 y Figura 21.

Figura 19. Elevación del terreno

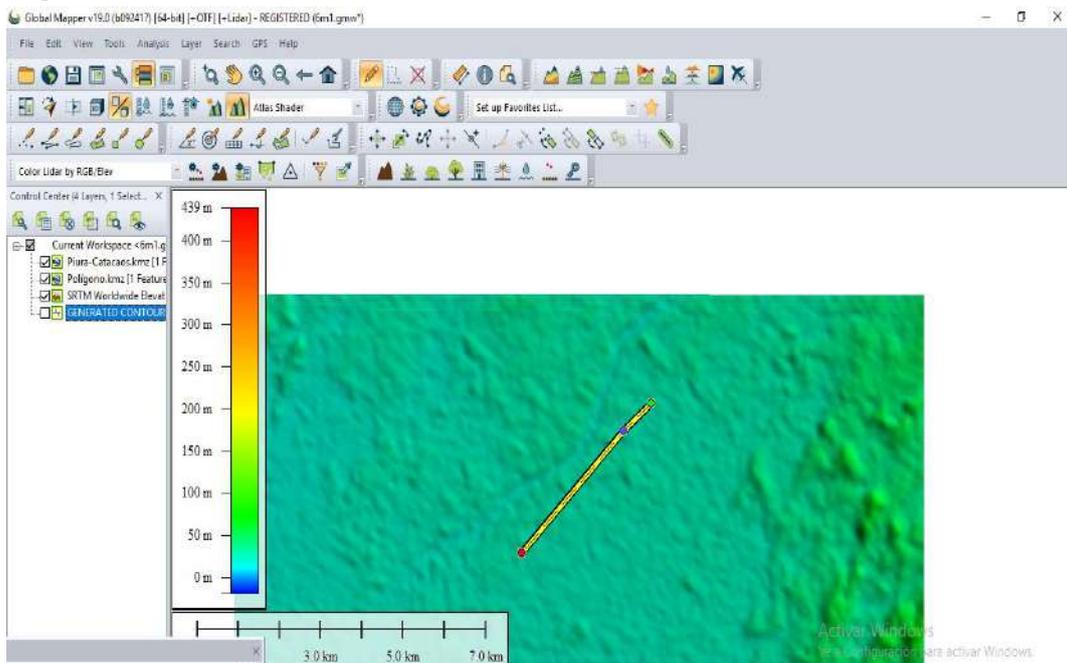


Figura 20. Curvas de nivel con elevación

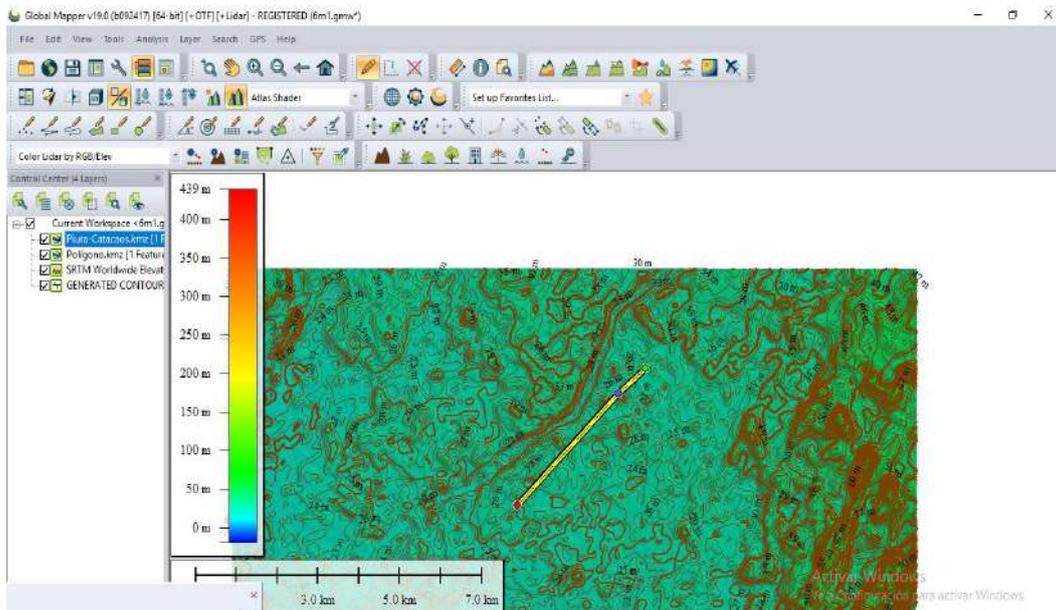
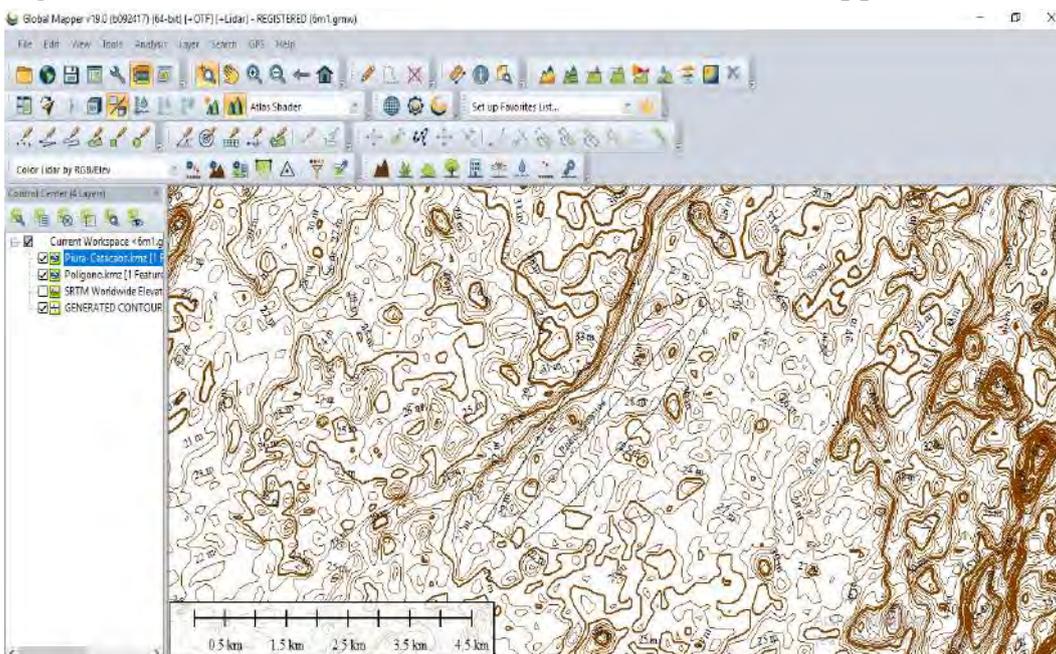
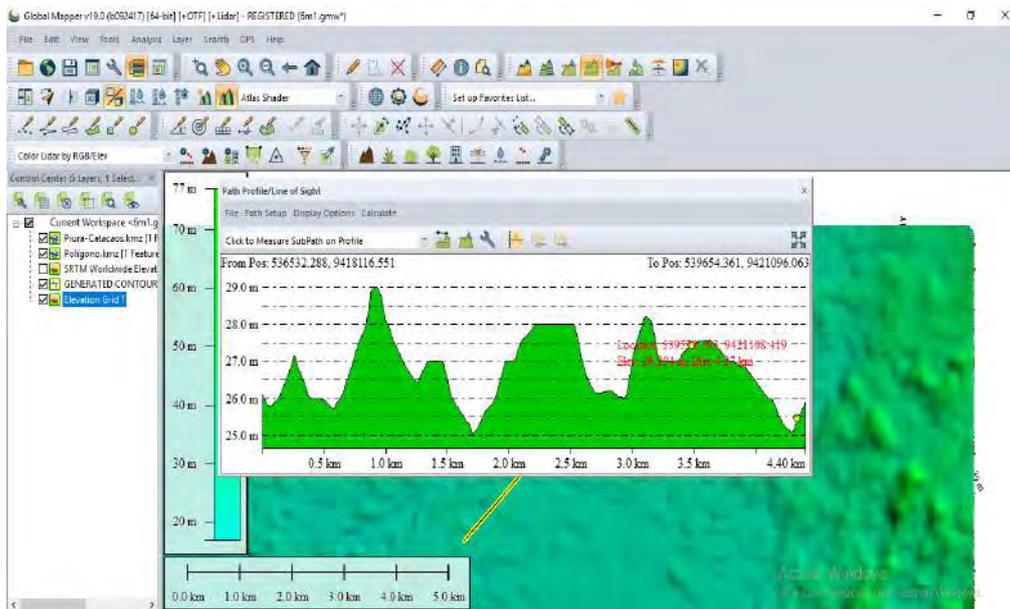


Figura 21. Obtención de las curvas de nivel en Global Mapper



Se pudo obtener también el perfil longitudinal como se muestra en la Figura 22.

Figura 22. Perfil longitudinal obtenido con Global Mapper



Se exportó en formato dwg para poder trabajar las curvas en Civil 3D. Se realizó el alineamiento del eje para poder obtener el perfil longitudinal y sección transversal; como se muestra en la Figura 23, Figura 24, Figura 25 y Figura 26.

Figura 23. Curvas de nivel obtenidas

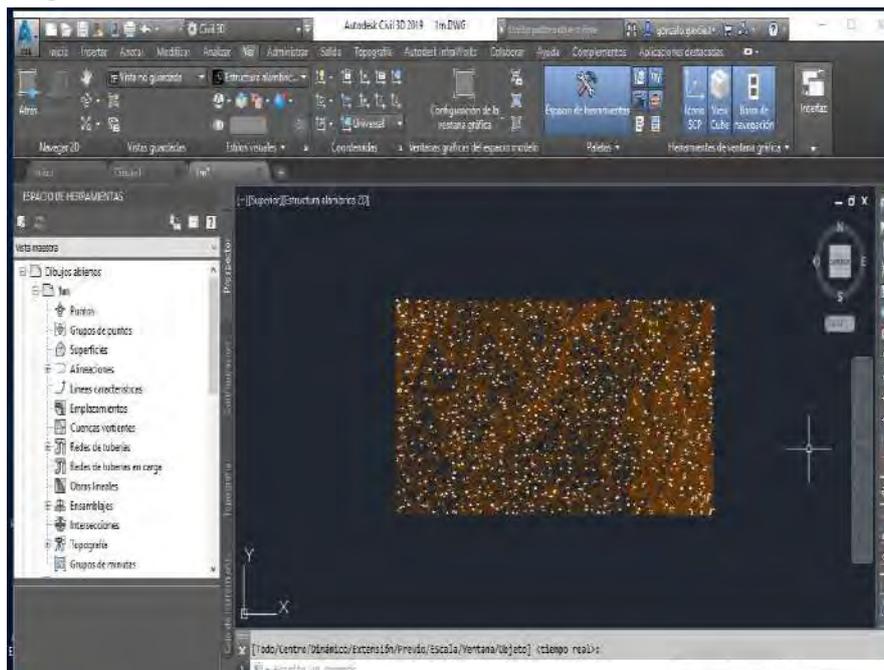


Figura 24. Curvas de nivel en civil 3D de la carretera

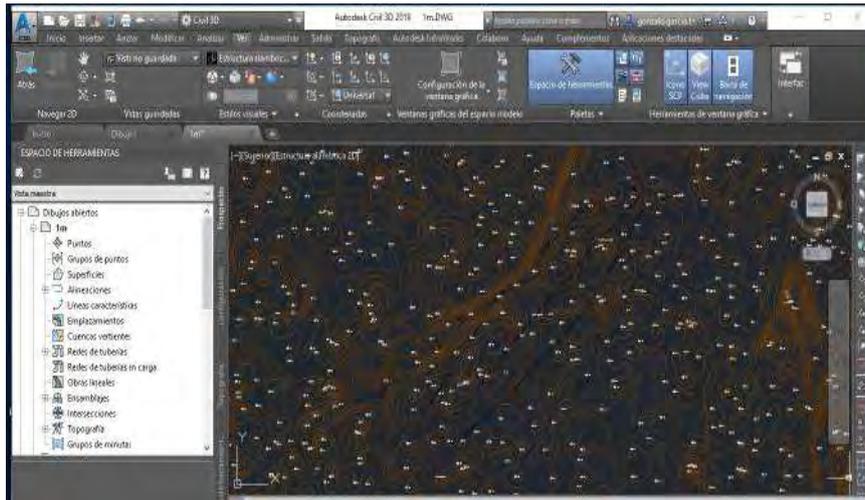


Figura 25. Curvas de nivel en civil 3D

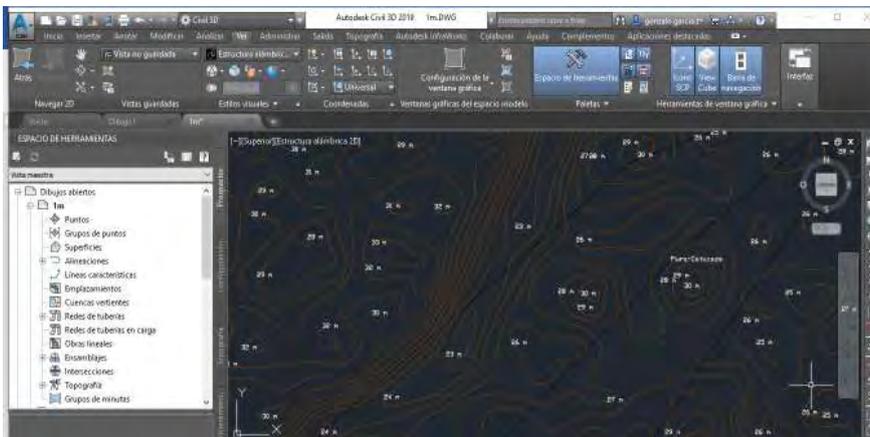
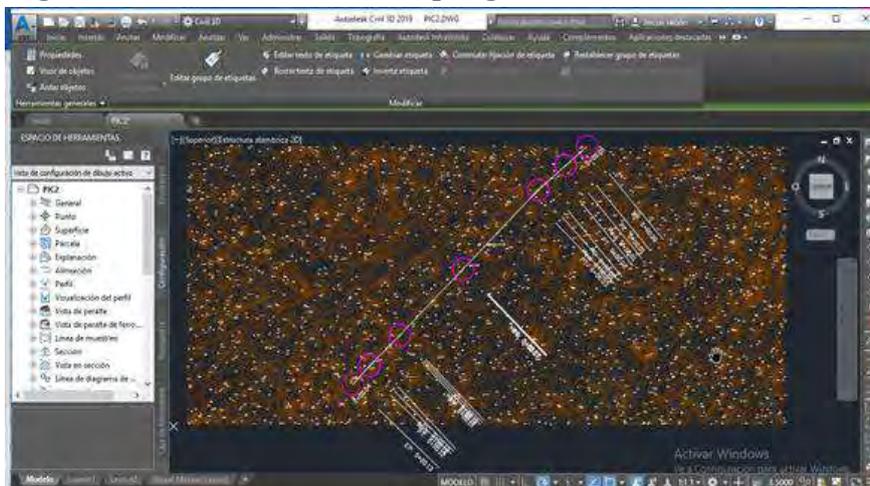


Figura 26. Alineamiento con progresivas



Para mejorar la estimación de la topografía y curvas de nivel mostradas anteriormente, también se utilizaron las curvas de nivel de la ciudad de Catacaos 2019 realizadas con RPAS Phantom 4DJI por CENEPRED/AEROCAM y que abarca parte del área de la carretera en estudio.

2.3 Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño obras hidráulicos viales

Para el análisis del cálculo hidrológico se partirá de los datos obtenidos por las precipitaciones de la zona.

2.3.1 Precipitaciones

Las precipitaciones pluviales varían en diferentes altitudes. En la costa, suelen ser bajas entre 100 y 500 metros sobre el nivel del mar, con un rango entre 10 y 200 mm/año. Entre 500 y 1,500 metros sobre el nivel del mar, las precipitaciones alcanzan entre 200 y 800 mm/año. En las zonas ubicadas por encima de los 1,500 metros sobre el nivel del mar, el promedio de precipitaciones pluviales es de 1,550 mm/año. En periodo de fenómeno “El Niño” estas precipitaciones se incrementan de 5 a 10 veces estos valores.

Para el estudio se tomará como data las precipitaciones máximas diarias (Figura 27). Estos datos han sido obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), de la estación Miraflores.

En este estudio hidrológico, se utilizará el Método de Abstracciones del SCS debido a su flexibilidad para aplicarse en áreas de cualquier tamaño, su sencillez y facilidad de uso, pero principalmente debido a la disponibilidad de información pluviométrica y pluviográfica específica necesaria para aplicar otros métodos. Es importante mencionar que el registro histórico de precipitaciones obtenido por SENAMHI tiene 38 años.

Figura 27. Precipitaciones máximas diarias medidas en la Estación Miraflores

Año	Precipitación Máxima Diaria (mm)	Año	Precipitación Máxima Diaria (mm)
1971	1.6	1990	2.4
1972	66.2	1991	3.5
1973	29.8	1992	107.1
1974	2.4	1995	6.8
1975	7	1996	1.8
1976	18.8	1997	49.5
1977	14.1	1998	173.6
1978	31.9	1999	16
1979	4.5	2000	12.8
1980	30.3	2001	61.5
1981	18.4	2002	91.5
1982	6.7	2003	16
1983	151.4	2004	4.1
1984	13	2005	9.5
1985	15.9	2006	13
1986	6.1	2007	6.2
1987	34.9	2008	33
1988	4.6	2009	18.3
1989	10.1	2010	35

N° Datos	38
Promedio	29.72
Desviación estándar	40.03
Mínimo	1.6
Máximo	173.6

Nota. Adaptado de SENAMHI.

2.3.2 Ajuste a las Distribuciones teóricas

Los valores diarios máximos de precipitaciones en la estación Miraflores se ajustaron a las distribuciones teóricas más comunes, como son Log Normal III, Log Pearson Tipo III y Gumbel.

- Distribución Log Normal III

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{(X - X_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2(\ln(X-X_0)-\mu_y/S_y)^2}$$

Para $X > X_0$:

Donde:

- X_0 : Parámetro de posición
- μ_y : Parámetro de escala o media
- S_y : Parámetro de forma o varianza

- Distribución Log Pearson Tipo III

Si se considera la variable aleatoria en términos de su logaritmo y se supone que se comporta según la distribución Pearson Tipo III, entonces se obtiene la función Log Pearson Tipo III. Se sigue el mismo procedimiento que la distribución Pearson Tipo III para la solución.

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left[\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right]^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

Donde:

- $\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ = son los parámetros de la función
- $\Gamma(\beta_1)$ = Función Gamma

Los parámetros $\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ son determinados a partir de los datos de intensidad observados (en este caso, estimados a partir de la máxima lluvia en 24 horas), a través del siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Donde:

- \bar{x} = es la media de los datos.

- $S^2 =$ varianza de los datos
- $\gamma =$ coeficiente de sesgo, definido como: $\gamma = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3/n}{S^3}$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}\right)^{\beta_1-1} dx$$

Sustituyendo: $y = \frac{x-\delta_1}{\alpha_1}$, la ecuación se escribe como:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

Esta última ecuación es una función de distribución chi cuadrada con $2\beta_1$ grados de libertad y también $\chi^2 = 2y$, es decir:

$$F(y) = F(\chi^2 | v) = F\chi^2(2y | 2\beta_1)$$

La función chi cuadrado se encuentra en tablas estadísticas.

- Distribución Gumbel

Suponiendo el caso de tener N muestras, cada una de las cuales tiene “ n ” eventos y se selecciona el valor máximo “ x ” de los “ n ” eventos de cada muestra, se puede demostrar que, a medida que “ n ” aumenta, la función de distribución de probabilidad de “ x ” tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde α y β son los parámetros de la función. Estos se calculan para muestras muy grandes, de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \qquad \beta = \bar{x} - 0.45 S$$

Para conjuntos de datos de tamaño relativamente pequeño, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S} \qquad \beta = \bar{x} - u_y/\alpha$$

Los valores de μ_y y σ_y se encuentran en tablas.

De acuerdo con las distribuciones señaladas, se han obtenido para cada periodo de retorno los siguientes valores de precipitaciones (Figura 28), obtenido mediante el software Smada v6.43 para Windows.

Figura 28. Precipitaciones de acuerdo con el periodo de retorno

Tr	Distribución		
	LN3	Gumbel	Log Pearson Tipo III
2	19.86	24.27	14.26
5	53.45	59.4	41.69
10	78.83	82.66	74.56
20	105.32	104.97	121.77
25	114.15	112.05	140.73
50	142.69	133.85	213.93
100	173.06	155.49	313.93

Nota. Adaptado de SENAMHI.

2.3.3 Prueba de Bondad de Ajuste

Para determinar cuál distribución teórica se ajusta mejor a los datos de intensidades calculadas, se utilizó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov. Esta prueba consiste en comparar el valor máximo absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(X_m)$ y la función estimada $F(X_m)$.

$$D = \text{máx} | F_o(X_m) - F(X_m) |$$

Teniendo un valor crítico "d" que está en función del número de datos y del nivel de significación seleccionado, si $D < d$, se acepta la hipótesis nula.

Los valores comunes para el nivel de significación son el 10%, el 5% y el 1%. Para un nivel de significación del 5% y una muestra de $n=38$, el valor crítico de "d" es 0.22.

En la teoría estadística, el valor de α es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula (H_0), que es la afirmación de que la función de distribución de probabilidad es $D(\alpha, \beta, \dots)$, cuando en realidad es verdadera. El rechazo de una hipótesis nula verdadera se conoce como error tipo I.

La función de distribución de probabilidad observada se calcula con:

$$F_0(X_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde:

- m = es el número de orden del dato X_m en una lista
- n= es el número total de datos (Figura 29)

Figura 29. Bondad de ajuste para la data obtenida

ITEM	DATOS	Probabilidad de excedencia F(x)			Diferencia Delta D	
		Empírica	LN3	Gumbel	LN3	Gumbel
1	173.6	0.026	0.025	0.01	0.00074	0.0159
2	151.4	0.051	0.032	0.018	0.01952	0.03306
3	107.1	0.077	0.056	0.063	0.02062	0.01432
4	91.5	0.103	0.072	0.096	0.03098	0.0068
5	66.2	0.128	0.113	0.187	0.01545	0.0583
6	61.5	0.154	0.124	0.21	0.02971	0.05627
7	49.5	0.179	0.162	0.282	0.01718	0.10273
8	35	0.205	0.238	0.394	0.03267	0.18859
9	34.9	0.231	0.238	0.395	0.00773	0.16382
10	33	0.256	0.252	0.411	0.00408	0.15478
11	31.9	0.282	0.261	0.421	0.02113	0.13894
12	30.3	0.308	0.274	0.436	0.03344	0.12782
13	29.8	0.333	0.279	0.44	0.0547	0.10677
14	18.8	0.359	0.412	0.547	0.05306	0.18834
15	18.4	0.385	0.419	0.551	0.0341	0.16678
16	18.3	0.41	0.42	0.552	0.01015	0.14216
17	16	0.436	0.463	0.576	0.02681	0.14014
18	16	0.462	0.463	0.576	0.00117	0.1145
19	15.9	0.487	0.465	0.577	0.2248	0.08989
20	14.1	0.513	0.503	0.596	0.00973	0.0829
21	13	0.538	0.529	0.607	0.00931	0.06871
22	13	0.564	0.529	0.607	0.03495	0.04307
23	12.8	0.59	0.534	0.609	0.05562	0.01951
24	10.1	0.615	0.609	0.637	0.00593	0.02205
25	9.5	0.641	0.629	0.644	0.01249	0.00267
26	7	0.667	0.719	0.67	0.05261	0.00307
27	6.8	0.692	0.727	0.672	0.0351	0.0205
28	6.7	0.718	0.732	0.673	0.01357	0.0451
29	6.2	0.744	0.753	0.678	0.00904	0.06556
30	6.1	0.769	0.757	0.679	0.01227	0.09016
31	4.6	0.795	0.826	0.695	0.03132	0.10032
32	4.5	0.821	0.831	0.696	0.01057	0.12494
33	4.1	0.846	0.851	0.7	0.00482	0.14647
34	3.5	0.872	0.882	0.706	0.00978	0.16597
35	2.4	0.897	0.938	0.717	0.04087	0.18042
36	2.4	0.923	0.938	0.717	0.01523	0.20606
37	1.8	0.949	0.967	0.723	0.01839	0.22563
38	1.6	0.974	0.976	0.725	0.00135	0.24925
					0.05562	0.24925
					Aceptada	Rechaza da
					0.2206	

Nota. Adaptado de SENAMHI.

2.3.4 Periodo de Retorno

En el diseño se utiliza la frecuencia promedio con que ocurren las lluvias en la zona, y esto indicará el nivel de protección que se puede brindar al sistema proyectado.

En la Figura 30, se muestran ciertos criterios de diseño generalizados, para estructuras de control de agua:

Figura 30. Criterios para determinar periodo de retorno

Puentes de carretera		Periodo retorno (años)	
Sistema Secundario		10 - 50	
Sistema Primario		50 - 100	

Alcantarillas de carretera	Periodo retorno (años)	Carretera bajo volumen de tránsito (MTC-Perú)	Periodo retorno (años)
Volúmenes de tráfico bajo	5 - 10	Puentes y pontones	100
Volúmenes de tráfico intermedios	10 - 25	Alcantarillas de paso y badenes	50
Volúmenes de tráfico alto	50 - 100	Alcantarillas de alivio	10 - 20
		Drenaje de la plataforma	10

Nota. Adaptado de Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Como se puede observar, la norma peruana ha elegido valores de retorno conservadores para sistemas primarios, volúmenes de tráfico alto y en el caso de puentes y pontones. Para el presente proyecto se plantea el diseño del drenaje pluvial para un periodo de retorno de lluvia de diseño de 50 años.

2.3.5 Tiempo de Concentración de la Cuenca (T_c)

Usando la expresión para pequeñas cuencas, el tiempo de concentración es de

$$T_c = [0.871(L)^3 / H_{\max}]^{0.385}$$

Siendo L la longitud máxima de la cuenca en medida en kilómetros y H_{\max} , el máximo desnivel en metros. Reemplazando dichos valores en la ecuación, se obtiene el tiempo de concentración de la cuenca, como se muestra en la Tabla 6.

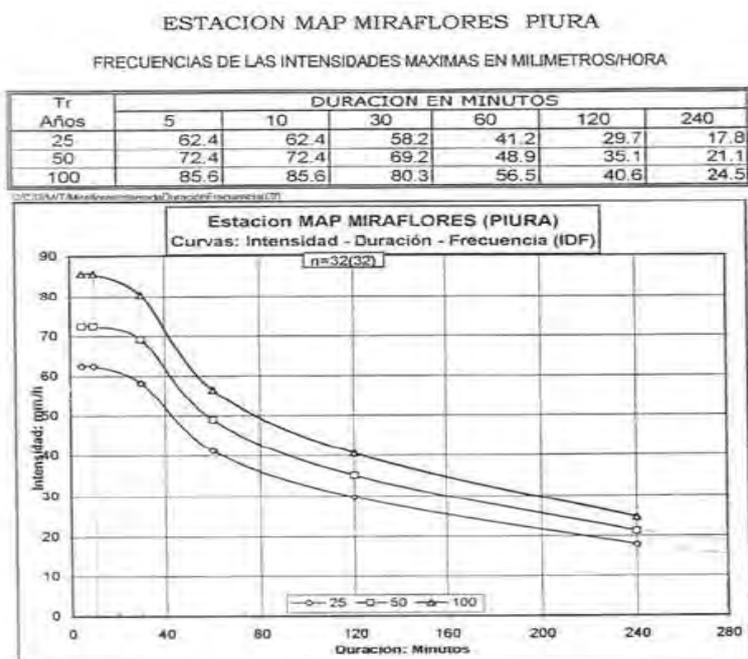
Tabla 6. Determinación del tiempo de concentración

Tramo	Longitud	Longitud (Km)	H (m)	Tc(Horas)	Tc(Minutos)
T1	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T2	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T3	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T4	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T5	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T6	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T7	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T8	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T9	300	0.3	0.57	0.293	17.584
T10	190	0.19	0.57	0.173	10.375
T11	210	0.21	0.17	0.309	18.557
T12	250	0.25	0.17	0.378	22.696
T13	250	0.25	0.17	0.378	22.696
T14	250	0.25	0.17	0.378	22.696
T15	150	0.15	0.17	0.210	12.581
T16	200	0.2	0.17	0.292	17.540
T17	200	0.2	0.17	0.292	17.540

El tiempo de concentración obtenido es superior a 10min como manda la norma OS060.

2.3.6 Curvas IDF

En las curvas IDF que se muestran en la Figura 31, las líneas muestran los valores de intensidad para los diferentes periodos de retorno (25, 50 y 100 años).

Figura 31. Curvas IDF

Nota. Adaptado de Estación Map Miraflores (Piura).

2.3.7 Intensidad Máxima de Diseño

Teniendo en cuenta la Figura 31 que se muestra anteriormente, ingresando con el valor de Tiempo de Concentración, se determina que la Intensidad máxima de diseño a emplear en el cálculo del Caudal por el Método Racional será de 65 mm/h.

2.3.8 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía empleado se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Determinación de coeficiente de escorrentía

Uso de la cuenca	Material	Período de retorno(años)	Coeficiente de escorrentía
Pistas	Asfalto	50	0.9
			0.9

Los coeficientes de escorrentía se obtuvieron de la Figura 32, utilizando el método racional.

Figura 32. Coeficientes de escorrentía

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
ÁREAS URBANAS							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/Techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc)							
Conducción pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
ÁREAS NO DESARROLLADAS							
Área de Cultivos							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano 0-2%	0.2	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota. Adaptado de Norma OS. 060

2.3.9 Caudal de aporte de la Cuenca

Considerando un periodo de retorno de lluvia de 50 años y el tiempo de concentración obtenido, el caudal total que se puede formar en la cuenca es:

$$Q = C.I.A/3.6$$

Donde:

- Q= caudal resultante, se obtiene en m³/s
- C= Coeficiente de escorrentía
- I = Intensidad de lluvia (mm/h)
- A= Área de influencia (km²)

Conforme a las áreas de influencia se ha determinado el caudal. Para el diseño de la cuneta se ha escogido el máximo caudal, y en donde se recomienda que esta agua sea conducida a drenes cercanos. No se tomó en cuenta el caudal acumulado, pues ello implica mayores costos en la construcción de cunetas de mayores dimensiones. Por otro, lado no se cuenta con el espacio suficiente para cunetas de grandes dimensiones.

En la Figura 33 , se muestran las áreas trazadas en el tramo de la carretera.

Figura 33. Áreas definidas

En la Tabla 8 se muestran los caudales de aporte de cada cuenca con el tramo del color del área respectiva, y el caudal máximo para diseño.

Tabla 8. Determinación del caudal máximo

Estudio hidrológico					
Tramo	Área tributaría(m ²)	Área (km ²)	Intensidad máx. De diseño(mm/h)	Coefficiente de escorrentía	Q para tr=50 años (m ³ /s)
T1	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T2	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T3	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T4	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T5	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T6	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T7	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T8	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T9	3060	0.00306	65	0.9	0.050
T10	1938	0.001938	65	0.9	0.031
T11	2142	0.002142	65	0.9	0.035
T12	2550	0.00255	65	0.9	0.041
T13	2550	0.00255	65	0.9	0.041
T14	2550	0.00255	65	0.9	0.041
T15	1530	0.00153	65	0.9	0.025
T16	2040	0.00204	65	0.9	0.033
T17	2040	0.00204	65	0.9	0.033

2.4 Cálculo hidráulico

Para efectuar los cálculos respectivos y las dimensiones que debe tener la cuneta se usará la fórmula de Manning, se emplea esta fórmula ya que el fluido no está a presión.

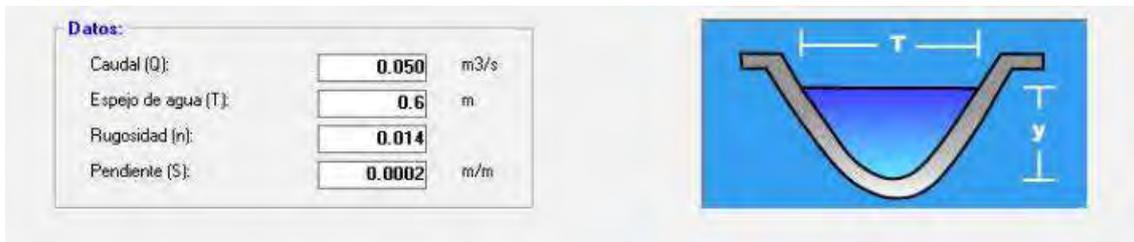
$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Donde:

- Q = caudal (m^3/s).
- A = área (m^2).
- R = radio hidráulico (m).
- i = pendiente.
- n = rugosidad del material que conforma la cuneta.

Para la construcción de la cuneta se considera una sección parabólica (Figura 34), teniendo en cuenta los siguientes componentes:

Figura 34. Sección típica de la cuneta



Datos obtenidos del estudio hidrológico:

$$Q = 0.05 \text{ (} m^3/s \text{)}.$$

Consideraciones que se tienen para determinar el ancho de solera y el tirante:

$$i = 0.0002 \text{ (} m/m \text{)}.$$

$$n = 0.014 \text{ (rugosidad para el concreto).}$$

Teniendo en cuenta que la cuneta es de concreto se puede relacionar el ancho de solera y el tirante, obteniendo los resultados mostrados en la Figura 35:

Figura 35. Resultados de la sección parabólica

Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.4263"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="1.0904"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.1705"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.1564"/>	m
Foco de la parábola (k):	<input type="text" value="0.1056"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.2932"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.1756"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.4307"/>	m·kg/kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Por razones constructivas las dimensiones de ancho y profundidad serán:

Ancho = 0.65 m

Profundidad = 0.5 m



Capítulo 3

Diseños

3.1 Diseño Geométrico

3.1.1 Estudios Preliminares

De acuerdo con el estudio de tráfico realizado en campo, se obtuvo que el IMDA (Índice Medio Diario Anual) es mayor a 6 000 veh/día, este valor clasifica a la vía como una autopista de primera clase. Una autopista de estas características debe tener al menos dos o más carriles con un ancho mínimo de 3.60 m, con un control total de accesos (entradas y salidas) para garantizar flujos vehiculares continuos, sin cruces ni pasos a nivel, con puentes peatonales en áreas urbanas y una superficie de rodadura pavimentada. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.12).

Sin embargo, con la necesidad de aprovechar el máximo espacio posible para evitar la expropiación de terrenos de vivienda, se ha tomado como consideración que la nueva calzada se construya de manera paralela a la vía existente, por lo tanto, se usará un muro tipo Jersey, el cual delimite ambas calzadas.

De acuerdo con la orografía, la calzada a construir estará dentro de un terreno plano (tipo 1), aquel donde las pendientes transversales al eje de la carretera son menores o iguales al 10% y las pendientes longitudinales son generalmente menores al 3%, requiriendo un mínimo de movimiento de tierra y no presentando mayores dificultades en su diseño. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.14).

3.1.2 Criterios y controles básicos para el diseño geométrico

3.1.2.1 Estudios preliminares para efectuar el diseño geométrico

a. Información general

Para el levantamiento topográfico, se utilizó herramientas como: Google maps, Google Earth, Geo mapper. Por ello, se espera un cierto grado y manejo de error en estos datos.

b. Niveles de estudios preliminares

Por inspección en campo, las posibles a rutas a trazar de acuerdo con los parámetros de demanda y servicio implicaba tener una separación entre ambas calzadas. Pero esta, implicaba grandes costos de expropiación.

Otra posible solución era la construcción de una calzada apoyada sobre pilotes, perpendicular a la existente. Pero esta, solución implica un costo excesivo en su construcción.

Por criterios y mejor solución posibles, la mejor ruta a trazar es una paralela al lado derecho de la calzada existente, debido al poco espacio existente y a fin de evitar gastos excesivos de expropiación. Para ello, se usarán muros tipo Jersey para la separación respectiva.

3.1.2.2 Criterios básicos. El proyecto se caracteriza por un nuevo trazo que permiten agregar una nueva obra de infraestructura vial a la red. El ejemplo más evidente es el diseño de una carretera que no existe, también se incluyen en esta categoría los trazos de vías de evitamiento o variantes de longitudes significativas.” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.16).

3.1.3 Vehículo de Diseño

Para elegir el vehículo de diseño se toma en cuenta la composición del tráfico que circula o circulará por la vía. Es aquel cuya dimensión y radio mínimo de giro son mayores que los de la gran parte de los vehículos de su clase, lo que condiciona las características de la vía. Por lo tanto, se elige ese tipo de vehículo como referencia para el diseño de la vía.

Por los estudios de tráfico realizados para el proyecto se considerará como vehículo de diseño el semi-trailer $\geq 3S3$, pues condiciona el proyecto a ejecutar.

La característica de este vehículo estaría dentro de Semirremolque simple (T3S3) que muestra en la Figura 36.

Figura 36. Datos de los vehículos de tipo M para el dimensionamiento de carreteras

Tipo de vehículo	Alto total	Ancho Total	Vuelo lateral	Ancho ejes	Largo total	Vuelo delantero	Separación ejes	Vuelo trasero	Radio mín. rueda exterior
Vehículo ligero (VL)	1.30	2.10	0.15	1.80	5.80	0.90	3.40	1.50	7.30
Ómnibus de dos ejes (B2)	4.10	2.60	0.00	2.60	13.20	2.30	8.25	2.65	12.80
Ómnibus de tres ejes (B3-1)	4.10	2.60	0.00	2.60	14.00	2.40	7.55	4.05	13.70
Ómnibus de cuatro ejes (B4-1)	4.10	2.60	0.00	2.60	15.00	3.20	7.75	4.05	13.70
Ómnibus articulado (BA-1)	4.10	2.60	0.00	2.60	18.30	2.60	6.70 / 1.90 / 4.00	3.10	12.80
Semirremolque simple (T2S1)	4.10	2.60	0.00	2.60	20.50	1.20	6.00 / 12.50	0.80	13.70
Remolque simple (C2R1)	4.10	2.60	0.00	2.60	23.00	1.20	10.30 / 0.80 / 2.15 / 7.75	0.80	12.80
Semirremolque doble (T3S2S2)	4.10	2.60	0.00	2.60	23.00	1.20	5.40 / 6.80 / 1.40 / 6.80	1.40	13.70
Semirremolque remolque (T3S2S1S2)	4.10	2.60	0.00	2.60	23.00	1.20	5.45 / 5.70 / 1.40 / 2.15 / 5.70	1.40	13.70
Semirremolque simple (T3S3)	4.10	2.60	0.00	2.60	20.50	1.20	5.40 / 11.90	2.00	1

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

El vehículo de diseño determina también el espacio para los giros. Para realizar un giro de 180 grados en sentido horario, se necesita un espacio mínimo que se determina por la trayectoria de la rueda delantera izquierda del vehículo (trayectoria exterior) y la trayectoria de la rueda trasera derecha (trayectoria interior). Además de la trayectoria exterior, también se debe tener en cuenta el espacio libre necesario para la sección de volado entre el primer eje y el elemento más sobresaliente, como el parachoques. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.28).

La Figura 37 muestra los radios máximos/mínimos y ángulos para el vehículo Semirremolque simple (T3S3).

Figura 37. Semirremolque simple (T3S3), Radios máximo/mínimo y ángulos.

Ángulo trayectoria	R máx. Exterior Vehículo (E)	R mín. interior vehículo (I)	Ángulo máximo dirección	Ángulo máximo articulación
30°	14.06 m	8.89 m	16.7°	15.5°
60°	14.17 m	7.22 m	21.3°	29.6°
90°	14.20 m	5.91 m	22.7°	41.0°
120°	14.21 m	4.85 m	23.1°	49.9°
150°	14.21 m	3.98 m	23.2°	56.7°
180°	14.22 m	3.24 m	23.2°	62.1°

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

3.1.4 Velocidad de diseño

La velocidad de diseño que se debe otorgar o tomar en cuenta, debe ser tal, que permita mantener los límites de comodidad y seguridad de tal manera que prevalezcan las condiciones favorables para su uso.

La elección de la velocidad de diseño fue de 80 km/h según la demanda y la orografía como se muestra en la Figura 38. Debido a que es una vía contemplada dentro de zonas urbanas se elige la menor velocidad dentro del rango establecido. Esto a fin de garantizar la máxima seguridad a los usuarios.

Figura 38. Rangos de la velocidad

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)												
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130		
Autopista de primera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Autopista de segunda clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de primera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de segunda clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de tercera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

Sobre la velocidad específica se tiene que : La velocidad máxima a la que un vehículo puede circular en un momento dado está principalmente determinada por las limitaciones y oportunidades presentes en el diseño de la carretera, el estado de la superficie de la carretera, las condiciones climáticas, la cantidad de tráfico y las características del vehículo. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones,2018,p.93).

3.1.5 Velocidad de marcha

La velocidad de marcha que se espera en función de la velocidad de diseño es la que se muestra en la Figura 39.

Figura 39. Velocidades de marcha respecto la velocidad de diseño (Km)

Velocidad de diseño	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0	110.0	120.0	130.0
Velocidad media de marcha	27.0	36.0	45.0	54.0	63.0	72.0	81.0	90.0	99.0	108.0	117.0
Rangos de velocidad media	25.5 @ 28.5	34.0 @ 38.0	42.5 @ 47.5	51.0 @ 57.0	59.5 @ 66.5	68.0 @ 76.0	76.5 @ 85.5	85.0 @ 95.0	93.5 @ 104.5	102.0 @ 114.0	110.5 @ 123.5

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

Sobre velocidad de operación se conoce que es la velocidad máxima a la que los vehículos pueden circular en una sección específica de una carretera, controlada por la velocidad de diseño, las condiciones de tráfico, el estado del tipo de superficie de la carretera, las condiciones meteorológicas, y la relación de la carretera con otras vías y propiedades cercanas. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.100).

3.1.6 Distancia de Visibilidad

La distancia de visibilidad es la extensión continua de la carretera que se encuentra visible para el conductor, permitiéndole ejecutar maniobras con seguridad, ya sean necesarias o deseadas. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.103).

Para la ejecución del proyecto como se trata de una calzada en campo abierto se contemplará solo la distancia de visibilidad de parada, teniendo en cuenta que la distancia de visibilidad debe ser mayor o igual a la distancia de visibilidad de parada.

Para determinar las distancias de visibilidad necesarias de parada o adelantamiento, se deben considerar diferentes alturas relacionadas con los vehículos ligeros para cubrir las situaciones más óptimas en términos de visibilidad. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.25)

Si en un tramo de la carretera no es posible alcanzar la distancia mínima de visibilidad de parada requerida para la velocidad de diseño, debe ser señalizado ese tramo con la velocidad máxima permitida; esto debe ser un recurso excepcional y debe ser autorizado por la entidad competente. Las distancias de paradas esperadas para una pendiente definida como 0, se muestra en la Figura 40 y las distancias de paradas para otras pendientes se muestran en la Figura 41.

Figura 40. Distancia de parada (metros), en pendiente 0%

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia de percepción reacción (m)	Distancia durante el frenado a nivel (m)	Distancia de visibilidad de parada	
			Calculada (m)	Redondeada (m)
20	13.9	4.6	18.5	20
30	20.9	10.3	31.2	35
40	27.8	18.4	46.2	50
50	34.8	28.7	63.5	65
60	41.7	41.3	83.0	85
70	48.7	56.2	104.9	105
→ 80	55.6	73.4	129.0	130
90	62.6	92.9	155.5	160
100	69.5	114.7	184.2	185
110	76.5	138.8	215.3	220
120	93.4	165.2	248.6	250
130	90.4	193.8	284.2	285

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

Figura 41. Distancia de parada con pendiente (metros)

Velocidad de diseño (km/h)	Pendiente nula o en bajada			Pendiente en subida		
	3%	6%	9%	3%	6%	9%
20	20	20	20	19	18	18
30	35	35	35	31	30	29
40	50	50	53	45	44	43
50	66	70	74	61	59	58
60	87	92	97	80	77	75
70	110	116	124	100	97	93
→ 80	136	144	154	123	118	114
90	164	174	187	148	141	136
100	194	207	223	174	167	160
110	227	243	262	203	194	186
120	283	293	304	234	223	214
130	310	338	375	267	252	238

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

3.1.7 Tramos en tangente

Para una velocidad de diseño de 80 Km/h, el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, propone las siguientes longitudes mínimas y máximas para tramos tangentes, como se muestra en la Figura 42.

$L_{\text{mín.s}}$: longitud mínima de 111 m para trazos en "S" (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura de sentido contrario).

$L_{\text{mín.o}}$: longitud mínima de 222 m para el resto de casos (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura del mismo sentido).

$L_{\text{máx}}$: longitud máxima de 1336 m.

Figura 42. Longitud de tramos en tangentes

V (km/h)	L mín.s (m)	L mín.o (m)	L máx (m)
30	42	84	500
40	56	111	668
50	69	139	835
60	83	167	1002
70	97	194	1169
80	111	222	1336
90	125	250	1503
100	139	278	1670
110	153	306	1837
120	167	333	2004
130	180	362	2171

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

3.1.8 Radios mínimos y peraltes máximos para diseño de carreteras

Para establecer el radio de la curva en la calzada a realizar, se toma en cuenta la ubicación de la vía, que para este caso es un área urbana (plana) y la velocidad de diseño que es de 80 km/h; obteniendo de esta manera un Radio redondeado de 280 m. Como se muestra en la Figura 43.

Figura 43. Radios mínimos y peraltes máximos

Ubicación de la vía	Velocidad de diseño	p máx. (%)	f máx.	Radio calculado (m)	Radio redondeado (m)
Área urbana	30	4.00	0.17	33.7	35
	40	4.00	0.17	60.0	60
	50	4.00	0.16	98.4	100
	60	4.00	0.15	149.2	150
	70	4.00	0.14	214.3	215
	80	4.00	0.14	280.0	280
	90	4.00	0.13	375.2	375
	100	4.00	0.12	492.10	495
	110	4.00	0.11	635.2	635
	120	4.00	0.09	872.2	875
Área rural (con peligro de hielo)	130	4.00	0.08	1,108.9	1,110
	30	6.00	0.17	30.8	30
	40	6.00	0.17	54.8	55
	50	6.00	0.16	89.5	90
	60	6.00	0.15	135.0	135
	70	6.00	0.14	192.9	195
	80	6.00	0.14	252.9	255
	90	6.00	0.13	335.9	335
	100	6.00	0.12	437.4	440
	110	6.00	0.11	560.4	560
Área rural (plano u ondulada)	120	6.00	0.09	755.9	755
	130	6.00	0.08	950.5	950
	30	8.00	0.17	28.3	30
	40	8.00	0.17	50.4	50
	50	8.00	0.16	82.0	85
	60	8.00	0.15	123.2	125
	70	8.00	0.14	175.4	175
	80	8.00	0.14	229.1	230
	90	8.00	0.13	303.7	305
	100	8.00	0.12	393.7	395
Área rural (accidentada o escarpada)	110	8.00	0.11	501.5	500
	120	8.00	0.09	667.0	670
	130	8.00	0.08	831.7	835
	30	12.00	0.17	24.4	25
	40	12.00	0.17	43.4	45
	50	12.00	0.16	70.3	70
	60	12.00	0.15	105.0	105
	70	12.00	0.14	148.4	150
	80	12.00	0.14	193.8	195
	90	12.00	0.13	255.1	255
	100	12.00	0.12	328.1	330
	110	12.00	0.11	414.2	415
	120	12.00	0.09	539.9	540
	130	12.00	0.08	665.4	665

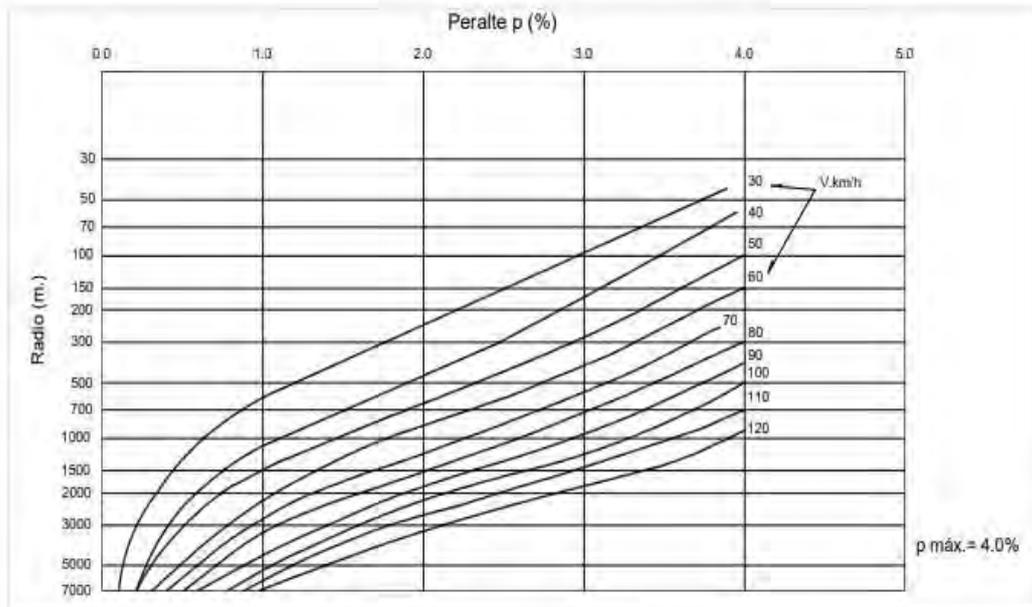
Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

Para el diseño de la vía Piura-Catacaos al situarse en un área urbana con orografía plana y una velocidad de diseño de 80 Km/h, de acuerdo al Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, le corresponde a la vía el peralte máximo de 4% y el coeficiente de fricción transversal máximo es 0.14 con lo que se obtiene un radió mínimo de 280 m.

3.1.9 Peralte en cruce de áreas urbanas

El peralte de acuerdo a la Figura 44, considerando los parámetros anteriormente obtenidos de Radio y Velocidad, resulta ser de 4%.

Figura 44. Peralte (%)

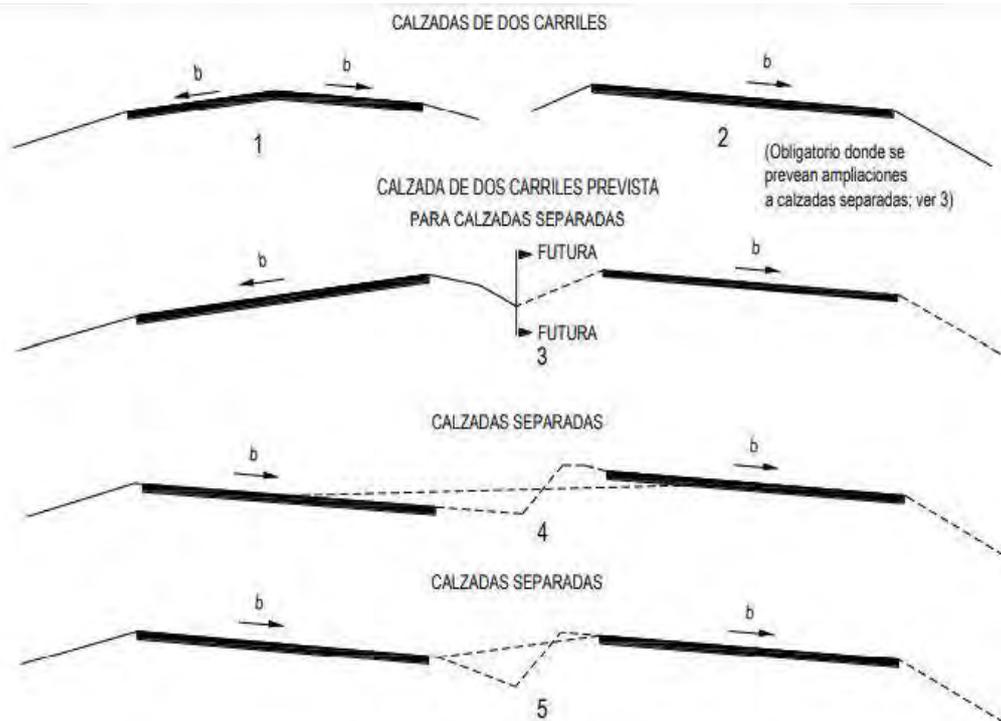


Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

3.1.10 Bombeo

Para lograr un correcto drenaje en la carretera, se ha visto como alternativa adaptar el bombeo a un lado para cada calzada. En la Figura 45 se muestra en el segundo caso, cómo será el bombeo de cada calzada.

Figura 45. Casos de bombeo



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

El bombeo permite evacuar las aguas superficiales hacia las cunetas. Cada calzada tendrá un bombeo hacia su respectiva cuneta.

Para definir el bombeo se tiene en cuenta la superficie de rodadura y la precipitación pluvial como se muestra en la Figura 46.

Figura 46. Valores de bombeo

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

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

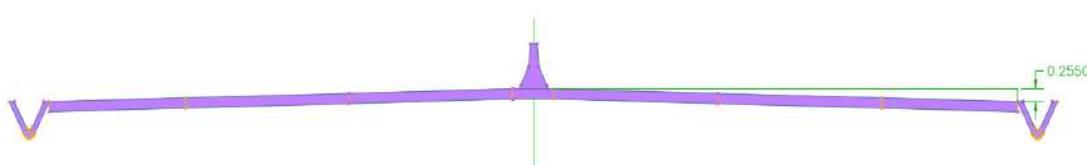
En tipo de superficie se tiene una superficie de pavimento asfáltico. En cuanto a las precipitaciones, el fenómeno de El Niño suele causar un aumento en la cantidad de precipitaciones, como sucedió en agosto de 1997 a julio de 1998 cuando se registró una acumulación de 1909 mm, y en el periodo de 1982-1983 se registró una acumulación de 2148 mm. Así también, en el 2017 se tuvo una precipitación anual de 847.88mm. Entonces, al tener una precipitación mayor a 500 mm/año se tendrá un bombeo de 2.5%.

3.1.11 Pendiente

Teniendo en cuenta que la topografía de la zona a analizar no es accidentada, se ha visto conveniente considerar de acuerdo al Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018 que: “Si el bombeo es de 2.5% excepcionalmente podrá adoptarse pendientes iguales a cero” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, p.170).

En la siguiente figura se muestra el bombeo en ambos sentidos hacia las cunetas.

Figura 47. Sección de la vía



Al tener un bombeo de 2.5%, como se puede apreciar en la sección transversal de la Figura 47 se logra un desnivel hasta las cunetas adyacentes de 0.255 metros, lo que garantiza un correcto drenaje de la carretera, y facilita el uso de pendientes mínimas.

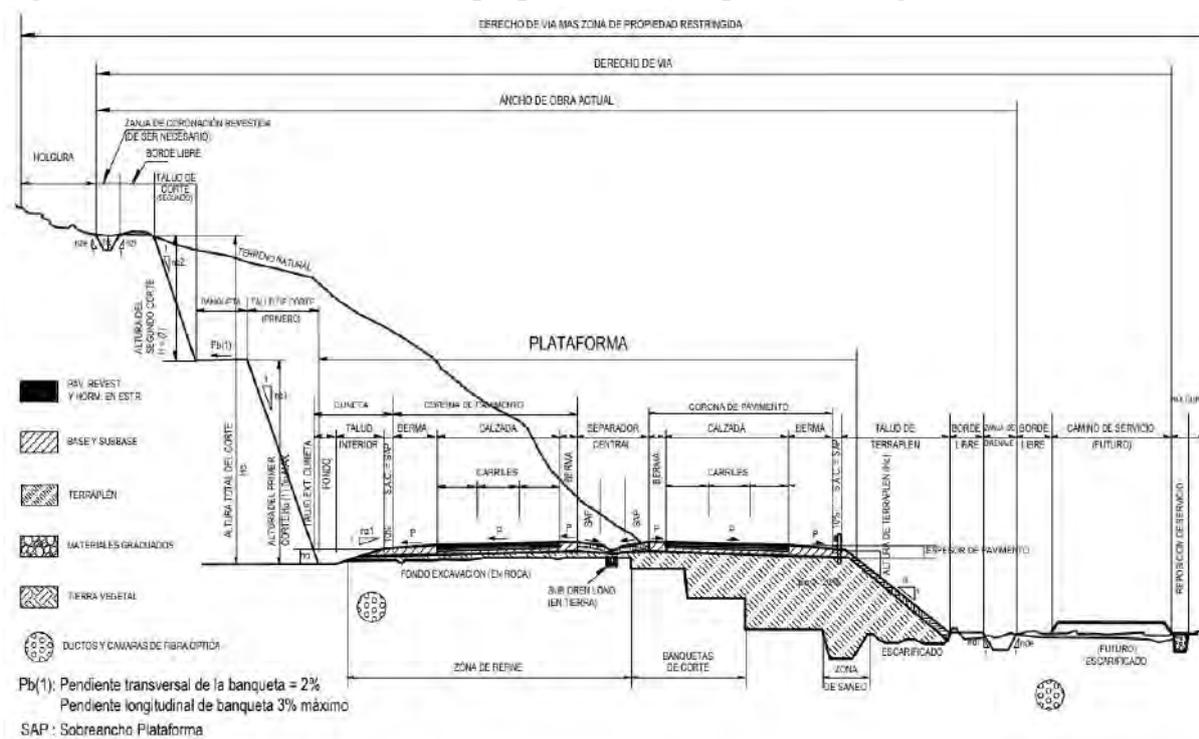
En este caso el uso de pendientes de -0.02% y 0.01%, se justifica en primer lugar con la búsqueda de una menor cantidad de movimiento de tierras. Al calcular el promedio de las pendientes del terreno natural en Civil 3D, se obtiene una pendiente promedio de -0.01%. Sin embargo, es un análisis referencial, pues para ajustar mejor los valores sería necesario un levantamiento topográfico más detallado.

En segundo lugar, se ha considerado llegar con las pendientes a un punto de encauzamiento de aguas pluviales (dren encontrado en campo). Este se encuentra en las coordenadas UTM WGS 84 17S: 537576 E, 9419152 S. A ese punto se llega con las pendientes determinadas de -0.02% y 0.01%. Además, ello facilita el uso de las cunetas diseñadas en el punto 4 del capítulo 2.

3.1.12 Elementos de la sección transversal

Según el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, se muestra en la Figura 48, como es la sección transversal de la vía.

Figura 48. Sección transversal tipo para una autopista en tangente



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

3.1.13 Ancho de berma

El ancho de berma es determinado en la Figura 49 , por los siguientes parámetros, los cuales fueron detallados anteriormente:

- Velocidad de 80 km/h
- Autopista de Primera Clase
- Por Orografía: Plano (1)

Figura 49. Ancho de berma

Clasificación	Autopista								Carretera				Carretera				Carretera			
	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
	Primera clase				Segunda clase				Primera clase				Segunda clase				Tercera Clase			
Tipo de orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Velocidad de diseño: 30 km/h																			0.50	0.50
40 km/h																1.20	1.20	0.90	0.50	
50 km/h											2.60	2.60			1.20	1.20	1.20	0.90	0.90	
60 km/h					3.00	3.00	2.60	2.60	3.00	3.00	2.60	2.60	2.00	2.00	1.20	1.20	1.20	1.20		
70 km/h			3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00	2.00	1.20		1.20	1.20		
80 km/h	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00	2.00			1.20	1.20		
90 km/h	3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00	3.00			2.00				1.20	1.20		
100 km/h	3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00				2.00							
110 km/h	3.00	3.00			3.00															
120 km/h	3.00	3.00			3.00															
130 km/h	3.00																			

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

Se obtiene un ancho de berma de 3 metros. De acuerdo con el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, teniendo en cuenta las mismas condiciones para las bermas, velocidad de Diseño (80 km/h), el IMDA, tipo de autopista (primera clase) y la orografía (plana), se considera un ancho mínimo de calzada en tangente de 7.2 m, lo que representa los dos carriles de 3.6m. En total con la berma se tendría un ancho de 10.2 m.

3.1.14 Señalización de Tránsito

Las dimensiones utilizadas teniendo en cuenta datos como la velocidad de diseño de, se rigen por el Manual de dispositivos de control del tránsito automotor para calles y carreteras.

Para la construcción de la segunda calzada se contemplará las siguientes señales de tránsito, a fin de garantizar la seguridad de conductores y transeúntes adecuada en la vía:

Paradero

Esta señal se colocará frente al Hospital Privado del Perú a fin de garantizar condiciones óptimas de seguridad y servicio. Es importante la colocación de esta señal, ya que es un lugar de mucha afluencia de peatones y es necesario que los conductores tomen las precauciones debidas.

Proximidad Reductor de Velocidad Tipo Resalto

Esta señal advierte a los conductores de la presencia de un reductor de velocidad, como en el caso de los rompemuelles. Se colocarían en los extremos del hospital donde se han colocado recientemente rompemuelles. Sin embargo, según el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, se considerarán puentes peatonales en zonas urbanas, por lo que no resulta necesario el uso de rompemuelles.

Proximidad de cruce peatonal

Esta señal advierte a los conductores de presencia de flujo de peatones por la vía. Estas señales se colocarían en tramos a través de la vía en los cuales sea necesaria el despeje de flujo peatonal. Sin embargo, según el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, se considerarán puentes peatonales en zonas urbanas.

Zona Urbana

Esta señal se colocará en el inicio del Catacaos, a fin de advertir a los conductores de su entrada a zona urbana.

Iniciación de vía con separador (un sentido)

Esta señal se colocará en el inicio del tramo de la vía en los cuales se plantea la existencia de un separador central, el cual divide las calzadas de ambos sentidos.

Terminación de vía con separador (un sentido)

Esta señal se colocará al final de la vía para advertir a los conductores, que ya no se encontrará más presente este separador.

Giro a la izquierda

Esta señal advierte a los conductores de la presencia de una curva, por lo que el conductor deberá estar preparado para girar el volante en la dirección de la curva.

Hospital

Se utilizará para indicar tanto a conductores como peatones de la existencia del Hospital Privado del Norte, es importante la presencia de esta señal pues, ante la necesidad de poder recibir atención médica será la zona de mayor atracción de tráfico.

Pare

Se utilizará esta señal para indicar a los conductores que se haga efectivo la detención de su vehículo. Estas señales se usarán para el cuidado con los peatones que se encuentren por los paraderos.

3.1.15 Marcas en el Pavimento o Demarcaciones

Las dimensiones de las marcas utilizadas se rigen por el Manual de dispositivos de control del tránsito automotor para calles y carreteras, utilizando la velocidad de diseño que corresponde.

Líneas segmentadas

Son líneas que se encuentran pintadas a lo largo de la carretera, las cuales son paralelas al sentido de la circulación y son de color blanco o amarillo. Las líneas en el piso son muy importantes puesto que dan al conductor información acerca de la dirección de la vía, sentido y número de carriles.

Líneas amarillas

Este tipo de línea separan los carriles de tráfico que se dirigen en sentidos opuestos.

Líneas blancas

Este tipo de líneas separan los carriles de tráfico que se dirigen en la misma dirección. Además, es importante precisar que este tipo de líneas se usan para indicar al conductor que se puede adelantar con entre carriles.

Línea de borde de calzada o superficie de rodadura

Es una línea continua que permite demarcar el borde de la carretera, y también cuenta con una demarcación elevada (tachas), las cuales en condiciones nocturnas guiarán al conductor en el recorrido de la carretera.

Línea de carril

La función principal de estas líneas es separar los carriles de la calzada. Y se utiliza para vías de dos o más carriles que van en el mismo sentido.

“La línea de carril es de color blanco. Puede ser discontinua o segmentada, y puede presentar tramos continuos o una combinación de ambos, dependiendo de las características geométricas de la vía y su operación, como en el caso de las zonas cercanas a las intersecciones a nivel.” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016, p.259).

Esta demarcación se complementa con la colocación de tachas, para guiar de manera al conductor en condiciones nocturnas.

Líneas de cruce peatonal

Conjunto de líneas que permiten definir el espacio propicio para permitir el traslado de los peatones de un lado a otro de la vía.

“Antes de las líneas de cruce peatonal debe existir una línea de pare, que se ubica a una distancia mínima de 1.00 m. Además, debe complementarse con marcas en el pavimento, demarcaciones elevadas y señalización vertical apropiada.” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016, p.273). Sin embargo, no se utilizarán, pues se colocarán puentes peatonales.

Línea de pare

Esta señal permite indicar al conductor que debe detener el vehículo y ceder el paso para permitir el flujo de peatones.

La línea de demarcación es una línea continua de color blanco que mide 0.50 m. de ancho. En caso de pasos peatonales, debe colocarse a una distancia de 1.00 m. antes de ellos: en otro caso se debe colocar a una distancia mínima de 1.50 m antes de la esquina o vía que se cruza. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016, p.270). Sin embargo, no se utilizarán, pues se colocarán puentes peatonales.

Demarcación de paraderos de buses

Será necesario un paradero frente al Hospital Privado del Perú debido a la gran afluencia de peatones que este atrae y puede ser complementado con “demarcaciones elevadas, barreras de contención, líneas de canalización, sistemas de amortiguamiento al ingreso y salida, delineadores y la señalización vertical correspondiente” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016, p.276).

3.1.16 Consideraciones en el diseño geométrico

- Para el trazado de la carretera se utilizó el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018 y de acuerdo con las propiedades que rigen la nueva calzada se determinan elementos como la velocidad y ancho de carril.
- Debido a que no se cuenta con el espacio suficiente para dejar un separador entre ambas vías como manda la norma. Se ha optado por buscar soluciones; por ello se ha decidido colocar muros New jersey como separadores para dividir y permitir la construcción de la segunda calzada. El beneficio de la colocación de estos separadores es que permiten evitar los gastos por expropiación y trámites que demandan de un mayor costo y dilatación de tiempo.
- Debido a la ubicación del Hospital Privado del Perú dentro de un tramo de la carretera (Simbilá). Se ha optado por la colocación de un paradero, pues debido a la gran afluencia de personas presentes en este lugar se debe hacer

efectivo la colocación de señales que permitan mantener los parámetros mínimos de seguridad tanto para conductores como peatones.

- Actualmente, la calzada cuenta con señales que permiten el paso peatonal, sin embargo, esto en un futuro no será suficiente para la seguridad de los peatones.

Por ello se recomienda la colocación de puentes peatonales en zonas con alto volumen peatonal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 9. Ubicación de puentes peatonales

Puente	Progresiva	Coordenadas UTM		Referencia
		Este	Norte	
1	1+440.00	538594	9420180	Hospital Privado del Perú
2	1+960.00	538230	9419812	A.H 3 de octubre
3	3+760.00	536958	9418542	Estación de Servicios Los Tallanes
4	4+160.00	536671	9418258	I.E Juan de Mori

3.1.17 Resumen del diseño geométrico de la calzada

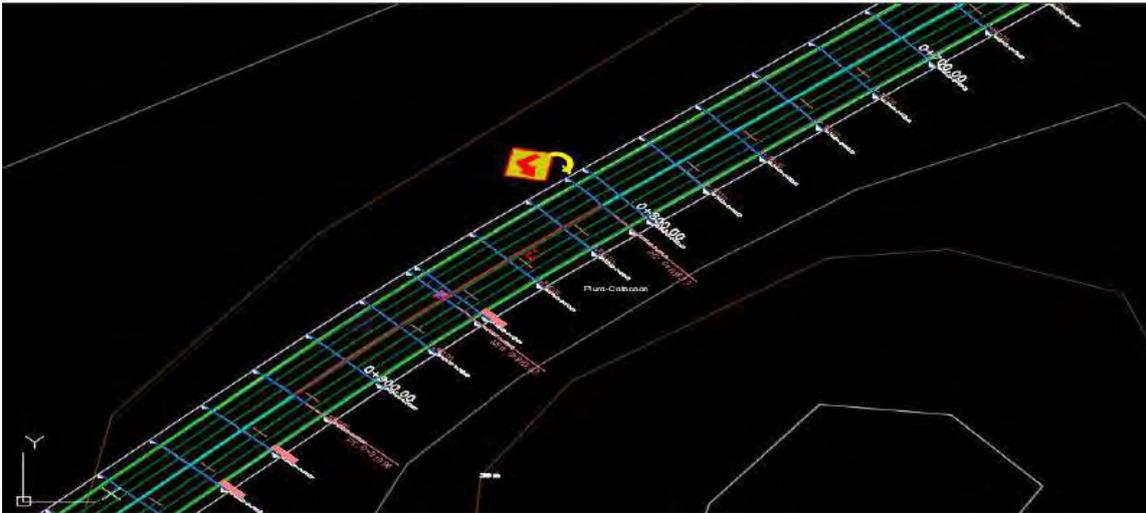
En la siguiente tabla se muestran los parámetros que definen el diseño de la calzada de acuerdo a las características existentes.

Tabla 10. Características para el Diseño Geométrico

PARÁMETRO	CARACTERÍSTICAS
Clasificación	Autopista de Primera Clase
Longitud	4+399.94 Km
Ancho de Carril	3.60 m (ancho de calzadas 7.2 m)
Ancho de Berma	3.00 m a cada lado
Vehículo de diseño	Semiremolque simple (T3S3)
Velocidad de diseño	80.00 km/h
Radio mínimo	280 m
Pendiente Máxima	-0.02%
Bombeo	2.50%

Siguiendo los parámetros mencionados, se trabajó en el programa CIVIL 3D; cumpliendo los requisitos mínimos establecidos en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras 2018. Las siguientes figuras muestran los resultados obtenidos:

Figura 50. Trazo realizado en planta

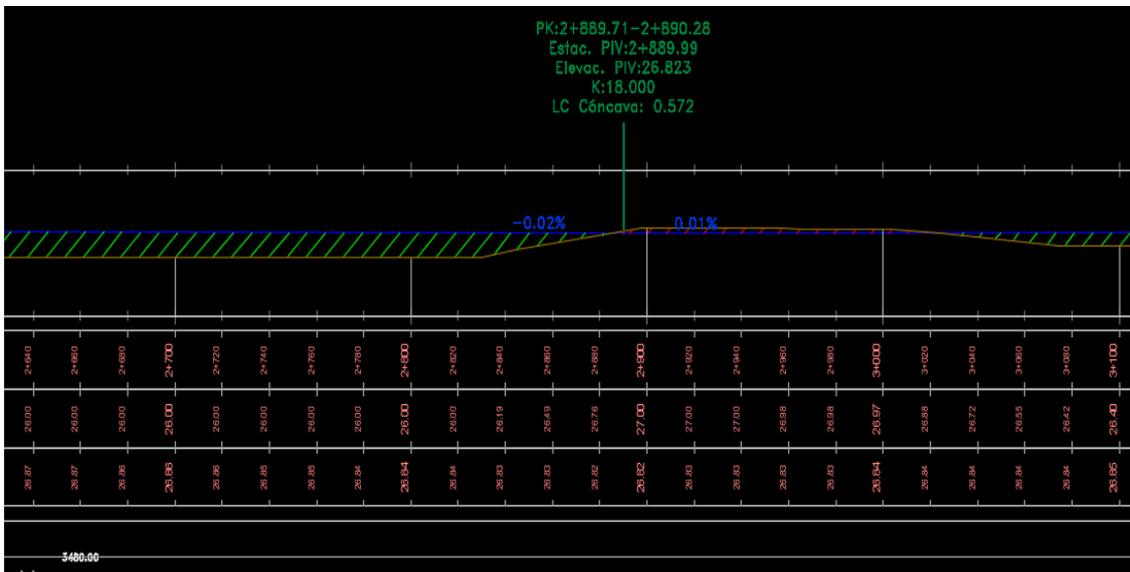


Para el trazo en perfil se trabajó con pendientes que permitan obtener el menor movimientos de tierras. Así mismo, se trazó una curva cóncava que cumpla con los estándares establecido y permita el mayor confort al conductor.

Tabla 11. Características de la curva cóncava

Características del Alineamiento Vertical					
Pendiente (%)		Prog. Inicial (Km)	Prog. Final (Km)	Long. Curva (m)	K
Entrada	Salida				
-0.02	0.01	2+889.71	2+890.28	0.572	18.00

Figura 51. Trazo realizado en Perfil



En el trazo en planta se realizó una curva por las condiciones existentes y orográficas, las características de la curva se encuentran en la siguiente figura:

Figura 52. Características del elemento de Curva

Alineamiento						
Número	Longitud	Radio	Azimut	Valor de A	P.K. Inicio	P.K. Final
L1	806.127		S50° 09' 20.47"W		0+000.00	0+806.13
C1	113.808	1263.021	S47° 34' 27.41"W		0+806.13	0+919.94
L2	3480.000		S44° 59' 34.35"W		0+919.94	4+399.94

En el trazo en perfil, se realizó con pendientes que permitan obtener el menor movimiento de tierras y ello repercute minimizar gastos en la ejecución. Las imágenes muestran el movimiento de tierras realizado.

Figura 53. Cuadro de volúmenes obtenidos en el programa CIVIL 3D

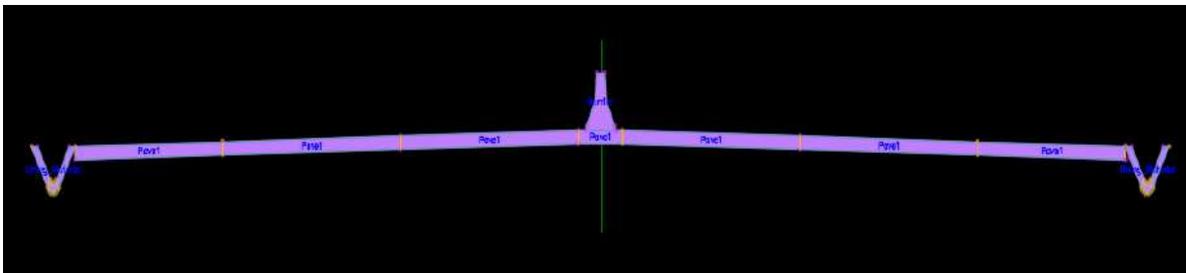
Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de corte	Área de relleno	Vol. de corte	Vol. de relleno	Vol. de corte acum.	Vol. de relleno acum.	Volumen neto
0+000.00	1.77	0.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	0.71	1.64	24.77	20.46	24.77	20.46	4.32
0+040.00	0.37	3.62	10.75	52.61	35.52	73.06	-37.54
0+060.00	0.25	5.84	6.22	94.67	41.74	167.73	-125.99
0+080.00	0.21	6.81	4.80	126.59	46.34	294.32	-247.98
0+100.00	0.19	7.23	3.98	140.46	50.32	434.79	-384.47
0+120.00	0.15	8.22	3.38	154.52	53.89	589.31	-535.83
0+140.00	0.13	9.07	2.74	172.92	56.43	762.23	-705.80
0+160.00	0.10	10.19	2.26	192.60	58.69	954.63	-896.14
0+180.00	0.07	11.31	1.66	214.93	60.33	1169.76	-1109.41
0+200.00	0.04	12.42	1.12	237.22	61.48	1406.96	-1345.51
0+220.00	0.04	12.76	0.80	251.77	62.26	1656.75	-1596.47
0+240.00	0.08	10.62	1.19	233.82	63.46	1892.57	-1829.11
0+260.00	0.14	8.60	2.19	192.21	65.66	2084.75	-2019.13
0+280.00	0.18	7.51	3.20	161.10	68.85	2245.88	-2177.03
0+300.00	0.21	6.96	3.89	144.76	72.74	2390.65	-2317.91
0+320.00	0.23	6.48	4.32	134.48	77.06	2525.10	-2448.05
0+340.00	0.24	6.10	4.69	125.88	81.75	2650.96	-2569.21
0+360.00	0.26	5.73	5.03	118.50	86.78	2769.26	-2682.48
0+380.00	0.26	5.36	5.36	110.87	92.15	2860.15	-2767.98

Figura 54. Acumulado de relleno y corte.

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de corte	Área de relleno	Vol. de corte	Vol. de relleno	Vol. de corte acum.	Vol. de relleno acum.	Volumen neto
4+340.00	0.76	4.47	28.84	59.95	17466.72	28386.25	-10919.53
4+360.00	0.33	5.13	11.19	95.99	17477.91	28482.24	-11004.33
4+380.00	1.08	1.39	14.15	65.18	17492.07	28547.42	-11055.35
4+399.94	1.79	0.41	28.64	17.87	17520.71	28565.29	-11044.58

Las secciones transversales se encuentran definidas por los siguientes parámetros

- ✓ Ancho de calzada: 7.2 m
- ✓ Ancho de berma: 3.00 m
- ✓ Bombeo: 2.5 %
- ✓ Separador central con muro Jersey

Figura 55. Sección Transversal típica.



Capítulo 4

Alternativas de Solución

4.1 Situación actual de la carretera

La carretera es una vía asfaltada, con una calzada de dos carriles de 6.60 m de ancho. No se ha tenido en consideración los criterios básicos que estipula el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, donde señala que la seguridad vial se ve influenciada principalmente por las personas, los vehículos y la infraestructura. El alto volumen de vehículos en la carretera dificulta la capacidad del conductor para realizar maniobras de manera segura, lo que puede generar un peligro inminente.

Figura 56. Carretera Piura-Catacaos



No tiene berma asfaltada, lo que permite el deterioro de la carretera. Según Bautista (2021), el uso de bermas en una carretera ayuda a proteger la calzada contra posibles erosiones, proporciona un ancho adicional de la vía y mejora la visibilidad en los tramos curvos.

Figura 57. Berma de la vía



La carretera no cuenta con espacios definidos para paraderos por lo que el transporte de pasajeros se realiza de manera insegura, ocupando parte de la vía, poniendo en riesgo a los peatones y a los conductores que intentan rebasar al carro estacionado.

Figura 58. Parada de carros



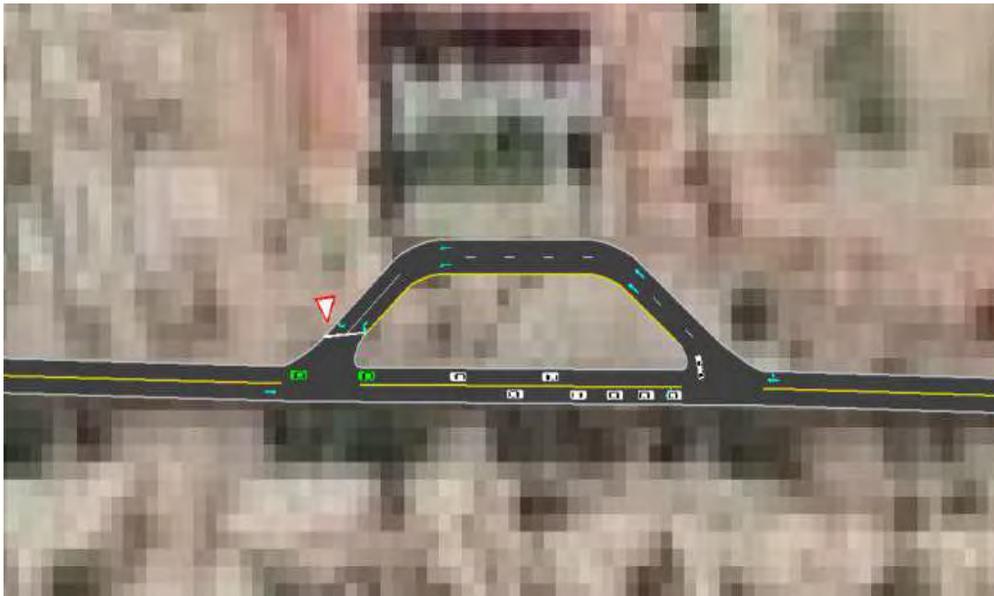
En la Figura 59, se muestra la situación actual de la carretera y los giros que se realizan a la altura del hospital.

Figura 59. Sentido de tráfico actual en Synchro



En la Figura 60, se muestra una simulación de la carretera actual con los giros permitidos.

Figura 60. Simulación de situación actual

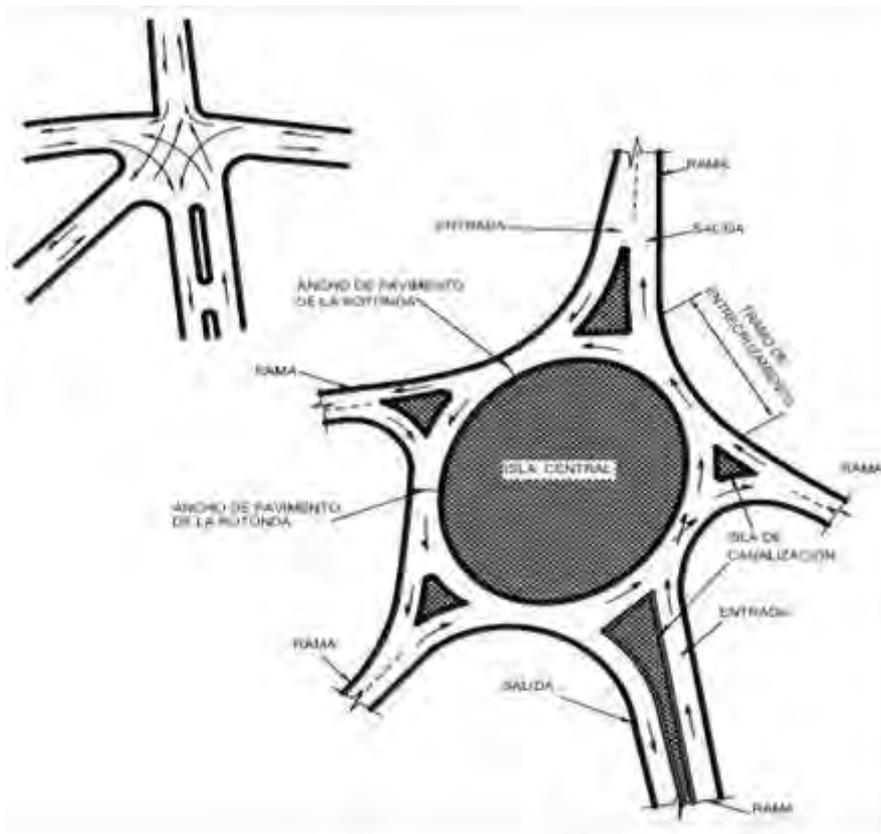


4.2 Propuesta de rotonda o glorieta

-Definición según en Manual de Carreteras DG-2018

Las rotondas se caracterizan por tener un anillo vial a través del cual los vehículos entrantes circulan, con una isla central en el medio, como se observa en la Figura 61. Según la norma, las trayectorias de los vehículos en el anillo son parecidas a las de las intersecciones, lo que reduce el número de conflictos en comparación con otros tipos de intersecciones.

Figura 61. Partes de una rotonda



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

De acuerdo con el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2001, las rotondas permiten que los vehículos circulen a velocidades moderadas alrededor de una isla central mientras continúan su viaje. La eficacia de la rotonda está relacionada con la cantidad de cruces de vehículos que se realizan, es decir, son más eficientes en intersecciones donde los vehículos que giran son más numerosos que los que continúan de frente.

Así lo menciona la norma, señalando que las rotondas son beneficiosas cuando los volúmenes de tráfico en las ramas de acceso son similares, o cuando los movimientos de giro son más frecuentes que los movimientos de paso. Otra ventaja de las rotondas es que

permiten realizar giros a la izquierda mediante maniobras de convergencia y divergencia, aunque esto implique recorrer distancias más largas.

Entre las desventajas de las rotondas se encuentran que no son adecuadas en lugares con un gran volumen de peatones, ya que el flujo vehicular tiene que continuar sin interrupciones. Además, requieren de una isla central de gran tamaño, lo que implica un gran uso de espacio. Por otra parte, cuando se tiene un flujo vehicular superior a 1550 v/h las velocidades de operación son sumamente bajas.

Criterios generales en el diseño de rotondas

Según el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, se debe tener en cuenta los siguientes criterios para el diseño de las rotondas:

- Se debe hacer el estudio de tráfico correspondientes que permitan determinar la capacidad de la rotonda y cómo se deben dimensionar las secciones de cruce.
- La capacidad en los tramos de entrecruzamiento, se debe estudiar para condiciones de flujo vehicular continuo.

Para el diseño de una rotonda el manual sugiere el siguiente procedimiento:

- Primero se determina una longitud de entrecruzamiento adecuada para la geometría de la solución propuesta.
- Luego se calcula la capacidad de entrecruzamiento de cada sección del diseño.
- Finalmente se comparan los resultados obtenidos en el paso anterior con el volumen de tráfico esperado en esa sección.

Para determinar la capacidad de la sección de entrecruzamiento (Q_p), se realiza mediante la fórmula de Wardrop:

$$Q_p = \frac{K * w(L + \frac{e}{w})(L - \frac{P}{3})}{L + \frac{w}{L}}$$

Donde:

Q_p : Capacidad en la sección de entrecruzamiento

w: Ancho en la sección de entrecruzamiento

e: Ancho de entrada y salida de la vía

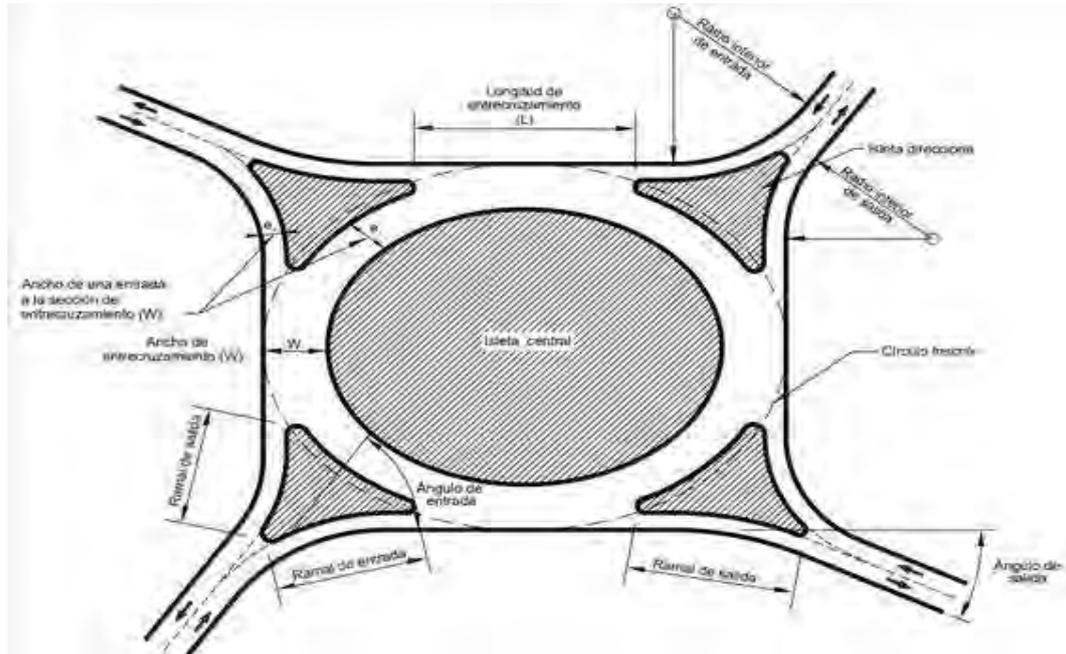
K: Coeficiente que varía según unidades empleadas

P: Porcentaje de vehículos que realizan la maniobra de entrecruzamiento

L: Longitud de la sección de entrecruzamiento

Los elementos presentes en la fórmula de Wardrop se observan en la Figura 62.

Figura 62. Longitud de entrecruzamiento



Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

Criterios geométricos para el diseño de una rotonda

La Tabla 12 presenta los criterios de diseño geométrico aplicable a rotondas:

Tabla 12. Criterios de diseño en rotondas

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	MAGNITUD
Diámetro mínimo de la isla central	m	25
Diámetro mínimo del círculo inscrito	m	50
Relación W/L (sección de entrecruzamiento)		Entre 0.25 y 0.40
Ancho sección entrecruzamiento (W)	m	Máximo 15
Radio interior mínimo de los accesos de entrada	m	30
Radio interior mínimo de los accesos de salida	m	40
Ángulo ideal de entrada		60°
Ángulo ideal de salida		30°

Nota. Adaptado de Manual de Carreteras - Diseño Geométrico (2018).

La normativa establece que la isla central de una rotonda puede ser circular, lo que permite que todos los segmentos de la rotonda se diseñen para la misma velocidad de operación. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la forma de la isla central debe adaptarse a las necesidades vistas en campo y a los diferentes puntos de cruce en la rotonda, lo que suele requerir diseños en forma de óvalo o alargados.

Además, un buen diseño de los accesos a la rotonda permite que el tráfico entrante pueda salir sin dificultad y con seguridad cuando la velocidad media de operación es aproximadamente igual a la velocidad de diseño de la rotonda. Por lo tanto, es esencial ajustar la velocidad de los accesos en función de las aproximaciones y evitar cambios bruscos que puedan reducir las distancias de visibilidad.

Para poder entrar al anillo vial y salir despejando rápido la rotonda, se recomienda que la velocidad promedio de las entradas y salidas se deben diseñar con una velocidad, esto se logra con un buen radio y ángulo de entrada y salida.

El manual establece que las islas direccionales son consecuencia de la geometría general de la solución y deben tener como mínimo un área de entre 4.5 m² y 7 m². Es trazado de estas debe contemplar los ángulos y distancias de visibilidad adecuados para no generar problemas en el entrecruzamiento.

Para los anchos de calzada, bermas, peraltes, visibilidad y radios mínimos, se aplicarán los criterios y dimensiones mínimas establecidas en el Manual de Diseño Geométrico, las cuales deben estar en función de la velocidad de Diseño adoptada.

-Rotondas según Norma australiana

Los principios que se deben aplicar para lograr un diseño rotonda segura y eficiente son:

- La rotonda debe ser fácilmente visible desde lejos, permitiendo a los conductores identificarla con suficiente tiempo para adaptar su velocidad antes de llegar a ella.
- El número de entradas preferiblemente debe limitarse a cuatro (aunque hasta seis pueden ser utilizados en una rotonda de un solo carril diseñado apropiadamente).
- Preferentemente se cortan en aproximadamente 90°, especialmente para rotondas de varios carriles.
- Es esencial que la curvatura de entrada se apropiada pues se utiliza para limitar la velocidad de entrada.
- Las velocidades de entrada deberían establecerse después de considerar los tipos de usuarios, por ejemplo, los ciclistas y peatones que se espera que viaje a través de la rotonda.
- Las salidas deben estar diseñados para permitir que los vehículos salgan de manera eficiente.

- El diámetro interior de la rotonda debe ser lo suficientemente amplio para que todas las entradas y salidas se puedan manejar sin que se solapen unas con otras, cumpliendo con los estándares requeridos.
- La calzada de circulación debe ser lo suficientemente amplia para que se realice correctamente el recorrido dependiendo del diseño del vehículo, teniendo más holgura para los movimientos y los giros.
- Los conductores que entran deben ser capaces de ver el tráfico que circula e identificar los vehículos potencialmente conflictivos, suficientemente temprano para entrar con seguridad a la rotonda.
- Es necesario proveer suficientes entradas, una adecuada circulación y carriles de salida para garantizar que la rotonda funcione de manera eficiente.

Las rotondas Single-Lane pueden funcionar adecuadamente con más de cuatro entradas, pero es importante evitar la provisión de más de cuatro patas o piernas en ángulos diferentes de 90 grados en las rotondas de varios carriles, ya que esto puede causar conflictos en las salidas. Además, los conductores pueden tener dificultades para identificar el carril adecuado para realizar giros a la izquierda o derecha.

El tamaño de la isla central de una rotonda puede estar influenciada por:

- Secciones transversales de las carreteras que se cruzan
- Diseño de la entrada requerida para vehículos lentos a la velocidad de entrada deseada.
- Vehículos de diseño que deben ser alojados en la calzada de circulación
- Necesita para acomodar la geometría satisfactoria para las entradas y salidas
- Nivel de servicio deseado, en particular para vehículos pesados.

Las Islas divisor Kerbed, deben proporcionarse en todas rotondas, ya que:

- Ayudan en la velocidad de entrada de control
- Guían el tráfico en la rotonda
- Disuaden a los conductores de tomar el camino equivocado con movimientos de atajo a través de la rotonda.
- Proporcionan refugio para los peatones. Una excepción es en muy pequeñas rotondas en las vías de acceso residencial donde el espacio disponible es insuficiente para isletas elevadas, en las que pueden utilizarse las islas pintadas.

El diseño de la rotonda como alternativa de solución se realizó en Civil 3D, utilizando la norma de diseño de Estados Unidos proporcionada por la Administración Federal de Carreteras (Federal Highway Administration – FHWA) 2010 para Rotondas de doble calzada, teniendo como vehículo de diseño el Semi Tráiler WB-20. Se verificó que cumpla también para el vehículo de diseño de la presente investigación, T3S3.

Figura 63. Simulación de rotonda

La solución de la rotonda implica una proyección a futuro pues conecta un ramal hacia una vía a Simbilá y otro hacia una vía alternativa cercana al río que se ha observado es empleada por conductores cuando la vía principal está congestionada para llegar a Catacaos. Ésta última vía está a nivel de trocha carrozable por lo que la implementación de esta solución implicaría un cambio a carretera pavimentada lo que mejoraría significativamente la situación actual e incrementaría su uso.

Sin embargo, la complicación con esta alternativa de solución radica en el poco espacio con el que se cuenta para su realización, teniendo en consideración que de acuerdo a lo mostrado en el plano de la rotonda obtenido en el diseño en Civil 3d, se tendría un diámetro de círculo inscrito de 67m.

4.3 Propuesta de pasos a desnivel

El Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, se refiere al diseño de intersecciones a desnivel como la posibilidad de cruzar dos o más carreteras o vías férreas en diferentes niveles. Este tipo de diseño permite a los vehículos realizar todos los movimientos posibles de cambio de trayectoria de una carretera a otra, con el menor número de puntos de conflicto posible.

El objetivo principal de este tipo de estructuras es mejorar la capacidad y el nivel de servicio de las intersecciones que tienen altos volúmenes de tráfico y presentan condiciones de seguridad vial deficientes.

Un cruce a distinto nivel, significa recurrir a una separación en el espacio. La capacidad de esta solución es muy superior, al eliminar las detenciones. También la seguridad es mayor, al desaparecer la necesidad de estar atento a otros vehículos y a las posibilidades de choque lateral. El mayor inconveniente reside en los costes de la obra de paso y de las modificaciones del perfil longitudinal necesarias para materializar el desnivel. (Ingeniería de Carreteras, pág. 274).

En Autopistas de Primera clase, es condición indispensable que toda intersección sea a desnivel. Sin embargo, para autopistas de Segunda Clase y carreteras de Primera Clase se puede combinar intersecciones a nivel y desnivel teniendo en cuenta las mejores condiciones posibles de seguridad, visibilidad, capacidad y funcionalidad.

- **Clasificación y tipo de intersecciones a desnivel**

Según el Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, las intersecciones a desnivel se pueden clasificar en:

-Intercambios de tres ramas: Se encuentran el tipo trompeta “T”, direccionales en “T” y direccionales en “Y”.

-Intercambios de cuatro ramas con condiciones de parada: Tipo Diamante-Clásico, Tipo Diamante-Partido y Tipo Trébol parcial (2 cuadrantes).

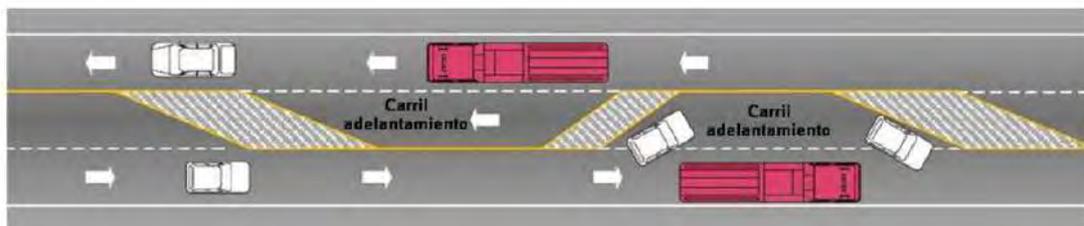
-Intercambios de cuatro ramas de libre circulación: Tipo Trébol (4 cuadrantes), rotatorios, omnidireccionales, de tipo turbina y de más de cuatro ramas.

Esta solución implica el uso de mayor espacio, así como mayor costo de obra debido a las modificaciones en el perfil longitudinal para lograr el desnivel. En una relación costo/beneficio se puede concluir que hay alternativas más económicas que pueden cumplir los criterios de seguridad, capacidad y funcionalidad, por lo que se descarta su aplicación.

4.4 Propuesta de carretera 2+1

La carretera 2+1 está compuesta por tres carriles. El carril central se utiliza como carril de adelantamiento de forma alternada para cada sentido de circulación, como se muestra en la Figura 64.

Figura 64. Funcionamiento de carretera 2+1



Nota. Adaptado de Lee, Kim, Moon, Choi, Kim (2010).

La separación de la carretera por sentido de circulación puede ser con marcas viales como en Alemania, barreras de cable como en Suecia o con barrera de hormigón como en Holanda. Hay diferentes criterios de acuerdo al país donde se implementa como se muestra en la Figura 65.

Figura 65. Criterios de países europeos para carreteras 2+1

Vías 2+1. Categoría									
Límite de Velocidad (km/h)		90 - 110	100 - 110	90 - 100	80 - 90	85 - 120	90	85 - 120	
IMD ($\times 1,000$)		4 - 20	8 - 22	14	7 - 14	11,6 - 17,25	10 - 20	10	
Longitud de la Red Viaria (km)		> 1800	> 360	277	> 1000	> 850	800	> 800	
Longitud Carril Adelantamiento (km)		1,0 - 2,5	1,0 - 2,0	1,50	1,55	1,0 - 2,0	1,0 - 1,4	-	
Ancho Carril (m)	2 Carriles	Izq.	3,25 - 3,50	3,25	3,25	3,25 - 3,50	3,50	3,0 - 3,50	3,50
		Der.	3,25 - 3,50	3,25 - 3,50	3,50	3,25 - 3,75	3,50	3,0 - 3,50	3,50
	1 Carril	3,75	3,50 - 3,75	3,75	3,50 - 3,75	3,50	3,0 - 3,50	3,50	
Ancho Arcén (m)		0,50 - 1,0	0,75 - 1,50	1,25	0,50 - 1,5	0,50 - 1,0	1,50 - 2,50	1,0	
Ancho de Plataforma (m)		12 - 14	15 - 15,50	13 - 15	13 - 16	13,50 - 15	15,50	13,50 - 15	
Isleta Central Transiciones (m)	Crítica	300	180	500	300	300	300	500	
	No Crítica	100	≥ 30	50	100	50	100	-	
Tipo de Mediana		Cable Acero	Marca Vial	Cable Acero	Marca Vial / Cable Acero	Cable Acero	Marca Vial / Perfil NJ	Marca Vial	

Nota. Adaptado de Celeiro (2021).

En estos criterios se puede observar que los índices medios diarios se encuentran en el rango de 4000-22000 vehículos. Es importante mencionar que el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (2021), recomienda el diseño de las carreteras 2+1 como una opción adecuada para carreteras existentes de un carril por sentido, con una cantidad significativa de tráfico lento, limitaciones en la visibilidad para adelantar y/o una alta intensidad de tráfico, que puede deteriorar el nivel de servicio en la carretera.

Para diseñar de manera eficiente una carretera, es necesario mejorar la funcionalidad de tráfico y aumentar la seguridad vial. La carretera Piura-Catacaos en los últimos años presenta un aumento de los volúmenes de tráfico, lo que genera congestión del tráfico, reduciendo a su vez, la capacidad de la carretera y la seguridad de la misma. Esto representa un problema para los vehículos que al alcanzar una mayor velocidad buscan adelantar al vehículo más lento en situaciones en que se cuenta con poca distancia de visibilidad, siendo esto muy riesgoso. La implementación de carreteras 2+1 proporciona muchos de los beneficios de las carreteras de cuatro carriles, pero con un coste menor, lo que las hace una opción atractiva para este caso. Además, la solución propuesta ayuda a evitar la expropiación en algunos de los tramos que sería obligatoria si se aplicara una doble calzada.

El estudio de Bergh, T. Y Carlsson, A. (2000), se basa en la red de carreteras de Suecia, analizando el cambio de carreteras convencionales con un único carril por sentido a carreteras 2+1 para mejorar la seguridad y permitir velocidades más altas para los vehículos menores, lo que resulta en un flujo de tráfico más continuo. El estudio también concluye que implementar una carretera 2+1 cuando se contaba con carreteras de un solo

carril por sentido, es hasta 3 veces más económico que utilizar una configuración 2+2. Los resultados del estudio, realizado durante un año y medio, muestran una drástica reducción de accidentes y un aumento de velocidades en las carreteras transformadas, ya que no se registró ningún accidente mortal durante el periodo de observación y solo el 1% de los vehículos circulaba a una velocidad inferior a 75 km/h.

El estudio de Derr, R. B. (2003), analiza la aplicación y las directrices para la implementación de carreteras 2+1 en Estados Unidos, basándose en las construidas en países europeos como Alemania, Finlandia y Suecia. El estudio compara las características geométricas, de señalización, seguridad y características operativas del tráfico en cada país. Se concluye que el uso de carreteras 2+1 en casos de volúmenes medios o altos de tráfico mejora el nivel de servicio en comparación con el uso de una carretera que cuenta con un carril en cada dirección. Además, los estudios muestran que después de la implementación de carreteras 2+1 se produce una reducción del 24% en los accidentes.

-Carriles de adelantamiento

La Norma 3.1-IC del Ministerio de Fomento (España) establece que los carriles de adelantamiento son aquellos que se pueden añadir a algunos tramos de carreteras convencionales con el objetivo de mejorar el nivel de servicio y reducir los accidentes debido a la falta de seguridad al realizar maniobras de adelantamiento. Estos carriles deben ser ubicados a la izquierda del carril objeto de adelantamiento y no deben ser usados en rampas o pendientes. El diseño de estos carriles en planta no debe ser el mismo para ambos sentidos de circulación para optimizar el espacio disponible.

Para estimar la longitud y proyección de carriles de adelantamiento será necesario analizar el estudio de tráfico y los niveles de servicio. Esta longitud se medirá entre las secciones inicial y final que tengan 3.50 metros.

En carreteras donde exista un carril de adelantamiento, se suelen utilizar arcenes interiores con un ancho de 1 metro y medianas con el ancho necesario para la implementación de un sistema de contención de vehículos.

Los carriles de adelantamiento deben cumplir con ciertas condiciones para garantizar la seguridad de los vehículos. Estas condiciones incluyen tener un ancho de 3.5 metros, que, en curvas, se añadirá el sobreancho correspondiente. Además, deben tener una pendiente transversal igual al carril básico existente a su derecha. Estas condiciones son necesarias para garantizar que los vehículos puedan adelantar con seguridad y también para garantizar una circulación fluida en las curvas.

En los tramos donde haya un carril de adelantamiento, es necesario garantizar que, en el sentido contrario, el carril tenga una sección que permita que un vehículo detenido pueda ser adelantado. Para ello se utilizarán cuñas de transición, tanto antes del inicio como después del final del carril de adelantamiento. La longitud de estas cuñas de transición se

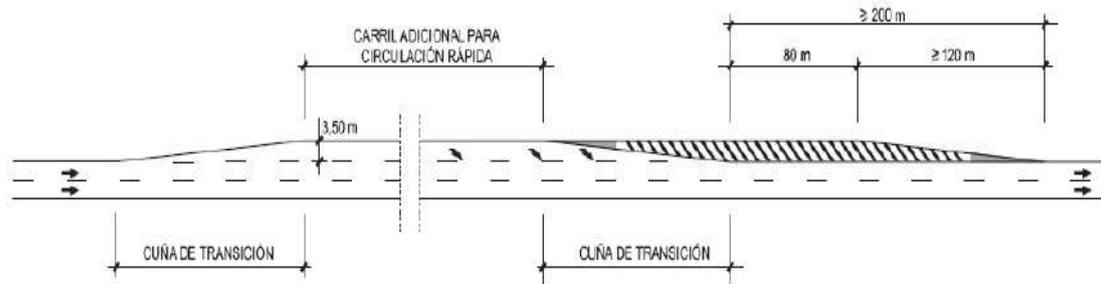
establece en función de la velocidad de proyecto (V_p) de la carretera, según lo indicado en la Figura 66. Esto facilita que los vehículos puedan entrar y salir del carril de adelantamiento de forma segura y fluida.

Figura 66. Longitud de cuñas de transición

VELOCIDAD DE PROYECTO (V_p) (km/h)	LONGITUD DE LAS CUÑAS DE TRANSICIÓN (m)
140 y 130	V_p (km/h) + 10
120	135
110	130
100	125
90	115
80	100
70	80
60	60
50	40
40	25

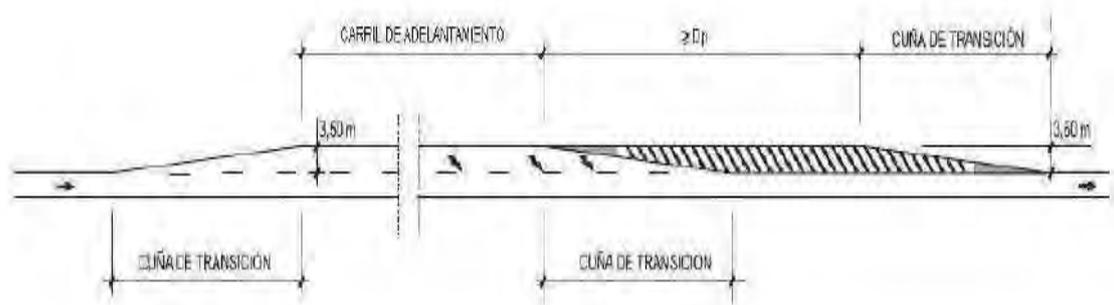
Nota. Adaptado de Norma 3.1-IC.

Al final de un carril de adelantamiento y después de la cuña de transición como se muestra en la Figura 67, se dispondrá adicionalmente un tramo cebreado con una longitud mínima de 200 metros, con el objetivo de garantizar la seguridad de los vehículos. Este tramo cebreado se debe diseñar con el mismo criterio que en un carril adicional de circulación rápida, ya que así se ajusta a lo analizado en el estudio de tráfico.

Figura 67. Tramo cebreado

Nota. Adaptado de Norma 3.1-IC.

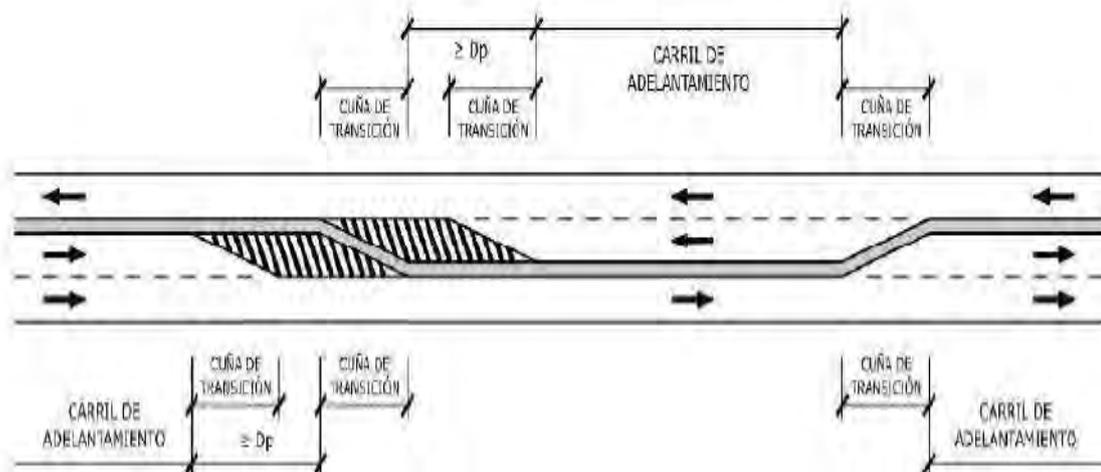
La longitud del tramo cebreado será como mínimo la distancia de parada del tramo donde se utilice el carril de adelantamiento, más la longitud de la cuña de transición, como se observa en la Figura 68.

Figura 68. Longitud del tramo cebreado

Nota. Adaptado de Norma 3.1-IC.

Cuando se proyecta una alternancia de carriles de adelantamiento en un tramo de una carretera convencional, se deben cumplir ciertas condiciones para garantizar la seguridad de los vehículos. (Figura 69):

- La longitud necesaria para disponer de una cuña de transición previa al inicio del carril de adelantamiento en ambos sentidos.
- La longitud necesaria para disponer de una zona cebreada reducida correspondiente al final del carril de adelantamiento en ambos sentidos.
- Se especifica que la longitud de cada carril de adelantamiento debe ser menor o igual a 1.5 km.

Figura 69. Alternancia de carriles

Nota. Adaptado de Norma 3.1-IC.

Rodríguez (2016) menciona que las carreteras 2+1 son aquellas que cuentan con una separación física o marcas que impiden el tráfico en sentido contrario, lo que permite una maniobra de adelantamiento libre de obstáculos. Además, estas carreteras incluyen carriles de adelantamiento aislados a lo largo de su extensión. Menciona también ventajas y desventajas.

Entre las ventajas más significativas de usar carreteras 2+1 se encuentran:

- La disminución de accidentes frontales.
- Reducción de las demoras al adelantar otro vehículo.
- Un mejor nivel de servicio.
- Menor costo e impacto ambiental en comparación con la ampliación de las carreteras tradicionales.

Sin embargo, hay algunas desventajas a tener en cuenta en el uso de carreteras 2+1:

- No son adecuadas para proyectos con gran longitud ni en túneles.
- En los tramos de un solo carril no se pueden realizar adelantamientos.
- Puede resultar un mayor recorrido para acceder a lugares colindantes debido a la imposibilidad o limitación de realizar giros a la izquierda.

Esta solución resulta buena a nivel costo/beneficio, sin embargo, en Perú no existe todavía una normativa sobre carreteras 2+1.

✓ Problemática actual

La solución propuesta en el proyecto de estudio, se genera a raíz de que parte del derecho de vía de la calzada existente se encuentra ocupada. Con esto se busca evitar expropiaciones, y en consecuencia mayor gasto público y enfrentamientos con la población afectada.

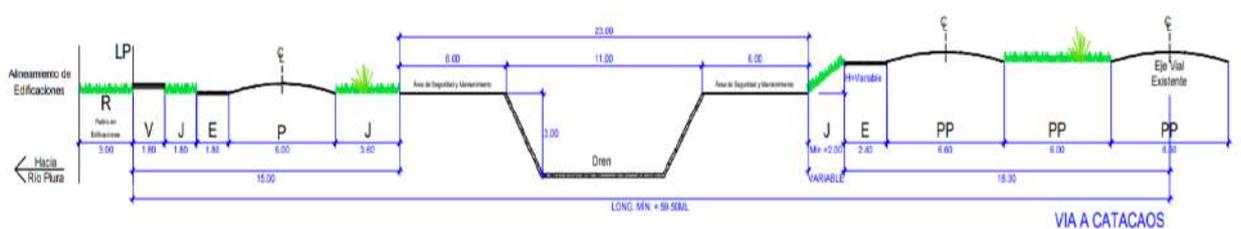
También se han tenido en consideración los siguientes problemas de la vía:

- Nivel de congestión, porque cuando existe una gran concentración de vehículos, es notorio que la vía no puede soportar la intensidad.
- La seguridad vial se ve afectada por la existencia de alto riesgo cuando los usuarios desean coger desvíos o giros a la izquierda, pues el volumen de tráfico en ambos sentidos es muy alto.
- Mayor posibilidad de accidentes por la presencia de motos, bicicletas y paradas no autorizadas.

4.5 Diseño adoptado:

De acuerdo Plan de Desarrollo Urbano de los Distritos de: Piura, Veintiséis de Octubre, Castilla y Catacaos al 2032, se ha proyectado una doble calzada en la vía de Piura hacia Catacaos, como se puede observar en el plano de secciones viales (Figura 70):

Figura 70. Sección Vial



Nota. Adaptado de Plan de Desarrollo Urbano.

Es por ello que, en base a esto, se justifica el diseño geométrico presentado de la segunda calzada, y se muestra en synchro una simulación (Figura 71)

Figura 71. Carretera con dos calzadas en Synchro



También se justifica la elección con la simulación en Synchro mostrada en el Apéndice B. Simulación en Synchro 8, que muestra la capacidad de servicio de las intersecciones en la carretera actual y la mejora con la propuesta. El nivel de servicio muestra el comportamiento de una intersección y la disponibilidad de capacidad para manejar el tráfico y los incidentes.

Para ello se usa la clasificación mostrada en la Tabla 13. Se asignan letras a la intersección, desde la A, hasta la H, basado en la congestión existente de la intersección.

Tabla 13. Nivel de Servicio de intersección

Utilización de intersección	Nivel de Servicio
0 a 55%	A
>55% a 64%	B
>64% a 73%	C
>73% a 82%	D
>82% a 91%	E
>91% a 100%	F
>100% a 109%	G
>109%	H

Nota. Adaptado de HCM 2000.

De acuerdo a la clasificación, con la carretera actual se tendrían intersecciones con nivel de servicio B y E. Mientras que, con la propuesta de doble calzada, esto mejoraría a niveles de servicio A Y B.



Capítulo 5

Presentación y resultados

5.1 Carretera actual

La carretera actualmente cuenta con una calzada de dos carriles de 3.3 metros cada uno. De acuerdo al número de carriles y su medida, podría estar considerada como una carretera de segunda clase.

En la situación actual de la carretera, se han simulado las intersecciones que se forman al ingresar y salir del hospital como se muestra en el Apéndice B. Simulación en Synchro 8. Cabe mencionar que existen otras intersecciones con menos tráfico por lo que sucederían situaciones similares o menores a las presentadas a continuación.

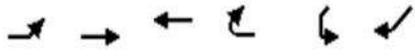
En la intersección al salir del hospital, la demora solo se genera en ese punto de salida, al intentar girar a la izquierda para ir hacia Piura, o a la derecha para ir hacia Catacaos.

Al no existir muchos vehículos en el hospital, no se forman grandes colas para realizar los giros. Además, con la nueva medida de colocación de rompemuelles por la zona, han facilitado estos movimientos.

En los reportes de Synchro se muestra el nivel de servicio ICU por capacidad. Synchro no ofrece un nivel de servicio por demoras ya que es una intersección no semaforizada, pero muestra el nivel ICU (Intersection Capacity Utilization) dando un porcentaje y otorgando una letra de la A hasta la H, donde H es la situación más crítica.

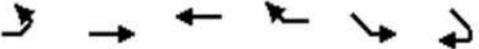
Se observa en la Figura 72, que al salir del hospital el nivel de servicio asignado es A, pues no hay presencia de mucho tráfico en esa salida.

Figura 72. Reporte de Synchro de carretera actual intersección 1



Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Lane Configurations		↑	↑		↘	↘
Volume (vph)	0	821	715	0	30	40
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Frt						0.850
Flt Protected					0.950	
Satd. Flow (prot)	0	1783	1783	0	1694	1516
Flt Permitted					0.950	
Satd. Flow (perm)	0	1783	1783	0	1694	1516
Link Speed (k/h)		60	60		30	
Link Distance (m)		2723.1	126.8		40.8	
Travel Time (s)		163.4	7.6		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	0	892	777	0	33	43
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	892	777	0	33	43
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		3.3	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	53.2%			ICU Level of Service A		
Analysis Period (min)	15					

Caso contrario sucede al ingreso hacia el hospital, pues los carros que van en sentido de Catacaos a Piura tienen que girar hacia la izquierda para ingresar al hospital. La demora al realizar esta maniobra genera una cola de carros al ser un único carril. Como se muestra en la Figura 73, el nivel de servicio ICU por capacidad asignado es C.

Figura 73. Reporte de Synchro de carretera actual intersección 2


Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SEL	SER
Lane Configurations		↔	↔			
Volume (vph)	30	791	715	50	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Frt			0.991			
Flt Protected		0.998				
Satd. Flow (prot)	0	1780	1767	0	0	0
Flt Permitted		0.998				
Satd. Flow (perm)	0	1780	1767	0	0	0
Link Speed (k/h)		60	60		50	
Link Distance (m)		126.8	631.1		42.2	
Travel Time (s)		7.6	37.9		3.0	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	33	860	777	54	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	893	831	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		0.0	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	69.3%			ICU Level of Service C		
Analysis Period (min)	15					

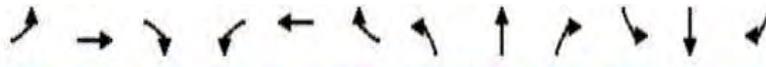
De esta simulación se puede concluir que en las demás intersecciones que existen, como la del ingreso a Simbilá, a medida que aumente el tráfico tendrán un ICU más crítico.

5.2 Rotonda

Con la rotonda, se busca liberar la entrada y salida actual del hospital, y conectar una entrada a Simbilá con la vía que se encuentra al lado del hospital. Es importante considerar también que la rotonda realizada en el programa Civil 3D, cuenta con un diámetro exterior de 67 m lo que dificultaría su construcción debido al poco espacio libre.

En la Figura 74, se muestra que el nivel de servicio ICU por capacidad asignado para la rotonda es B.

Figura 74. Reporte de Synchro en rotonda



Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations		↕↕			↕↕			↕↕			↕↕	
Volume (vph)	30	761	30	30	700	35	20	40	20	20	40	20
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Frt		0.994			0.993			0.962			0.962	
Fit Protected		0.998			0.998			0.988			0.988	
Satd. Flow (prot)	0	3516	0	0	3513	0	0	3431	0	0	3431	0
Fit Permitted		0.998			0.998			0.988			0.988	
Satd. Flow (perm)	0	3516	0	0	3513	0	0	3431	0	0	3431	0
Link Speed (k/h)		60			60			50			50	
Link Distance (m)		2707.3			142.6			96.8			271.6	
Travel Time (s)		162.4			8.6			7.0			19.6	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0%	2%	0%	0%	2%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Adj. Flow (vph)	33	827	33	33	761	38	22	43	22	22	43	22
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	893	0	0	832	0	0	87	0	0	87	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		25		15	25		15	25		15	25	
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	
Intersection Summary												
Area Type:	Other											
Control Type:	Roundabout											
Intersection Capacity Utilization	58.4%					ICU Level of Service B						
Analysis Period (min)	15											

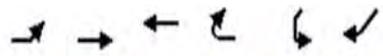
Ríos (2018), menciona que el porcentaje de utilización en una rotonda cuando está bien diseñada, debería resultar menor del 73% para obtener niveles de servicio aceptables.

En este caso cumple ya que los vehículos que realizan los giros son pocos, comparado a los que siguen una trayectoria recta. Sin embargo, en el futuro se pueden presentar problemas en su funcionamiento, ya que no se recomienda el uso de rotonda para intersecciones con nivel de tráfico alto.

5.3 Doble calzada

En esta propuesta, se observa en la Figura 75 y Figura 76, que el nivel de servicio ICU por capacidad asignado es A en ambas situaciones.

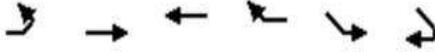
Figura 75. Reporte de Synchro de doble calzada intersección 1.



Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Lane Configurations		↑↑	↑↑		↘	↗
Volume (vph)	0	821	715	0	30	40
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	1.00	0.95	0.95	1.00	1.00	1.00
Frt						0.850
Flt Protected					0.950	
Satd. Flow (prot)	0	3471	3505	0	1805	1615
Flt Permitted					0.950	
Satd. Flow (perm)	0	3471	3505	0	1805	1615
Link Speed (k/h)		60	60		30	
Link Distance (m)		2723.1	126.8		40.8	
Travel Time (s)		163.4	7.6		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0%	4%	3%	0%	0%	0%
Adj. Flow (vph)	0	892	777	0	33	43
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	892	777	0	33	43
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		3.6	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		25		15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	32.7%			ICU Level of Service A		
Analysis Period (min)	15					

A. Al salir del hospital se observa una mejora del 20.5 % manteniendo la clasificación

Figura 76. Reporte de Synchro de doble calzada intersección 2.



Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SEL	SER
Lane Configurations		↑↑	↑↑			
Volume (vph)	30	791	715	50	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00	1.00
Frt			0.990			
Frt Protected		0.998				
Satd. Flow (prot)	0	3469	3476	0	0	0
Frt Permitted		0.998				
Satd. Flow (perm)	0	3469	3476	0	0	0
Link Speed (k/h)		60	60		50	
Link Distance (m)		126.8	631.1		42.2	
Travel Time (s)		7.6	37.9		3.0	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0%	4%	3%	0%	2%	2%
Adj. Flow (vph)	33	860	777	54	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	893	831	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		0.0	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	47.1%			ICU Level of Service A		
Analysis Period (min)	15					

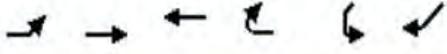
Al entrar al hospital se observa una mejora del 22.2 % cambiando de clasificación C a clasificación A.

La doble calzada con carriles de 3.6 m muestra un mejor desempeño. Los resultados muestran que, por el momento, las intersecciones se pueden manejar sin representar un gran problema.

5.4 Carretera actual con tránsito futuro

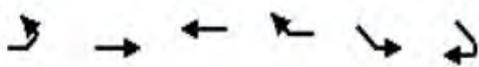
En la Figura 77 y Figura 78 se muestran los reportes de Synchro para las intersecciones con un tráfico proyectado a 20 años.

Figura 77. Reporte de intersección actual 1 a 20 años



Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Lane Configurations		↑	↑		↘	↗
Volume (vph)	0	990	862	0	36	48
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Frt						0.850
Flt Protected					0.950	
Satd. Flow (prot)	0	1783	1783	0	1694	1516
Flt Permitted					0.950	
Satd. Flow (perm)	0	1783	1783	0	1694	1516
Link Speed (k/h)		60	60		30	
Link Distance (m)		2723.1	126.8		40.8	
Travel Time (s)		163.4	7.6		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	0	1076	937	0	39	52
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	1076	937	0	39	52
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		3.3	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	62.1%			ICU Level of Service B		
Analysis Period (min)	15					

Se observa que el nivel de servicio ICU por capacidad es B de 62.1% por lo que la intersección se ve disminuida en su capacidad.

Figura 78. Reporte de intersección actual 2 a 20 años


Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SEL	SER
Lane Configurations		↕	↕			
Volume (vph)	36	954	862	60	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Frt		0.991				
Flt Protected		0.998				
Satd. Flow (prot)	0	1780	1767	0	0	0
Flt Permitted		0.998				
Satd. Flow (perm)	0	1780	1767	0	0	0
Link Speed (k/h)		60	60		50	
Link Distance (m)		126.8	631.1		42.2	
Travel Time (s)		7.6	37.9		3.0	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	39	1037	937	65	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	1076	1002	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		0.0	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	82.7%			ICU Level of Service E		
Analysis Period (min)	15					

Se observa que el nivel de servicio ICU por capacidad es E de 82.7%, lo que muestra un nivel muy bajo en la intersección con un tráfico proyectado a 20 años.

5.5 Rotonda con tránsito futuro

En la Figura 79, se observa que el nivel de servicio ICU por capacidad asignado es C, para un tráfico proyectado a 20 años.

Figura 79. Reporte de Synchro de rotonda con tránsito a 20 años

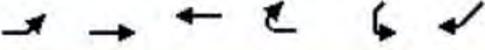
												
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	36	918	36	36	844	42	24	48	24	24	48	24
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Frt		0.995			0.993			0.962			0.962	
Flt Protected		0.998			0.998			0.988			0.988	
Satd. Flow (prot)	0	3519	0	0	3513	0	0	3431	0	0	3431	0
Flt Permitted		0.998			0.998			0.988			0.988	
Satd. Flow (perm)	0	3519	0	0	3513	0	0	3431	0	0	3431	0
Link Speed (k/h)		60			60			50			50	
Link Distance (m)		2707.3			142.6			96.8			271.6	
Travel Time (s)		162.4			8.6			7.0			19.6	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0%	2%	0%	0%	2%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Adj. Flow (vph)	39	998	39	39	917	46	26	52	26	26	52	26
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1076	0	0	1002	0	0	104	0	0	104	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No							
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		25		15	25		15	25		15	25	
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	
Intersection Summary												
Area Type:	Other											
Control Type:	Roundabout											
Intersection Capacity Utilization	67.6%					ICU Level of Service C						
Analysis Period (min)	15											

Con un porcentaje de 67.6%, se observa la disminución en la capacidad de la rotonda con el aumento del tráfico. En casos de mayor tráfico se recomienda intersecciones semaforizadas pues tienen mayor capacidad que el uso de rotondas.

5.6 Doble calzada con tránsito futuro

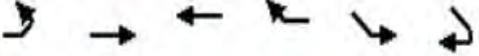
En la Figura 80 y Figura 81 se observa que el nivel de servicio ICU por capacidad asignado es B y A, lo que muestra un mejor resultado comparado a las otras alternativas.

Figura 80. Reporte de Synchro de doble calzada intersección 1 con tránsito a 20 años



Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Lane Configurations		↑↑	↑↑		↑	↑
Volume (vph)	0	990	862	0	36	48
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	1.00	0.95	0.95	1.00	1.00	1.00
Frt						0.850
Flt Protected					0.950	
Satd. Flow (prot)	0	3471	3505	0	1805	1615
Flt Permitted					0.950	
Satd. Flow (perm)	0	3471	3505	0	1805	1615
Link Speed (k/h)		60	60		30	
Link Distance (m)		2723.1	126.8		40.8	
Travel Time (s)		163.4	7.6		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0%	4%	3%	0%	0%	0%
Adj. Flow (vph)	0	1076	937	0	39	52
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	1076	937	0	39	52
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		3.6	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	37.4%			ICU Level of Service A		
Analysis Period (min)	15					

Figura 81. Reporte de Synchro de doble calzada intersección 2 con tránsito a 20 años



Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SEL	SER
Lane Configurations		↕↕	↕↕			
Volume (vph)	36	954	862	60	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00	1.00
Fr _t			0.990			
Flt Protected		0.998				
Satd. Flow (prot)	0	3469	3476	0	0	0
Flt Permitted		0.998				
Satd. Flow (perm)	0	3469	3476	0	0	0
Link Speed (k/h)		60	60		50	
Link Distance (m)		126.8	631.1		42.2	
Travel Time (s)		7.6	37.9		3.0	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0%	4%	3%	0%	2%	2%
Adj. Flow (vph)	39	1037	937	65	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	0	1076	1002	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		0.0	0.0		0.0	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Sign Control		Free	Free		Yield	
Intersection Summary						
Area Type:	Other					
Control Type:	Unsignalized					
Intersection Capacity Utilization	56.0%			ICU Level of Service B		
Analysis Period (min)	15					

A pesar de demostrar mejor capacidad en las intersecciones, en un futuro será necesario analizar el uso de semáforos en intersecciones con mayor tráfico, como es el caso de la intersección semaforizada existente antes de llegar a Catacaos.

5.7 Resumen de situaciones

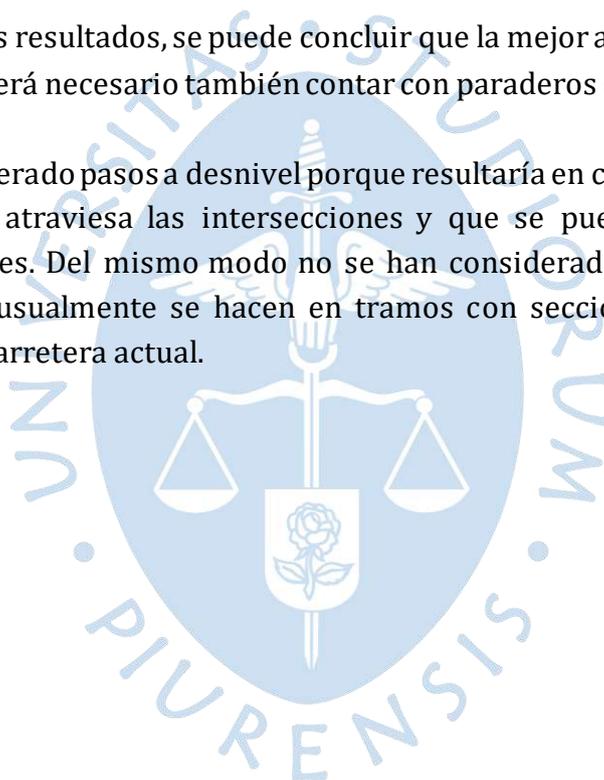
En la siguiente tabla se presenta el análisis de las alternativas presentadas.

Tabla 14. Alternativas de solución

Parámetro	Carretera actual		Rotonda	Doble calzada	
	A (53.2 %)	C (69.3 %)		A (32.7 %)	A (47.1 %)
Nivel de servicio ICU por capacidad			B (58.4)		
Nivel de servicio ICU por capacidad (20 años)	B (62.1 %)	E (82.7 %)	C (67.6 %)	A (37.4 %)	B (56.0 %)

De acuerdo a los resultados, se puede concluir que la mejor alternativa a largo plazo es la doble calzada. Será necesario también contar con paraderos en puntos específicos.

No se ha considerado pasos a desnivel porque resultaría en costos innecesarios para el poco tráfico que atraviesa las intersecciones y que se puede solucionar con las alternativas anteriores. Del mismo modo no se han considerado las intersecciones en carretera 2+1 pues usualmente se hacen en tramos con sección 1+1 actuando en la simulación como la carretera actual.



Conclusiones

Los valores de IMDA para ambos sentidos, son valores elevados. Estos valores indican un promedio anual de los vehículos que pasan por la vía diariamente, validando la necesidad de una nueva calzada. También, indican que la carretera debe ser una autopista, por lo que es preponderante la construcción de la nueva calzada debido a que, con la vía actual, no se da abasto para tanta demanda de tránsito vehicular.

La propuesta de diseño geométrico presentada se basa en la seguridad vial. Por ello, se han tenido en cuenta las normas del Ministerio de Transportes y comunicaciones para que los elementos del diseño sean óptimos.

Debido a la topografía obtenida, se creyó conveniente utilizar una pendiente que facilite el diseño de cunetas. De acuerdo al estudio hidrológico se obtiene el caudal de diseño que permite y determina las dimensiones que debe tener las cunetas.

Las dos calzadas, cada una con 2 carriles de 3.6 metros y bermas de 3 metros permitirán un mejor flujo del tráfico. También facilitarán los giros en determinados puntos, evitando la formación de colas.

Para la construcción de la nueva calzada, se necesitan evaluar vías alternas, como la presentada en la rotonda que conduce a una carretera que debería considerarse como vía alterna.

Es indispensable la colocación de paraderos y un puente peatonal a la altura del Hospital Privado. Así se podrían generar las condiciones adecuadas para el correcto funcionamiento de la vía. Además, así se mejorarían las condiciones para el transporte público, el cual se debería promover para disminuir el uso de transporte privado, pues la mayor cantidad de vehículos que transita la vía son motos lineales, mototaxis y autos. Para una mejor funcionalidad y nivel de servicio de la vía, se recomienda también la construcción de puentes peatonales en puntos donde se evidencie la afluencia de peatones, como por el colegio Juan de Mori y por la Estación de Servicios Los Tallanes.

El empleo de la carretera 2+1, proporciona una mejora para la vía y a menor coste, sin embargo, la solución no sería suficiente teniendo en cuenta el tráfico proyectado.

Mientras que, el uso de una rotonda queda limitado por el derecho de vía especificado por el Ministerio de Transportes y comunicaciones (MTC) de 20 metros desde el eje. Sin embargo, como una solución a futuro en intersecciones se debería evaluar el uso de semáforos, condicionada al incremento de tráfico en las vías transversales, aledañas al Hospital Privado, que se recomienda su mejora para la utilización como vía alterna.



Referencias bibliográficas

- Bautista, J. (2021). *Análisis de la seguridad vial desde el diseño geométrico de la carretera Canchaque- Huancabamba*. Piura.
- Bergh, T., & Carlsson, A. (2000, June). *2+ 1-roads with and without cable barriers: Speed performance*. In *Fourth International Symposium on Highway Capacity, Maui, Hawaii (Vol. 27)*.
- Cárdenas, J. (2002). *Diseño geométrico de carreteras*. Bogotá.
- Celeiro, A. (12 de Enero de 2021). *Carreteras 2+1, una solución para reducir la accidentalidad en los adelantamientos*. Obtenido de PONS Seguridad Vial: <https://ponsseguridadvial.com/reducir-la-accidentalidad-en-los-adelantamientos/>
- Díaz, S. (2018). *Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de drenaje de la carretera departamental SM-110 Metal – Marcos, distrito Shunte, provincia Tocache – San Martín*. Tarapoto.
- García, M. (2018). *Propuesta de modificación de la norma de diseño geométrico de rotondas aplicada en rotonda Sullana*. Piura.
- Gómez, I. (2018). *Determinación de la topografía usando herramientas virtuales para formulación de proyectos viales*. Lima.
- Gouro, G. (20 de Febrero de 2018). El 85 % de las carreteras regionales en Piura no están pavimentadas. (Cutivalú, Entrevistador)
- Hauer, E. (1999). *Safety in geometric design standards*.
- Lee, S. K., Kim, Y. R., Moon, J. P., Choi, J. s. & Kim, T. H. (2010). *Operational analysis of 2+ 1 roadway and its use in developing geometric design standards in S. Korea*.
- López, E. (2014). *Orientación, evaluación e impacto del gasto público en el distrito de Catacaos en el período 2007-2010 y perspectivas de desarrollo local*. Piura.

- Ministerio de Fomento. (2000). *Norma 3.1-IC*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011). *Estudio de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG-2018*. Perú.
- Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. (2021). *Orden Circular OC 01/2021. Recomendaciones para el diseño de carreteras 2+1 y carriles adicionales de adelantamiento*.
- Municipalidad Provincial De Sechura. (2018). *Memoria Descriptiva de "Mejoramiento y ampliación del servicio de transitabilidad vehicular y peatonal de la avenida bayovar del distrito de sechura, provincia de sechura, piura"*.
- National Research Council (U.S.). Transportation Research Board. (2010). *HCM 2010: Highway capacity manual (5th ed.)*.
- Pineda, J. (2012). *Uso de los sistemas de información geográfica en la ingeniería civil*. Ciudad de México.
- Ríos, E. (2018). *Modelación del tránsito y propuesta de solución vial a la Av. Cáceres con. Piura*.
- Rodríguez, M. (2016). *Estudio de la funcionalidad del tráfico en carreteras 2+ 1 mediante microsimulación. Aplicación a la CV-405 entre los PK 4+ 000 y 13+ 000 (TM de Torrent y TM de Montserrat, Valencia)*. Valencia.
- Romero, G. (2019). *Análisis y comparación de criterios de diseño geométrico en las intersecciones a desnivel*. Piura.
- Secretaría Técnica del Consejo Nacional de Seguridad Vial. (2012). *Reporte Estadístico de la Seguridad Vial en Piura 2007 – 2011*.

Apéndices





Apéndice A. Conteo Vehicular

FORMATO RESUMEN DEL DÍA - CLASIFICACIÓN VEHICULAR

ESTUDIO DE TRÁFICO

TRAMO DE LA CARRETERA	PIURA- CATACAOS
SENTIDO	De Catacaos a Piura
UBICACIÓN	Hospital Privado

ESTACIÓN	Por Hospital Privado
DÍA	Viernes
FECHA	16 de abril del 2021

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL		
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3			
7:00 a. m. - 8:00 a. m.	7:00 - 7:15	48	33	58	13	26	9	4	8	5	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	209
	7:15 - 7:30	45	35	63	7	25	7	4	6	5	2	7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	208
	7:30 - 7:45	41	31	72	9	23	3	6	3	3	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	196
	7:45 - 8:00	45	28	81	7	22	6	2	8	4	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	208
8:00 a. m. - 9:00 a. m.	8:00 - 8:15	47	31	62	6	27	10	4	5	3	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	198
	8:15 - 8:30	35	26	50	7	20	5	3	5	4	1	7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	164
	8:30 - 8:45	32	31	55	11	18	3	4	4	3	1	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	169
	8:45 - 9:00	33	33	56	9	15	4	1	7	4	1	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	168
9:00 a. m. - 10:00 a. m.	9:00 - 9:15	29	30	55	13	24	9	4	8	4	0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	180
	9:15 - 9:30	23	34	45	6	18	4	3	7	6	2	9	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	159
	9:30 - 9:45	19	29	59	5	19	2	5	4	3	1	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	153
	9:45 - 10:00	25	21	54	6	15	4	1	7	4	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	142

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL	
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3		
10:00 a. m. - 11:00 a. m.	10:00 - 10:15	25	21	32	9	14	5	2	6	3	0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	121
	10:15 - 10:30	15	15	35	5	14	3	2	5	3	1	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	105
	10:30 - 10:45	14	15	41	4	14	2	3	5	4	1	7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	111
	10:45 - 11:00	20	9	53	3	15	4	1	7	4	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	122
11:00 a. m. - 12:00 a. m.	11:00 - 11:15	18	15	36	3	16	6	2	10	6	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	118
	11:15 - 11:30	18	13	33	11	13	3	2	3	2	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	102
	11:30 - 11:45	16	11	54	12	18	2	4	6	5	1	9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	139
	11:45 - 12:00	21	22	35	14	10	2	1	12	6	0	6	2	1	0	0	1	0	0	0	0	0	133
12:00 a. m. - 1:00 a. m.	12:00 - 12:15	18	23	57	16	18	3	2	11	5	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	159
	12:15 - 12:30	33	23	48	12	18	2	1	14	7	1	6	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	167
	12:30 - 12:45	28	18	62	7	20	2	5	13	6	1	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	166
	12:45 - 13:00	54	21	53	11	15	4	1	13	6	1	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	184
2:45 p. m. - 3:45 p. m.	2:45 - 3:00	22	15	61	14	24	16	4	3	5	0	5	4	0	0	0	0	1	0	0	0	0	174
	3:00 - 3:15	25	16	57	6	32	3	1	6	5	0	3	2	0	0	0	0	2	0	0	0	1	159
	3:15 - 3:30	15	15	61	4	20	3	6	3	3	0	3		1	0	0	0	1	0	0	0	0	135
	3:30 - 3:45	15	14	62	4	19	6	1	3	6	0	9	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	142
3:45 p. m. - 4:45 p. m.	3:45 - 4:00	19	17	59	7	24	6	1	9	2	0	4	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	152
	4:00 - 4:15	20	17	62	9	12	7	3	10	3	0	3		0	1	0	0	2	0	0	0	0	149
	4:15 - 4:30	21	22	54	7	14	6	1	7	0	0	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	138
	4:30 - 4:45	24	27	64	8	17	3	4	8	0	0	8	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	165

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL	
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3		
4:45 p. m. - 5:45 p. m.	4:45-5:00	20	14	66	7	22	1	2	8	0	0	10	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	153
	5:00-5:15	18	24	57	4	25	2	3	8	2	0	8	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	154
	5:15-5:30	20	15	64	5	28	12	4	9	1	0	7	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	168
	5:30-5:45	22	20	60	6	28	8	4	10	1	0	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	166
5:45p. m. - 6:45 p. m.	5:45-6:00	25	20	63	5	27	7	5	8	0	0	8	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	171
	6:00-6:15	19	15	57	6	22	7	5	7	2	0	9	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	153
	6:15-6:30	22	18	58	5	24	6	5	9	2	1	6	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	158
	6:30-6:45	21	18	57	6	29	6	5	9	2	0	8	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	164
6:45 p. m. - 7:45 p. m.	6:45-7:00	23	19	59	4	29	6	2	10	2	0	9	1	0	0	0	0	3	0	0	0	0	167
	7:00-7:15	24	17	62	8	20	8	3	8	1	0	10	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	163
	7:15-7:30	19	17	63	7	15	9	4	9	0	0	8	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	154
	7:30-7:45	20	17	56	8	16	7	3	7	2	1	9	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	150
7:45p. m. - 8:15 p. m.	7:45-8:00	17	16	58	5	18	8	4	8	2	1	7	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	148
	8:00-8:15	25	16	60	7	20	9	4	8	2		7	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	161
	8:15-8:30	23	19	58	3	19	8	3	9	2	1	8	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	157
	8:30-8:45	20	16	62	4	23	9	3	9	2	2	8	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	162
TOTAL		1201	992	2689	355	964	267	147	362	152	21	285	72	3	1	0	1	31	0	0	0	1	7544

ESTUDIO DE TRÁFICO

TRAMO DE LA CARRETERA	PIURA- CATACAOS
SENTIDO	De Piura a Catacaos
UBICACIÓN	Hospital Privado

ESTACIÓN	
DÍA	Viernes
FECHA	16 de abril del 2021

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL			
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3				
7:00 a. m. - 8:00 a. m.	7:00 - 7:15	45	33	50	9	12	6	8	7	1	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	175
	7:15 - 7:30	46	24	66	6	17	9	7	6	2	0	2	2	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	190
	7:30 - 7:45	36	22	68	10	17	10	10	6	2	0	4	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	188
	7:45 - 8:00	40	23	72	9	15	8	8	6	2	0	2		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	185
8:00 a. m. - 9:00 a. m.	8:00 - 8:15	46	35	69	6	16	4	5	6	1	1	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	194
	8:15 - 8:30	25	30	50	4	11	7	10	7	0	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	8:30 - 8:45	24	23	55	5	14	5	8	6	1	0	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	146
	8:45 - 9:00	27	30	64	3	10	4	4	6	2	0	4	1	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	1	158
9:00 a. m. - 10:00 a. m.	9:00 - 9:15	21	26	61	8	12	6	7	8	3	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	158
	9:15 - 9:30	43	30	57	6	13	6	5	6	0	0	3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	169
	9:30 - 9:45	22	15	64	5	12	9	6	6	1	1	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	147
	9:45 - 10:00	16	25	58	7	8	8	8	7	2	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	145
10:00 a. m. - 11:00 a. m.	10:00 - 10:15	25	25	65	4	17	11	4	6	2	0	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	166
	10:15 - 10:30	16	23	68	6	14	7	7	6	1	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	154
	10:30 - 10:45	19	17	62	8	12	7	10	7	2	0	5		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	149
	10:45 - 11:00	23	25	59	5	13	9	6	6	1	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	152

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL		
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3			
11:00 a. m. - 12:00 a. m.	11:00 - 11:15	26	18	56	8	12	8	7	6	1	0	1		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	143
	11:15 - 11:30	28	27	64	10	17	9	5	6	2	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	174
	11:30 - 11:45	25	30	58	7	16	4	4	7	0	0	3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	154
	11:45 - 12:00	30	35	61	9	16	7	5	6	3	1	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	179
12:00 a. m. - 1:00 a. m.	12:00 - 12:15	17	15	66	8	15	9	6	6	2	0	5	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	151
	12:15 - 12:30	30	14	69	6	20	8	8	6	2	0	6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	175
	12:30 - 12:45	25	19	68	10	13	7	11	7	1	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	167
	12:45 - 13:00	30	17	77	7	17	10	5	8	1	0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	176
2:45 p. m. - 3:45 p. m.	2:45-3:00	19	15	57	11	16	3	4	2	7	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	135
	3:00 - 3:15	20	13	55	5	13	6	3	4	4	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	126
	3:15-3:30	10	33	60	5	12	2	7	6	3	0	4	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	145
	3:30-3:45	17	15	53	6	17	3	8	3	2	0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	128
3:45p. m. - 4:45 p. m.	3:45-4:00	17	14	52	10	13	2	5	6	2	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	127
	4:00-4:15	19	21	46	6	19	5	7	5	5	0	5	3	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	142
	4:15-4:30	16	15	45	5	11	2	6	8	7	0	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	120
	4:30-4:45	19	14	41	7	9	2	8	6	9	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	118
4:45 p. m. - 5:45 p. m.	4:45-5:00	21	16	44	9	21	3	9	7	5	1	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	139
	5:00-5:15	17	16	52	8	20	5	5	5	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	132
	5:15-5:30	16	17	48	5	25	6	6	6	2	0	3	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	137
	5:30-5:45	15	15	62	4	20	4	9	8	2	2	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	144

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL	
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3		
5:45p. m. - 6:45 p. m.	5:45-6:00	18	19	58	9	22	2	10	8	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	6:00-6:15	16	22	55	11	23	4	8	7	2	0	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	152
	6:15-6:30	15	20	60	6	21	3	9	9	5	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	151
	6:30-6:45	20	15	52	5	25	3	7	6	3	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	140
6:45 p. m. - 7:45 p. m.	6:45-7:00	15	18	50	10	22	2	5	8	5	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	137
	7:00-7:15	14	14	48	7	26	2	6	5	6	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	131
	7:15-7:30	18	13	41	5	18	3	6	4	4	0	5	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	120
	7:30-7:45	16	13	52	6	14	2	4	5	7	0	5	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	127
7:45p. m. - 8:15 p. m.	7:45-8:00	15	15	53	8	12	5	3	4	5	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	126
	8:00-8:15	12	12	52	7	9	2	4	4	9	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	116
	8:15-8:30	11	10	55	9	12	2	3	5	5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	113
	8:30-8:45	11	11	58	7	13	3	3	3	8	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	119
TOTAL		1072	967	2756	337	752	254	309	288	149	6	156	58	0	2	4	1	3	0	0	0	6	7120

ESTUDIO DE TRÁFICO

TRAMO DE LA CARRETERA	PIURA- CATACAOS
SENTIDO	De Catacaos a Piura
UBICACIÓN	Hospital Privado

ESTACIÓN	
DÍA	Domingo
FECHA	11 de abril del 2021

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER			TOTAL		
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2		>=3 T3	
9:30 a. m. - 10:30 a. m.	7:00 - 7:15	25	19	70	8	12	1	4	6	2	0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	151
	7:15 - 7:30	22	21	71	5	13	6	5	10	0	0	4	3	1	0	0	0	1	0	0	0	0	162
	7:30 - 7:45	21	23	47	7	15	3	9	8	1	0	3	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	139
	7:45 - 8:00	18	24	65	7	22	3	4	6	0	0	14	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	164
10:30 a. m. - 11:30 a. m.	8:00 - 8:15	19	25	68	7	12	5	4	10	2	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	154
	8:15 - 8:30	21	21	66	7	11	3	3	7	0	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	143
	8:30 - 8:45	17	24	65	4	16	5	2	7	1	1	7	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	8:45 - 9:00	21	24	65	4	15	3	1	5	0	0	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	142
11:30 a. m. - 12:30 a. m.	9:00 - 9:15	18	19	6	4	17	2	8	8	1	0	4	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	92
	9:15 - 9:30	16	18	68	3	11	2	4	8	0	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	135
	9:30 - 9:45	25	16	59	5	10	2	2	9	0	0	7	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	140
	9:45 - 10:00	21	19	70	4	19	3	3	5	0	0	3	3	0	0	0	0	1	0	0	0	0	151
12:30 p. m. - 1:30 p. m.	10:00 - 10:15	20	21	72	4	15	3	4	7	0	0	7		0	0	0	0	2	0	0	0	0	155
	10:15 - 10:30	19	22	65	3	16	3	4	8	0	1	8	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	152
	10:30 - 10:45	19	23	71	2	17	2	3	8	1	0	6	2	1	0	0	0	2	0	0	0	0	157
	10:45 - 11:00	21	20	58	4	19	3	4	8	0	0	8	4	0	0	0	0	2	0	0	0	0	151
TOTAL	323	339	986	78	240	49	64	120	8	3	84	29	6	0	0	0	9	0	0	0	0	2338	

ESTUDIO DE TRÁFICO

TRAMO DE LA CARRETERA	PIURA- CATACAOS
SENTIDO	De Piura a Catacaos
UBICACIÓN	Hospital Privado

ESTACIÓN	
DÍA	Domingo
FECHA	11 de abril del 2021

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL		
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3			
9:30 a. m. - 10:30 a. m.	7:00 - 7:15	20	10	62	8	9	9	11	7	2	0	2	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	144
	7:15 - 7:30	13	24	61	6	15	7	3	6	2	0	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	142
	7:30 - 7:45	26	16	60	7	15	4	8	6	2	0	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	151
	7:45 - 8:00	19	14	52	6	10	4	8	6	1	0	3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	123
10:30 a. m. - 11:30 a. m.	8:00 - 8:15	21	20	52	9	9	10	6	6	1	0	7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	143
	8:15 - 8:30	16	24	78	3	5	4	7	8	1	0	7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	155
	8:30 - 8:45	16	16	72	4	15	10	4	8	1	1	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	152
	8:45 - 9:00	23	20	63	9	20	15	6	7		0	3	5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	173
11:30 a. m. - 12:30 a. m.	9:00 - 9:15	26	24	65	10	12	14	6	8	2	0	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	176
	9:15 - 9:30	16	15	95	7	8	7	4	8	1	0	6	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	169
	9:30 - 9:45	24	19	77	11	13	7	8	7	2	0	7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	177
	9:45 - 10:00	28	20	80	6	14	9	9	6	1	0	6	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	186
12:30 p. m. - 1:30 p. m.	10:00 - 10:15	23	16	84	10	14	12	16	8	2	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	189
	10:15 - 10:30	20	13	79	5	15	7	6	7	2	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	157
	10:30 - 10:45	18	15	82	4	12	8	7	6	1	0	6	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	164
	10:45 - 11:00	19	17	80	6	10	11	4	6	1	0	5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	163
TOTAL		328	283	1142	111	196	138	113	110	22	1	75	36	1	2	0	1	0	0	0	0	0	5	2564

ESTUDIO DE TRÁFICO

TRAMO DE LA CARRETERA	PIURA- CATACAOS
SENTIDO	De Catacaos a Piura
UBICACIÓN	Hospital Privado

ESTACIÓN	
DÍA	Lunes
FECHA	12 de abril del 2021

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL		
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3			
5:30 p. m. - 6:30 p. m.	5:30-5:45	27	25	85	9	22	4	4	7	4	2	7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	198
	5:45-6:00	25	24	90	5	24	3	3	6	7	0	2	3	0	0	0	0	1	0	0	1	0	194	
	6:00-6:15	29	23	65	8	27	3	3	6	4	0	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	173	
	6:15-6:30	32	19	77	9	25	6	2	5	4	0	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	185	
6:30 p. m. - 7:30 p. m.	6:30-6:45	34	21	68	6	24	3	2	6	5	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	171	
	6:45-7:00	25	23	72	9	21	4	3	6	3	1	3	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	173	
	7:00-7:15	23	26	58	7	23	3	3	7	4	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	157	
	7:15-7:30	21	27	62	4	26	4	4	7	2	0	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	162	
7:30 p. m. - 7:30 p. m.	7:30-7:45	22	25	64	8	23	3	6	12	2	2	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	171	
	7:45-8:00	20	23	55	6	23	4	5	11	3	1	1	4	0	0	0	0	0	0	0	1	0	157	
	8:00-8:15	18	19	72	5	25	3	8	11	5	0	3	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	173	
	8:15-8:30	21	17	65	9	21	3	6	13	4	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	162	
8:30 p. m. - 9:30 p. m.	8:30-8:45	17	21	62	7	21	4	5	10	5	1	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	159	
	8:45-9:00	12	16	59	6	23	4	5	9	6	2	3	4	0	0	0	0	1	0	0	1	0	151	
	9:00-9:15	15	15	52	8	24	3	4	9	8	2	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	144	
	9:15-9:30	13	17	55	5	21	3	4	8	9	0	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	142	
TOTAL		354	341	1061	111	373	57	67	133	75	11	45	35	0	0	1	0	5	0	0	3	0	2672	

ESTUDIO DE TRÁFICO

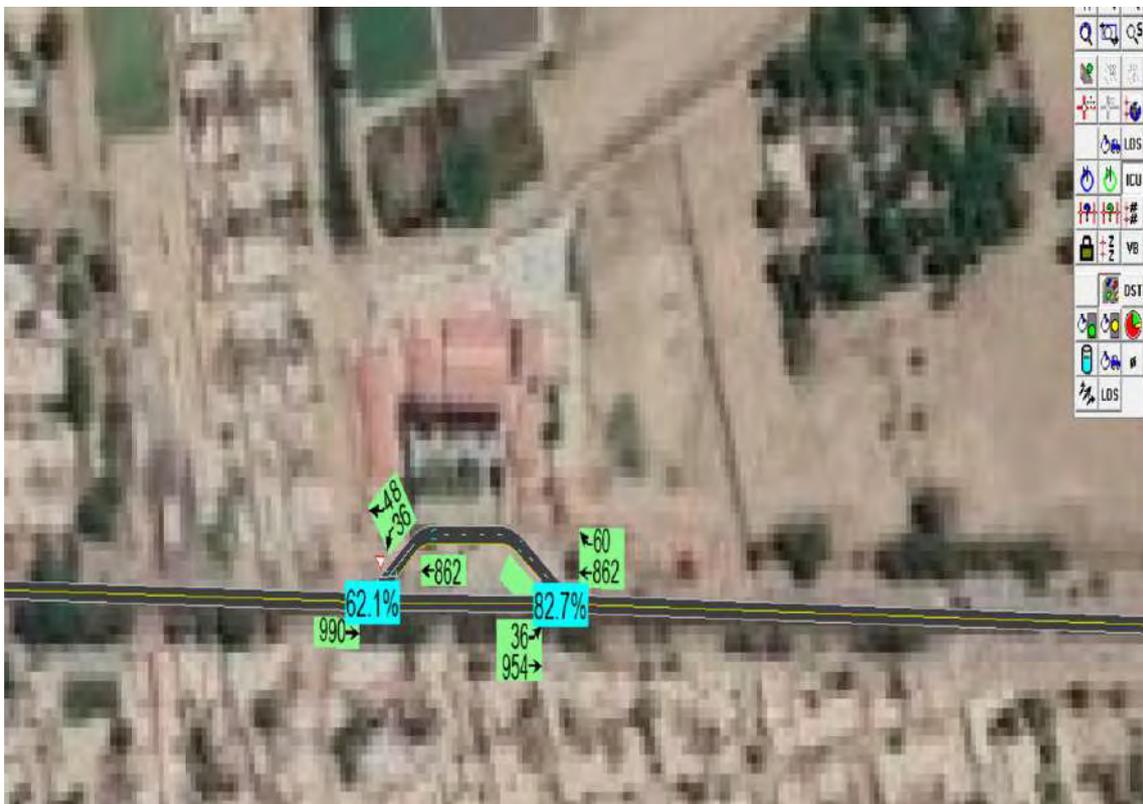
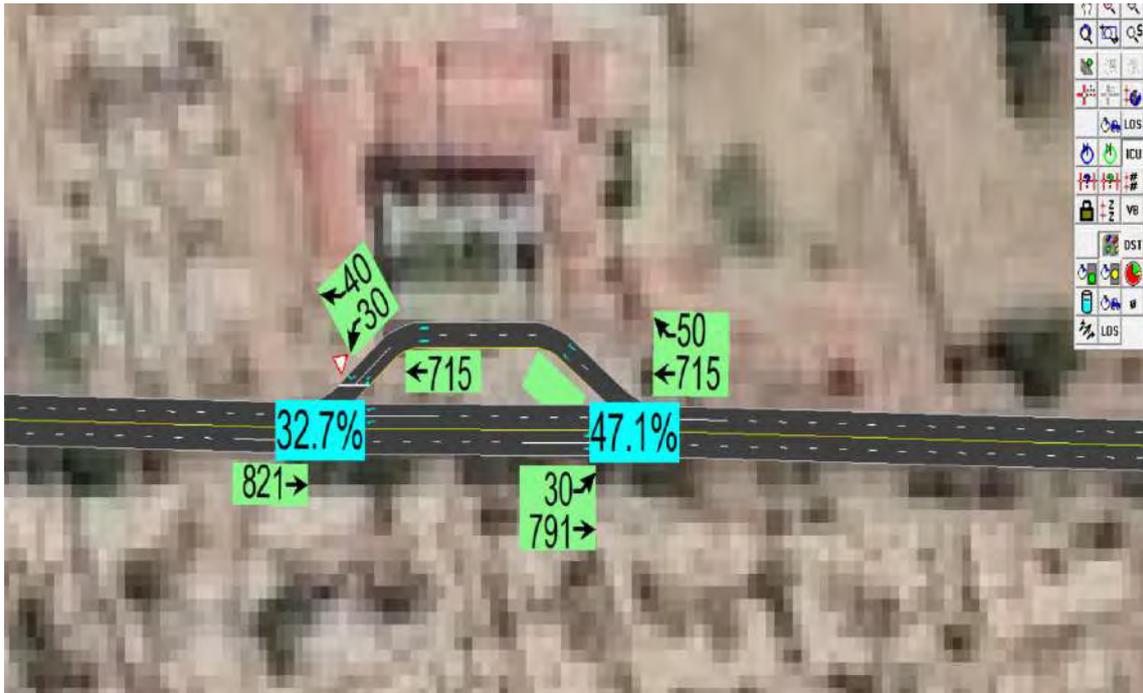
TRAMO DE LA CARRETERA	PIURA- CATACAOS
SENTIDO	De Piura a Catacaos
UBICACIÓN	Hospital Privado

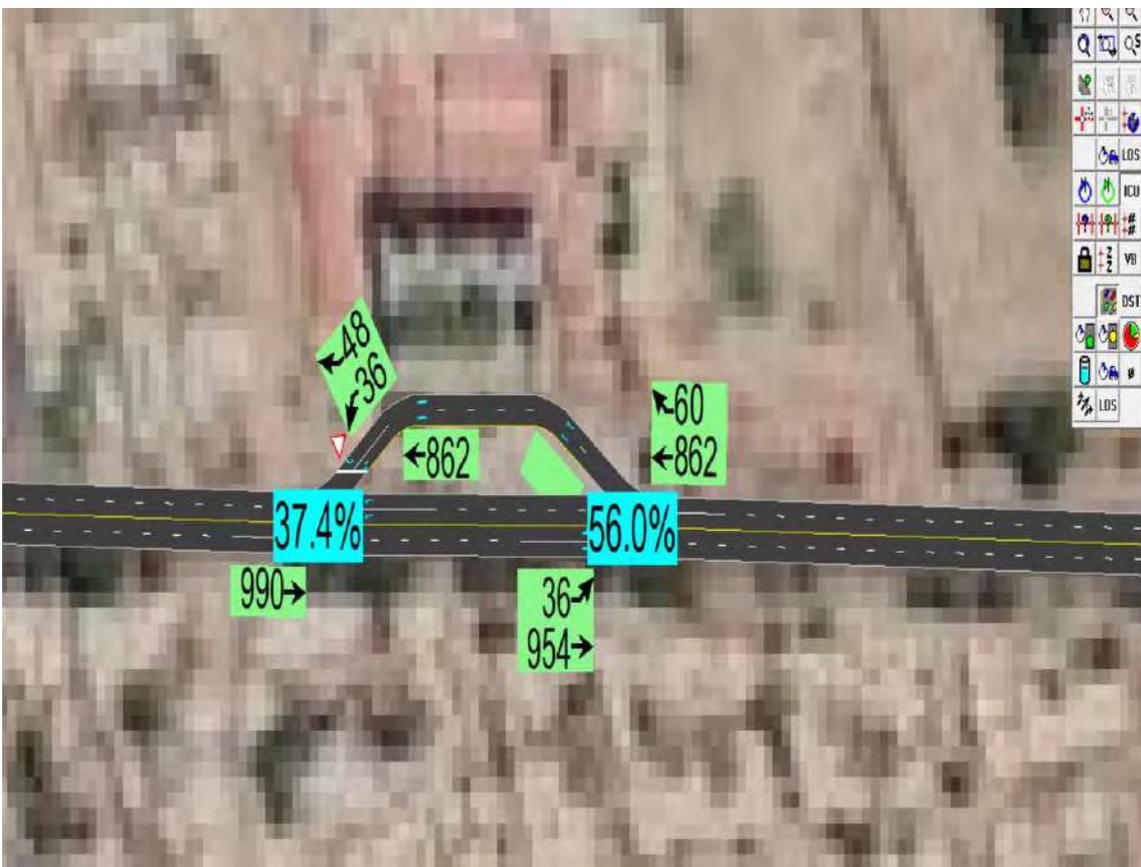
ESTACIÓN	
DÍA	Lunes
FECHA	12 de abril del 2021

HORA	MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMIÓN			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL		
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2 S1/2 S2	2 S3	3 S1/3 S2	>=3 S3	2 T2	2 T3	3 T2	>=3 T3			
5:30 p. m. - 6:30 p. m.	5:30-5:45	29	27	45	9	20	6	3	7	4	0	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	156
	5:45-6:00	20	26	62	7	25	5	4	4	3	1	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	164
	6:00-6:15	20	31	52	7	17	2	4	6	5	1	9	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	156
	6:15-6:30	25	28	84	8	23	5	2	6	3	0	3	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	191
6:30 p. m. - 7:30 p. m.	6:30-6:45	27	29	78	10	25	5	2	7	4	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	192
	6:45-7:00	23	24	81	12	18	6	4	6	3	1	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	182
	7:00-7:15	21	26	86	11	22	4	3	10	3	1	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	191
	7:15-7:30	26	27	79	10	24	4	3	13	5	2	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	200
7:30 p. m. - 7:30 p. m.	7:30-7:45	19	22	82	11	26	3	4	13	4	1	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	190
	7:45-8:00	21	25	78	12	25	2	5	12	4	2	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	190
	8:00-8:15	18	18	80	10	26	3	4	13	3	1	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	182
	8:15-8:30	19	21	74	7	28	1	3	11	4	1	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	175
8:30 p. m. - 9:30 p. m.	8:30-8:45	22	16	75	8	22	3	4	10	4	0	3	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	169
	8:45-9:00	17	19	67	7	24	1	3	10	3	1	3	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	160
	9:00-9:15	20	18	65	6	23	3	2	9	4	1	4	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	159
	9:15-9:30	16	18	66	6	19	2	2	9	3	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	145
TOTAL		343	375	1154	141	367	55	52	146	59	14	63	28	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	2802

Apéndice B. Simulación en Synchro 8







Synchro 8 - D:\pc\Carretera\actual.syn

File Edit Transfer Options Optimize Help

1 hr 9 min 48 sec / 4 hr 21 min 12 sec

HCM 2010

1

NODE SETTINGS		SIGNING SETTINGS					
		EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Lanes and Sharing (#RL)							
Traffic Volume (vph)		0	888	800	0	88	83
Sign Control		—	Free	Free	—	Yield	—
Median Width (m)		—	0.0	0.0	—	3.6	—
TWLT Median		—	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—	<input type="checkbox"/>	—
Right Turn Channelized		—	None	—	None	—	None
Critical Gap, IC (s)		—	—	—	—	6.4	6.2
Follow Up Time, IF (s)		—	—	—	—	3.5	3.3
Volume to Capacity Ratio		—	0.57	0.51	—	1.13	0.25
Control Delay (s)		—	0.0	0.0	—	227.6	18.6
Level of Service		—	A	A	—	F	C
Queue Length 95th (m)		—	0.0	0.0	—	53.8	0.0
Approach Delay (s)		—	0.0	0.0	—	126.1	—
Approach LOS		—	—	—	—	F	—

Synchro 8 - D:\pc\Carretera\actual.syn

File Edit Transfer Options Optimize Help

1 hr 13 min 19 sec / 4 hr 24 min 43 sec

HCM 2010

2

NODE SETTINGS		SIGNING SETTINGS					
		EBL	EBT	WBT	WBR	SEL	SER
Lanes and Sharing (#RL)							
Traffic Volume (vph)		88	800	800	83	0	0
Sign Control		—	Free	Free	—	Yield	—
Median Width (m)		—	0.0	0.0	—	0.0	—
TWLT Median		—	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—	<input type="checkbox"/>	—
Right Turn Channelized		—	None	—	None	—	None
Critical Gap, IC (s)		4.1	—	—	—	—	—
Follow Up Time, IF (s)		2.2	—	—	—	—	—
Volume to Capacity Ratio		0.13	0.13	0.56	0.56	—	—
Control Delay (s)		2.9	3.7	0.0	0.0	—	—
Level of Service		A	A	A	A	—	—
Queue Length 95th (m)		3.6	3.6	0.0	0.0	—	—
Approach Delay (s)		—	3.7	0.0	—	0.0	—
Approach LOS		—	—	—	—	A	—

Anexos





Anexo A. Factores de corrección

Factores de corrección de vehículos ligeros por unidad de peaje - Promedio (2010-2016)

Nº	Peaje	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total	
		Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros								
		FC	FC	FC	FC	FC	FC								
1	AGUAS CALIENTES	0.9394	0.8663	1.1161	1.0973	1.1684	1.1945	0.9458	0.8773	0.9386	1.0294	1.0292	0.9845	1.0000	
2	AGUAS CLARAS	1.0204	1.0668	1.1013	1.0449	0.9979	0.9863	0.8917	0.9168	1.0069	1.0155	1.0712	0.8127	1.0000	
3	AMBO	0.7822	0.8431	0.8697	0.7549	0.7755	0.7823	0.7479	0.9820	1.0329	0.9842	0.9966	0.8835	1.0000	
4	ATICO	0.8849	0.7376	1.0576	1.0168	1.1538	1.1764	0.9711	0.9893	1.0821	1.0845	1.1559	0.9021	1.0000	
5	AYAVIRI	0.9913	0.9287	1.0870	1.0730	1.1003	1.0878	0.9449	0.9108	0.9242	1.0455	1.0348	0.9733	1.0000	
6	CAMANA	0.5935	0.4934	1.0509	1.2563	1.3886	1.3961	1.2549	1.2278	1.3076	1.2658	1.2303	0.8494	1.0000	
7	CANCAS	0.8722	0.8703	1.0694	1.1121	1.1631	1.2130	0.9722	0.9150	1.0516	1.0161	1.0259	0.8914	1.0000	
8	CARACOTO	1.0576	0.9886	1.0999	1.0550	1.0578	1.0471	0.9900	0.8677	0.9953	0.9895	1.0077	0.7648	1.0000	
9	CASARACRA	1.1441	1.1924	1.2529	0.9991	0.9240	1.0245	0.8401	0.8801	1.0508	0.9739	1.1465	0.8656	1.0000	
10	CATAC	1.0992	1.0589	1.3534	1.0405	1.0772	1.0762	0.8316	0.8717	0.9632	0.9514	1.1169	0.9747	1.0000	
11	CCASACANCHA	1.0321	1.0692	1.1050	1.0611	1.0719	1.0565	0.9517	0.9133	0.8930	0.9959	0.9734	0.7789	1.0000	
12	CHACAPAMPA	1.0342	0.9781	0.9986	1.0653	1.0693	1.2488	1.0419	0.9217	0.9818	0.9211	1.0968	0.9676	1.0000	
13	CHALHUAPUQUIO	1.1804	1.2304	1.2157	1.0487	1.0103	1.0467	0.7867	0.8314	1.0145	0.9547	1.0196	0.9379	1.0000	
14	CHICAMA	0.9891	0.9536	1.0369	1.0347	1.0520	1.0477	0.9368	0.9915	1.0553	1.0166	1.0421	0.7493	1.0000	
15	CHILCA	0.6041	0.5736	0.7824	1.0624	1.5470	1.6110	1.3032	1.4238	1.5046	1.2451	1.1887	0.6261	1.0000	
16	CHULLQUI	1.0428	1.0728	1.0509	1.0163	1.0500	0.9407	0.9832	0.9316	0.9915	0.9207	1.2832	0.8829	1.0000	
17	CHULUCANAS	1.0210	1.0629	1.1565	1.1355	1.0650	1.0374	0.9771	0.9150	0.9843	0.9479	0.9145	0.7502	1.0000	
18	CIUDAD DE DIOS	0.9338	0.9146	1.1930	1.0736	1.0024	1.0271	0.9071	0.9185	1.0902	0.8660	1.0664	0.6549	1.0000	
19	CORCONA	1.1416	1.1681	1.2623	1.0206	0.9748	1.0336	0.7786	0.8795	1.0065	0.9892	1.1933	0.8888	1.0000	
20	CRUCE BAYOVAR	0.9033	0.8846	1.0933	1.0974	1.1592	1.1950	0.8640	0.9864	1.1644	0.9986	1.0861	0.6673	1.0000	
21	CUCULI	0.9988	1.0350	1.1242	1.1174	1.1070	0.9545	0.9574	0.9186	0.9449	0.9671	0.9672	1.0218	1.0000	
22	DESVIO OLMOS	0.9736	1.0105	1.1312	1.1600	1.1451	1.0896	0.9427	0.8716	0.9919	0.9562	1.0093	0.7176	1.0000	
23	DESVIO TALARA	0.8889	0.8761	1.0496	1.0840	1.1438	1.1754	0.9465	0.9935	1.1153	1.0280	1.0362	0.8201	1.0000	
24	EL FISCAL	0.8940	0.8401	1.0559	1.0613	1.0717	1.1269	1.0109	0.9938	1.0838	1.0772	1.0791	0.8290	1.0000	
25	EL PARAISO	0.9205	0.9105	1.0517	0.9857	1.1149	1.1469	0.9012	0.9733	1.1060	1.0310	1.0929	0.7531	1.0000	
26	FORTALEZA	0.9181	0.8373	1.0150	1.0162	1.1492	1.1835	0.8765	1.0108	1.1687	1.0754	1.1540	0.6525	1.0000	
27	HUACRAPUQUIO	0.8954	0.9256	0.8519	0.7865	1.1504	0.9951	0.8705	0.9487	0.9945	0.9710	1.1529	0.8270	1.0000	
28	HUARMEY	0.9035	0.9244	1.1291	1.1310	1.2668	1.1960	0.8634	0.9658	1.1330	1.0542	1.1438	0.6719	1.0000	
29	ICA	0.8952	0.8816	1.0171	1.0174	1.1066	1.1329	0.9323	0.9830	1.0531	0.9755	1.1795	0.8886	1.0000	

Nº	Peaje	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total	
		Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros								
		FC	FC	FC	FC	FC	FC								
30	ILAVE	1.0094	0.9590	0.9766	1.0121	1.1366	1.1846	0.9693	0.7789	1.0459	1.0628	1.1372	0.9867	1.0000	
31	ILO	0.8298	0.8229	1.0127	1.0787	1.0722	1.1206	1.1008	1.0550	0.9804	1.0440	1.0342	0.8332	1.0000	
32	JAHUAY - CHINCHA	0.8933	0.8732	1.0316	0.9075	1.1200	1.1826	0.9369	0.9922	1.1421	1.0329	1.0528	0.4477	1.0000	
33	LOMA LARGA BAJA	1.0542	1.2728	1.3705	1.2397	1.1376	1.0325	0.8263	0.9065	0.9251	0.8919	0.8810	0.7535	1.0000	
34	LUNAHUANA	1.0078	1.0300	1.0448	0.9515	1.0102	1.1445	0.8265	0.9416	1.1121	0.9751	1.0782	1.0732	1.0000	
35	MACUSANI	1.0451	1.0018	1.0480	1.0861	1.1085	1.1300	0.9928	0.9432	1.0228	0.9617	1.0240	0.7588	1.0000	
36	MARCONA	0.9662	0.8961	0.9852	1.0088	1.0983	1.0530	1.0341	1.0196	1.0333	1.0271	1.0027	0.7889	1.0000	
37	MATARANI	0.4710	0.3895	0.9813	1.5079	1.7155	1.6697	1.6168	1.5740	1.5939	1.4242	1.3091	0.7821	1.0000	
38	MENOCUCHO	0.9317	1.0027	1.0511	1.0791	1.0349	1.0573	0.9502	0.9064	1.0854	0.8523	0.7838	0.5208	1.0000	
39	MOCCE	1.0278	0.9771	1.0470	1.0650	1.0408	0.9962	0.9898	0.9054	1.0213	1.0118	1.0013	0.6605	1.0000	
40	MONTALVO	0.9048	0.8791	1.0475	1.0354	1.0354	1.1059	1.0488	1.0071	1.0540	1.0687	1.0353	0.8310	1.0000	
41	MORROPE	0.9513	0.9141	1.0811	1.1244	1.1424	1.1751	0.8926	0.9687	1.0920	0.9715	1.0545	0.6746	1.0000	
42	MOYOBAMBA	1.0850	1.0698	1.0813	1.0651	1.0168	0.9738	0.9435	0.9373	0.9761	0.9702	0.9891	0.8038	1.0000	
43	NAZCA	0.9661	0.9054	1.0447	1.0579	1.0734	1.0837	0.9221	0.9299	1.0191	1.0129	1.0678	1.0237	1.0000	
44	PACANGUILLA	0.9367	0.9280	1.0694	1.0717	1.1095	1.1596	0.9319	0.9569	1.1054	1.0141	1.0390	0.6863	1.0000	
45	PACRA	1.0292	1.0010	1.0522	0.9639	1.1074	1.0791	0.8941	0.9429	1.0130	0.9989	1.0593	0.9694	1.0000	
46	PAITA	0.8338	0.8399	0.9955	1.0884	1.1366	1.1292	1.0983	1.0805	1.0034	1.0469	1.0315	0.7241	1.0000	
47	PAMPA CUELLAR	1.0470	0.8406	1.0891	1.0786	1.1541	1.1507	0.9423	0.7893	1.0577	1.0224	1.0477	0.8316	1.0000	
48	PAMPA GALERA	0.9682	1.0250	1.1275	1.1108	1.0497	1.0842	0.8216	0.7799	1.0466	1.0741	1.1328	0.8288	1.0000	
49	PAMPAMARCA	0.9676	0.9879	1.0838	1.0298	1.1090	1.0882	0.8872	0.9048	0.8396	0.9118	0.9069	0.8363	1.0000	
50	PATAHUASI	1.0587	0.9424	1.1593	1.0874	1.1075	1.1136	0.9016	0.7985	1.0365	0.9748	1.0193	0.8250	1.0000	
51	PEDRO RUIZ	0.9743	1.0357	1.1043	1.1210	1.1162	1.0422	0.9404	0.9088	0.9643	0.9746	1.0028	0.7673	1.0000	
52	PICHIRHUA	1.0429	1.1004	1.1389	1.0572	1.0324	1.0052	0.9096	0.8779	0.9784	0.9987	1.0072	0.7769	1.0000	
53	PIURA SULLANA	1.1032	1.0808	1.1780	1.0977	1.0536	1.0475	0.9646	0.9472	0.9953	0.9479	0.9443	0.7354	1.0000	
54	PLANCHON	1.0522	1.0822	1.0719	1.0640	1.0586	1.0147	0.9340	0.9113	0.9516	0.9578	1.0475	0.7584	1.0000	
55	POMAHUACA	0.9923	0.9975	1.1424	1.1909	1.1430	1.0907	0.9262	0.8476	0.9921	0.9880	1.0076	0.7033	1.0000	
56	PONGO	1.0334	1.0848	1.0606	1.0886	1.0567	1.0028	0.9826	0.9141	0.9728	0.9669	0.9699	0.8065	1.0000	
57	POZO REDONDO	0.9235	0.8502	1.0219	1.0682	1.1022	1.0689	1.0385	1.0403	1.1089	1.0396	1.0052	0.8472	1.0000	
58	PUNTA PERDIDA	0.9849	0.8010	1.1299	1.2158	1.4581	1.4051	0.8099	0.5874	1.1694	1.0552	1.2693	1.0738	1.0000	
59	QUIULLA	1.1371	1.1635	1.2501	1.0385	1.0168	1.0572	0.8120	0.8670	0.9850	0.9894	1.1196	0.8197	1.0000	
60	RUMICHACA	1.0728	0.9436	1.0297	0.8578	1.2202	1.1942	0.8757	0.8975	1.0348	1.0713	1.1703	0.9911	1.0000	
61	SAN ANTON								1.1261	1.0559	0.9635	1.0337	0.8809	1.0000	
62	SAN GABAN	1.0500	0.9816	1.0785	1.0904	1.1222	1.0984	0.9730	0.9088	0.9405	0.9236	0.9675	0.8185	1.0000	
63	SAN LORENZO	0.9766	1.0535	1.1195	1.1258	1.1044	1.0287	0.8775	0.9294	0.9572	0.9531	1.0553	0.7550	1.0000	
64	SANTA LUCIA	1.0119	0.8481	1.1341	1.1083	1.1142	1.1636	0.9390	0.7603	1.0670	1.0127	1.0654	0.8428	1.0000	

Nº	Peaje	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total	
		Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros	Ligeros								
		FC	FC	FC	FC	FC	FC								
65	SAYLLA	1.0247	0.9848	1.1232	1.0935	1.0634	1.0650	0.9819	0.9125	0.9189	0.9852	0.9876	0.9300	1.0000	
66	SERPENTIN DE PASAMAYO	1.0952	1.0572	1.0806	1.0634	1.0649	1.0634	0.9685	0.8150	1.0387	1.0592	1.0482	0.9383	1.0000	
67	SICUYANI	1.0307	0.8251	1.0268	1.0855	1.1303	1.1529	0.9101	0.7631	1.0878	1.0585	1.1855	1.0308	1.0000	
68	SOCOS	1.2201	0.9974	0.9997	0.8936	1.0904	1.0721	0.9417	0.9564	1.0115	1.0043	1.0295	0.9394	1.0000	
69	TAMBOGRANDE	0.9319	0.9595	1.0447	1.1058	1.0969	1.0611	1.0462	1.0492	1.0252	0.8999	0.9612	0.8933	1.0000	
70	TOMASIRI	0.9857	0.9170	1.0642	1.0853	1.1028	1.0928	1.0370	0.9984	0.9003	1.0377	1.0434	0.7758	1.0000	
71	TUNAN	1.0782	1.0585	1.1034	1.0103	1.0405	1.0399	0.8655	0.8521	0.9794	0.9803	1.1159	0.9908	1.0000	
72	UNION PROGRESO	1.0447	1.0363	1.0948	1.0397	1.0254	1.0172	0.9599	0.9337	0.9674	1.0156	1.0481	0.7614	1.0000	
73	UTCUBAMBA	1.2615	1.0304	1.0861	1.0957	1.0591	1.0235	0.9403	0.8986	0.9387	0.9666	0.9829	0.7404	1.0000	
74	VARIANTE DE PASAMAYO	0.9446	0.9314	1.0413	0.9953	1.0835	1.1120	0.9454	0.9962	1.0777	0.9899	1.0378	0.7725	1.0000	
75	VARIANTE DE UCHUMAYO	0.7271	0.6706	1.0249	1.1471	1.1965	1.1952	1.1283	1.0842	1.1307	1.1457	1.1340	0.8249	1.0000	
76	VESIQUE	0.8541	0.8934	1.0456	1.0853	1.1403	1.1558	1.0155	1.0827	1.1187	1.0027	1.0222	0.6992	1.0000	
77	VIRU	1.0216	0.9810	1.0936	1.0639	1.1199	1.1221	0.9508	1.0231	1.0946	0.9628	0.9888	0.6731	1.0000	
78	YAUCA	0.8963	0.8050	1.0503	1.0220	1.1199	1.1231	0.9580	0.9940	1.0611	1.0581	1.1286	0.9101	1.0000	

Nota. Adaptado de OPMI-MTC

Factores de corrección de vehículos pesados por unidad de peaje - Promedio (2010-2016)

Código	Peaje	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total	
		Pesados	Pesados	Pesados	Pesados	Pesados	Pesados								
		FC	FC	FC	FC	FC	FC								
1	AGUAS CALIENTES	1.0234	0.9771	1.0540	1.0631	1.0703	1.1254	0.9831	0.9574	0.9655	0.9434	0.9429	0.9922	1.0000	
2	AGUAS CLARAS	1.0497	1.0164	0.9941	1.0038	0.9878	0.9823	0.9940	0.9597	0.9819	1.0086	1.0042	0.8920	1.0000	
3	AMBO	0.7967	0.7869	0.8193	0.7762	0.7945	0.7905	0.7890	1.0495	1.0086	0.9572	0.9482	0.9447	1.0000	
4	ATICO	1.0402	0.9961	1.0326	1.0478	1.0392	1.0365	1.0288	0.9862	0.9828	0.9573	0.9313	0.9458	1.0000	
5	AYAVIRI	1.0377	1.0057	1.0835	1.0533	1.0511	1.0319	0.9884	0.9505	0.9335	0.9456	0.9485	0.9933	1.0000	
6	CAMANA	0.9370	0.8802	1.0410	1.0753	1.0804	1.0953	1.0782	1.0099	1.0099	0.9947	0.9786	0.8325	1.0000	
7	CANCAS	1.0490	0.9888	1.0151	1.0452	1.0584	1.0381	1.0041	0.9824	1.0019	0.9551	0.9433	0.9563	1.0000	
8	CARACOTO	1.0489	1.0165	1.0879	1.0415	1.0743	1.0541	0.9982	0.9041	0.9575	0.9453	0.9765	0.8133	1.0000	
9	CASARACRA	1.1123	1.0819	1.1121	0.9769	0.9865	0.9782	0.9872	0.9697	0.9731	0.9521	1.0674	0.9416	1.0000	
10	CATAC	1.0538	1.0807	1.1606	1.0756	1.0119	0.9642	0.9591	0.9372	0.9719	0.9644	0.9958	0.9684	1.0000	

Código	Peaje	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total	
		Pesados	Pesados	Pesados	Pesados	Pesados	Pesados								
		FC	FC	FC	FC	FC	FC								
11	CCASACANCHA	1.0985	1.0820	1.0974	1.0774	1.0216	0.9848	0.9688	0.9568	0.9552	0.9509	0.9198	0.7875	1.0000	
12	CHACAPAMPA	1.1253	0.9872	0.9856	1.0061	1.0477	1.0441	1.0496	0.9939	0.9340	0.9269	0.9523	1.0257	1.0000	
13	CHALHUAPUQUIO	1.0741	1.0868	1.0814	1.0640	1.0533	0.9822	0.9411	0.9321	0.9569	0.9455	0.9498	0.9948	1.0000	
14	CHICAMA	0.9742	0.9585	1.0327	1.0799	1.0586	1.0428	1.0427	0.9889	0.9895	0.9814	0.9459	0.7964	1.0000	
15	CHILCA	0.9471	0.9731	1.0202	1.0429	1.0652	1.0551	1.0341	0.9979	0.9991	0.9830	0.9674	0.8073	1.0000	
16	CHULLQUI	0.9571	0.9658	1.0534	1.0776	1.0809	1.0402	1.0171	0.9865	0.9731	0.9169	1.2400	0.9257	1.0000	
17	CHULUCANAS	1.0042	0.9705	1.1344	1.1580	1.0939	1.0464	1.0225	0.9536	0.9603	0.9195	0.8980	0.7996	1.0000	
18	CIUDAD DE DIOS	0.9412	0.9568	1.1245	1.0109	0.9763	1.0522	1.0638	1.0509	1.0687	0.8375	0.8101	0.6639	1.0000	
19	CORCONA	1.1221	1.0894	1.1031	0.9536	0.9648	0.9756	0.9759	0.9653	0.9769	0.9739	1.0900	0.9561	1.0000	
20	CRUCE BAYOVAR	0.9925	0.9617	1.0163	1.0654	1.0473	1.0635	1.0368	0.9979	1.0155	0.9779	0.9314	0.7892	1.0000	
21	CUCULI	0.9544	1.0489	1.1882	1.1610	1.0781	0.9789	0.9835	0.9222	0.9034	0.9413	0.9400	1.0895	1.0000	
22	DESVIO OLMOS	1.0670	1.0554	1.0607	1.0567	1.0520	1.0192	0.9857	0.9187	0.9394	0.9597	0.9510	0.8440	1.0000	
23	DESVIO TALARA	1.0234	0.9763	1.0148	1.0405	1.0343	1.0196	1.0096	0.9862	1.0060	0.9840	0.9643	0.9566	1.0000	
24	EL FISCAL	0.9793	0.9154	1.0173	1.0391	1.0246	1.1024	1.0633	1.0320	1.0256	0.9910	0.9728	0.8304	1.0000	
25	EL PARAISO	1.0139	0.9909	1.0354	1.0501	1.0370	1.0203	1.0117	0.9785	0.9958	0.9754	0.9592	0.8049	1.0000	
26	FORTALEZA	1.0095	0.9646	1.0035	1.0378	1.0432	1.0527	1.0371	0.9852	0.9989	0.9807	0.9610	0.7830	1.0000	
27	HUACRAPUQUIO	0.8680	0.9011	0.8423	0.7848	1.1603	1.0254	0.9226	0.9778	0.9218	0.9085	1.1194	0.9334	1.0000	
28	HUARMEY	1.0626	1.0429	1.1171	1.1586	1.1478	1.0300	0.9937	0.9497	0.9638	0.9479	0.9288	0.7750	1.0000	
29	ICA	0.9862	0.9844	1.0316	1.0471	1.0536	1.0587	1.0384	0.9804	0.9489	0.9352	1.0246	0.8853	1.0000	
30	ILAVE	1.0287	0.9435	0.9580	1.0108	1.0332	1.0505	1.0763	0.8865	1.0774	1.0686	1.1077	1.0765	1.0000	
31	ILO	1.0669	1.0457	1.0755	0.9887	1.0028	1.0483	1.0198	1.0030	0.9598	0.9650	0.9476	0.8449	1.0000	
32	JAHUAY - CHINCHA	1.0249	0.9973	1.0339	1.0479	1.0542	1.0382	1.0310	0.9626	0.9677	0.9563	0.9390	0.4681	1.0000	
33	LOMA LARGA BAJA	0.9984	1.0881	1.2082	1.2064	1.1264	1.0819	0.9625	0.9904	0.9475	0.9315	0.9058	0.7844	1.0000	
34	LUNAHUANA	1.1157	1.0802	1.0493	1.0496	0.9891	1.0416	0.9823	0.9305	0.9768	0.9344	0.9505	1.0360	1.0000	
35	MACUSANI	1.0472	1.0557	1.0808	1.0272	1.1020	1.0260	1.2521	0.9430	0.9199	0.9216	0.9320	0.8424	1.0000	
36	MARCONA	1.0211	0.9817	0.9389	1.0037	1.1061	1.0323	1.0444	1.0595	1.0602	0.9693	0.9652	0.8165	1.0000	
37	MATARANI	0.9769	0.8851	1.0520	1.0660	1.0756	1.0200	1.0076	1.0345	0.9879	0.9887	0.9761	0.8394	1.0000	
38	MENOCUCHO	1.0902	1.0710	1.1233	1.0356	0.9978	0.9628	0.9467	0.9518	1.0001	0.8032	0.7510	0.6242	1.0000	
39	MOCCE	0.9589	0.9880	1.0560	1.1377	1.0767	0.9655	1.0381	0.9850	0.9950	0.9641	0.9495	0.6739	1.0000	
40	MONTALVO	0.9749	0.9489	1.0168	1.0360	1.0138	1.0964	1.0793	1.0412	1.0186	0.9900	0.9696	0.8286	1.0000	
41	MORROPE	0.9853	0.9582	1.0108	1.0690	1.0412	1.0481	1.0383	1.0113	1.0140	0.9789	0.9444	0.7873	1.0000	
42	MOYOBAMBA	1.0394	1.0126	1.0017	1.0501	1.0243	0.9980	0.9971	0.9593	0.9650	0.9824	0.9764	0.8706	1.0000	
43	NAZCA	1.0512	1.0102	1.0291	1.0329	1.0337	1.0279	0.9978	0.9794	0.9595	0.9575	0.9266	1.0810	1.0000	
44	PACANGUILLA	0.9774	0.9487	1.0090	1.0641	1.0495	1.0596	1.0523	0.9901	0.9939	0.9811	0.9523	0.8040	1.0000	
45	PACRA	1.0868	1.0277	1.0319	1.0367	1.0279	0.9996	0.9696	0.9510	0.9694	0.9504	0.9933	1.0005	1.0000	

Código	Peaje	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total	
		Pesados	Pesados	Pesados	Pesados	Pesados	Pesados								
		FC	FC	FC	FC	FC	FC								
46	PAITA	1.0781	1.0144	1.0791	1.1787	1.1043	1.0823	1.1406	1.0573	0.9480	0.9039	0.8388	0.7955	1.0000	
47	PAMPA CUELLAR	1.1278	1.1060	1.0743	1.0196	1.1381	1.0914	0.9853	0.9499	0.9494	0.8790	0.8946	0.8184	1.0000	
48	PAMPA GALERA	1.0903	1.0946	1.0837	1.0554	1.0345	1.0078	0.9802	0.9332	0.9554	0.9417	0.9377	0.8104	1.0000	
49	PAMPAMARCA	1.0692	1.0541	1.0691	1.0606	1.0664	1.0201	0.9938	0.9473	0.7723	0.7828	0.7751	0.8073	1.0000	
50	PATAHUASI	1.0842	1.0620	1.0935	1.0743	1.0716	1.0642	1.0134	0.9309	0.9448	0.8982	0.9068	0.7907	1.0000	
51	PEDRO RUIZ	1.0395	1.0270	1.0141	1.0435	1.0091	0.9897	1.0051	0.9512	0.9635	0.9802	0.9788	0.8808	1.0000	
52	PICHIRHUA	1.0749	1.0717	1.0921	1.0739	1.0482	1.0267	0.9978	0.9372	0.9326	0.9460	0.9215	0.7813	1.0000	
53	PIURA SULLANA	1.0777	1.0635	1.1221	1.0607	1.0386	1.0120	1.0199	0.9693	0.9893	0.9711	0.9363	0.7840	1.0000	
54	PLANCHON	1.3438	1.2774	1.1203	1.2187	1.0792	1.0400	0.9561	0.8949	0.8533	0.8878	0.9470	0.7937	1.0000	
55	POMAHUACA	1.0921	1.0391	1.0626	1.0829	1.0577	1.0278	0.9851	0.9081	0.9596	0.9608	0.9436	0.8043	1.0000	
56	PONGO	1.1352	1.0876	1.0772	1.0246	0.9968	0.9762	0.9396	0.9093	0.9267	0.9780	0.9737	0.9432	1.0000	
57	POZO REDONDO	1.0265	0.9947	1.0212	1.0323	1.0463	1.0444	0.9966	0.9978	1.0416	1.0080	0.9479	0.8953	1.0000	
58	PUNTA PERDIDA	1.1241	1.1208	1.0721	1.0308	1.3098	1.1524	0.9881	0.9410	0.9228	0.8658	0.9105	0.9502	1.0000	
59	QUIULLA	1.1612	1.0951	1.0804	0.9231	0.9335	0.9738	0.9523	0.9509	0.9766	0.9979	1.1258	0.9767	1.0000	
60	RUMICHACA	1.0818	1.0268	1.0299	1.0168	1.0400	0.9999	0.9651	0.9211	0.9717	0.9617	1.0142	1.0086	1.0000	
61	SAN ANTON								1.0513	1.0045	0.9507	1.0325	0.9682	1.0000	
62	SAN GABAN	1.0987	1.0538	1.1783	1.1125	1.1375	1.0887	1.2293	0.8892	0.8511	0.8426	0.9370	0.8556	1.0000	
63	SAN LORENZO	1.4046	1.3695	1.3441	1.2260	1.1596	1.0369	0.9617	0.9140	0.8716	0.8117	0.8314	0.7406	1.0000	
64	SANTA LUCIA	1.0470	1.0248	1.0863	1.0801	1.0723	1.0987	1.0265	0.9249	0.9396	0.9085	0.9206	0.7987	1.0000	
65	SAYLLA	1.0655	1.0234	1.0782	1.0621	1.0384	1.0339	0.9836	0.9496	0.9489	0.9527	0.9402	0.9677	1.0000	
66	SERPENTIN DE PASAMAYO	1.0230	1.0047	1.0391	1.0460	1.0344	1.0180	1.0079	0.9814	0.9903	0.9671	0.9547	0.8073	1.0000	
67	SICUYANI	1.1224	1.0194	1.0416	1.0932	1.1379	1.1370	1.0892	1.0167	1.0202	0.9074	0.9111	0.9537	1.0000	
68	SOCOS	1.0895	1.0107	1.0057	1.0133	1.0501	0.9948	0.9791	0.9551	0.9911	0.9563	1.0190	0.9775	1.0000	
69	TAMBOGRANDE	0.5981	0.7330	1.1320	1.4600	1.4249	1.2833	1.3179	1.3397	1.1955	1.0221	0.9193	0.7364	1.0000	
70	TOMASIRI	0.9707	0.9200	1.0234	1.0693	1.0587	1.0722	1.0633	1.0043	0.9636	0.9993	0.9996	0.8396	1.0000	
71	TUNAN	1.0667	1.0665	1.0946	1.0642	0.9824	0.9383	0.9359	0.9286	0.9760	0.9695	1.0221	1.0081	1.0000	
72	UNION PROGRESO	1.1490	1.1263	1.0698	1.0555	1.0314	1.0245	0.9767	0.9104	0.9079	0.9712	0.9732	0.7871	1.0000	
73	UTCUBAMBA	1.1972	1.0385	1.0281	1.0362	1.0103	0.9780	0.9674	0.9217	0.9488	0.9731	0.9745	0.8352	1.0000	
74	VARIANTE DE PASAMAYO	0.9887	0.9310	0.9776	1.0407	1.0175	0.9947	1.0313	1.0007	1.0627	1.0236	0.9889	0.8481	1.0000	
75	VARIANTE DE UCHUMAYO	1.0098	0.9718	1.0488	1.0730	1.0687	1.0488	1.0203	0.9727	0.9680	0.9544	0.9535	0.8176	1.0000	
76	VESIQUE	1.0350	0.9958	1.0528	1.0910	1.0936	1.0812	1.0585	1.0182	1.0308	0.9303	0.9137	0.7587	1.0000	
77	VIRU	1.0480	1.0102	1.0629	1.0926	1.0942	1.0887	1.0686	1.0210	1.0220	0.9200	0.8925	0.7637	1.0000	
78	YAUCA	1.0357	0.9909	1.0322	1.0391	1.0356	1.0435	1.0345	0.9875	0.9833	0.9602	0.9350	0.9457	1.0000	

Nota. Adaptado de OPMI-MTC

Anexo B. Índice medio diario anual por estaciones del MTC.

Estaciones de Conteo

Nro	Código	Nombre	Tipo	Código Subtramo	Tramo		Ruta	Fechas de Conteo		Días de Conteo	Ubicación			Departamento		
					Inicio	Fin		Inicio	Fin		Latitud	Longitud	Altura	Descripción Textual	Código	Nombre
26	C026	Dv. Catacaos	Cobertura	20_PE01N_45_08	Emp. PE-01N/PI-1006	Dv. Catacaos	PE01N	12/07/2016	16/07/2016	5	-5.237	-80.641	28	R-01N Km 994 a 2 km del Dv. Catacaos rumbo a Chiclayo	20	Piura
27	C027	Catacaos	Cobertura	20_PE1NK_01_01	Dv. Catacaos	Sechura	PE1NK	12/07/2016	16/07/2016	5	-5.247	-80.653	26	R-01NK Ex Peaje Simbila	20	Piura
28	C028	La Unión Pto	Cobertura	20_PE1NK_01_01	Dv. Catacaos	Sechura	PE1NK	12/07/2016	16/07/2016	5	-5.385	-80.741	16	R-01NK salida de la Localidad de La Unión rumbo a Catacaos	20	Piura
29	C029	Bayovar	Cobertura	20_PE004_01_01	Puerto Bapo	Dv. Sechura	PE004	12/07/2016	16/07/2016	5	-5.826	-81.035	26	PE-04 después de COPEINCA a 1.5 km de la Comisaría Villa Rica	20	Piura

ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL, POR TRAMO Y TIPO DE VEHÍCULO AÑO DE ELABORACIÓN: 2016

Sentido: En Ambos

Nro	Código	Nombre de Estación	Tramo		Ruta	IMDA	Tipo de Vehículo																Departamento				
			Inicio	Fin			Auto	SW	Pick Up	Panel	Combi	Micro	Bus		Camión				Semi Trayler					Trayler			
													2E	3E	2E	3E	4E	2S1 y 2S2	2S3	3S1 y 3S2	>=3S3	2T2		2T3	3T2	3T3	4T3
26	C026	Dv. Catacaos	Emp. PE-01N/PI-1006	Dv. Catacaos (PE-01N/PE-1NL)	PE01N	3,114	555	68	352	44	113	42	52	348	288	154	66	7	11	59	884	1	1	49	20	0	Piura
27	C027	Catacaos	Dv. Catacaos (PE-01N/PE-1NL)	Sechura	PE1NK	12,328	6,055	1,105	1,095	432	1,680	496	558	23	618	114	22	6	2	5	112	0	0	3	2	0	Piura
28	C028	La Unión Pto	Dv. Catacaos (PE-01N/PE-1NL)	Sechura	PE1NK	4,919	1,217	785	644	199	1,043	216	154	14	449	98	13	0	2	3	79	0	1	0	2	0	Piura
29	C029	Bayovar	Puerto Bapo	Dv. Sechura	PE004	955	160	117	224	28	181	2	39	4	72	39	10	3	9	3	52	1	0	1	10	0	Piura

Nota. Adaptado de MTC-OGPP

Anexo C. Tasa de crecimiento

Tasa de Crecimiento de Vehículos Ligeros	
	TC
Amazonas	0.62%
Ancash	0.59%
Apurímac	0.59%
Arequipa.	1.07%
Ayacucho	1.18%
Cajamarca.	0.57%
Callao	1.56%
Cusco.	0.75%
Huancavelica.	0.83%
Huánuco.	0.91%
Ica.	1.15%
Junín.	0.77%
La Libertad	1.26%
Lambayeque.	0.97%
Lima Provincia	1.45%
Lima.	1.45%
Loreto.	1.30%
Madre de Dios	2.58%
Moquegua	1.08%
Pasco.	0.84%
Piura.	0.87%
Puno.	0.92%
San Martín.	1.49%
Tacna.	1.50%
Tumbes.	1.58%
Ucayali	1.51%

Nota. Adaptado de OPMI-MTC

Tasa de Crecimiento de Vehículos Pesados	
	PBI
Amazonas	3.42%
Ancash	1.05%
Apurímac	6.65%
Arequipa.	3.37%
Ayacucho	3.60%
Cajamarca.	1.29%
Cusco.	4.43%
Huancavelica.	2.33%
Huánuco.	3.85%
Ica.	3.54%
Junín.	3.90%
La Libertad	2.83%
Lambayeque.	3.45%
Callao	3.41%
Lima Provincia	3.07%
Lima.	3.69%
Loreto.	1.29%
Madre de Dios	1.98%
Moquegua	0.27%
Pasco.	0.36%
Piura.	3.23%
Puno.	3.21%
San Martín.	3.84%
Tacna.	2.88%
Tumbes.	2.60%
Ucayali	2.77%

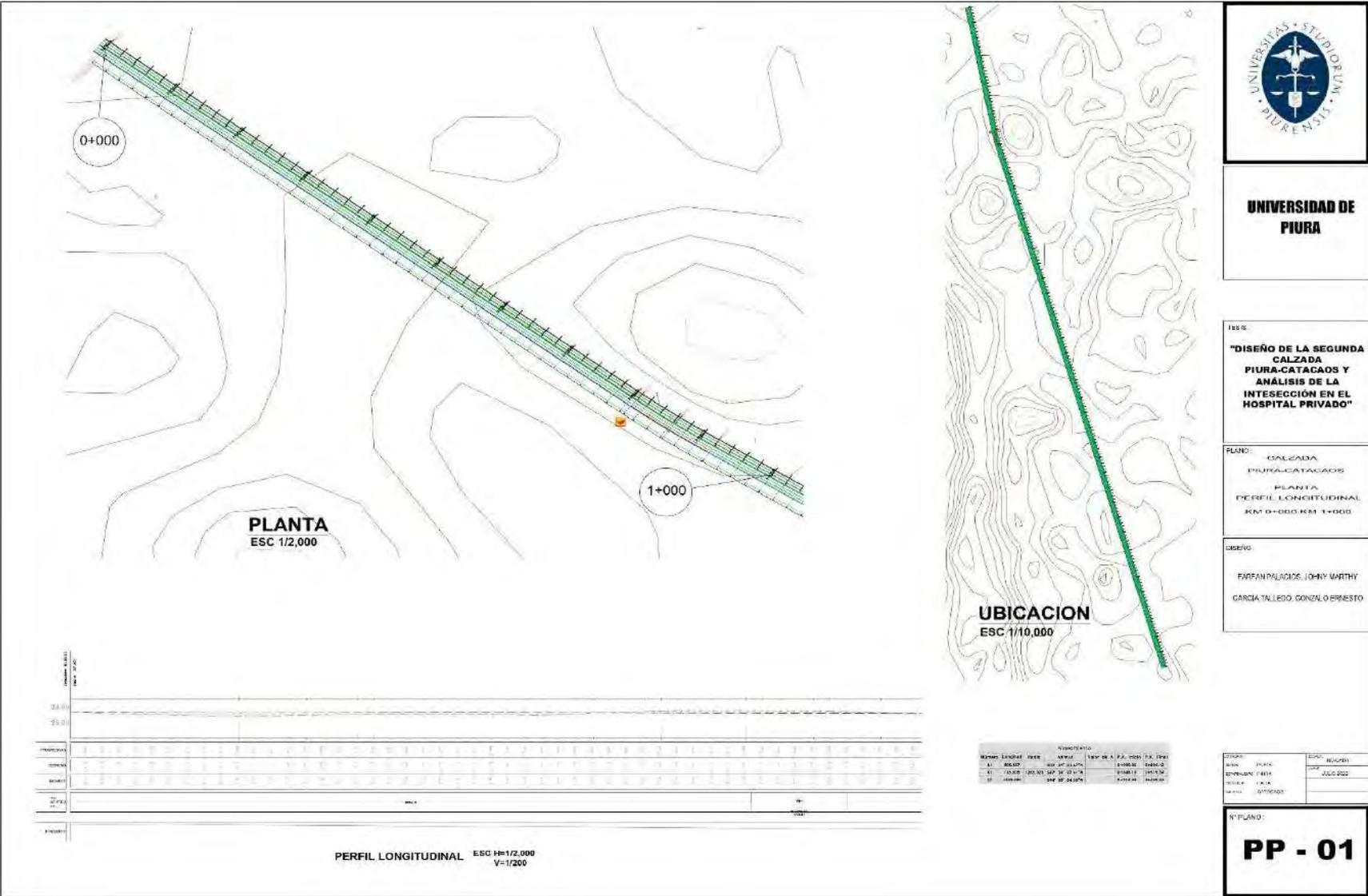
Nota. Adaptado de OPMI-MTC

Planos



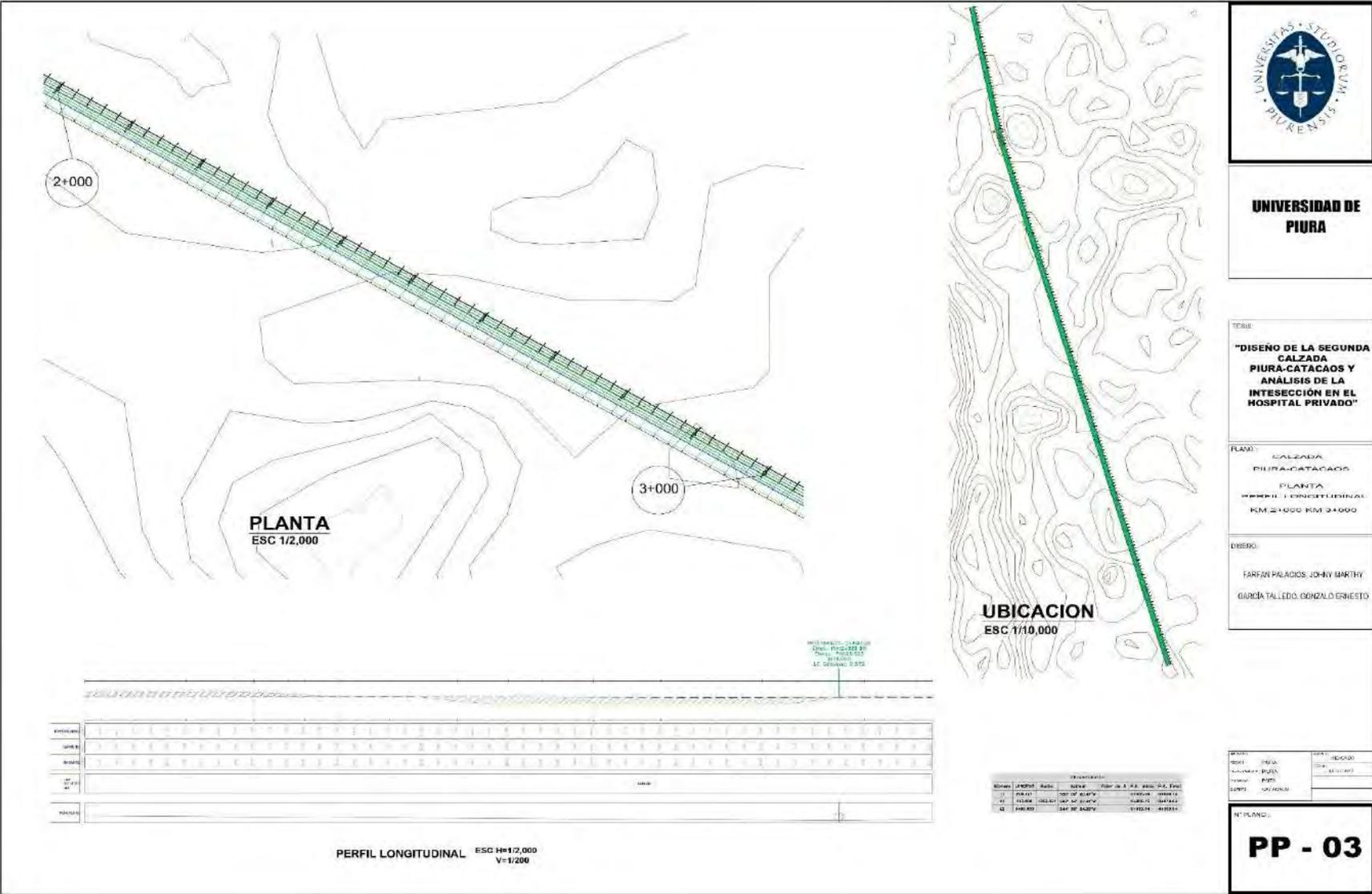


Plano 1. Planta y perfil longitudinal Km 0+000 Km 1+000

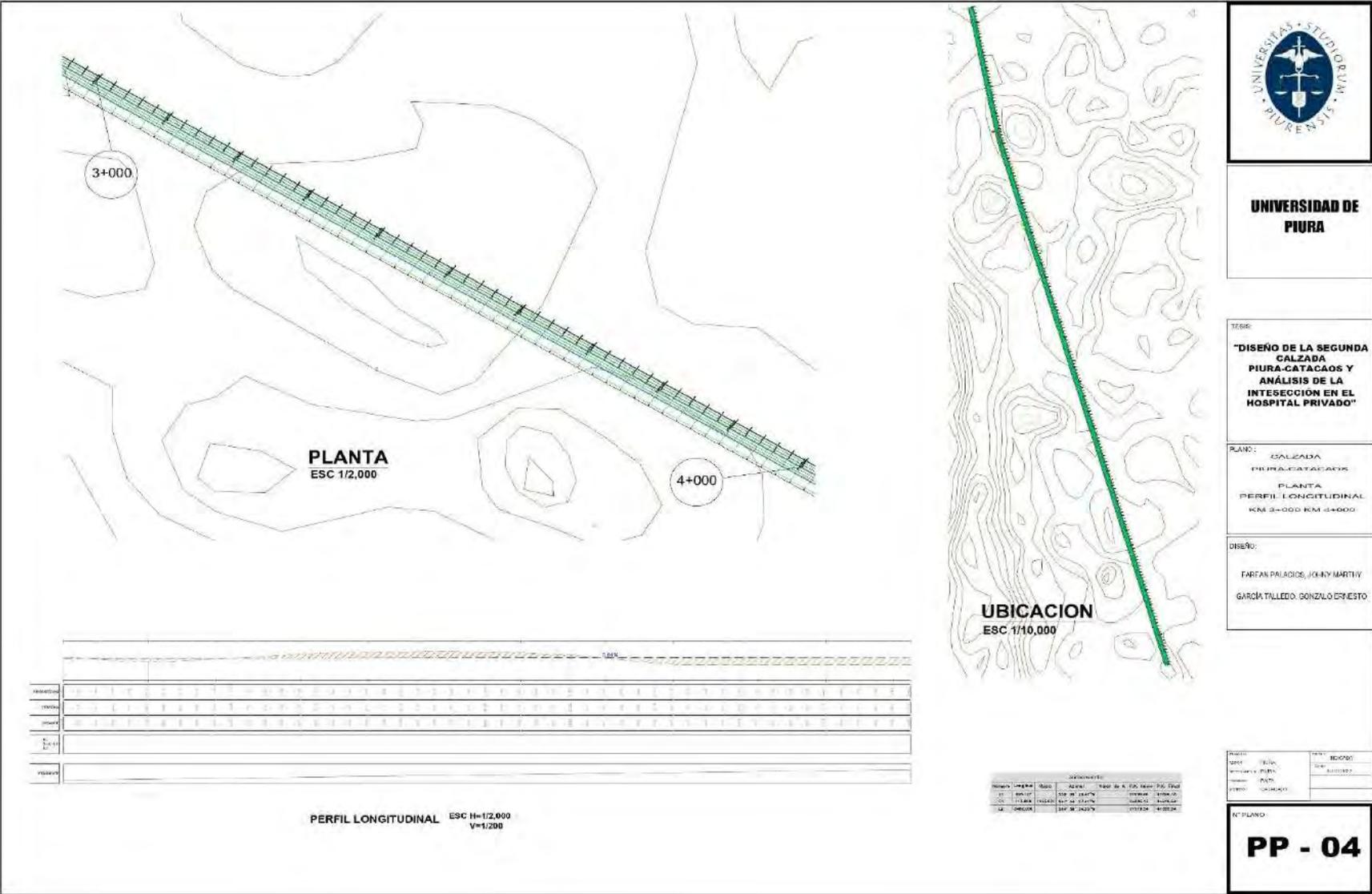


N° PLANO:
PP - 01

Plano 3. Planta y perfil longitudinal Km 2+000 Km 3+000



Plano 4. Planta y perfil longitudinal Km 3+000 Km 4+000



UNIVERSIDAD DE PIURA

TÍTULO:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATACAOS Y ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN EN EL HOSPITAL PRIVADO"

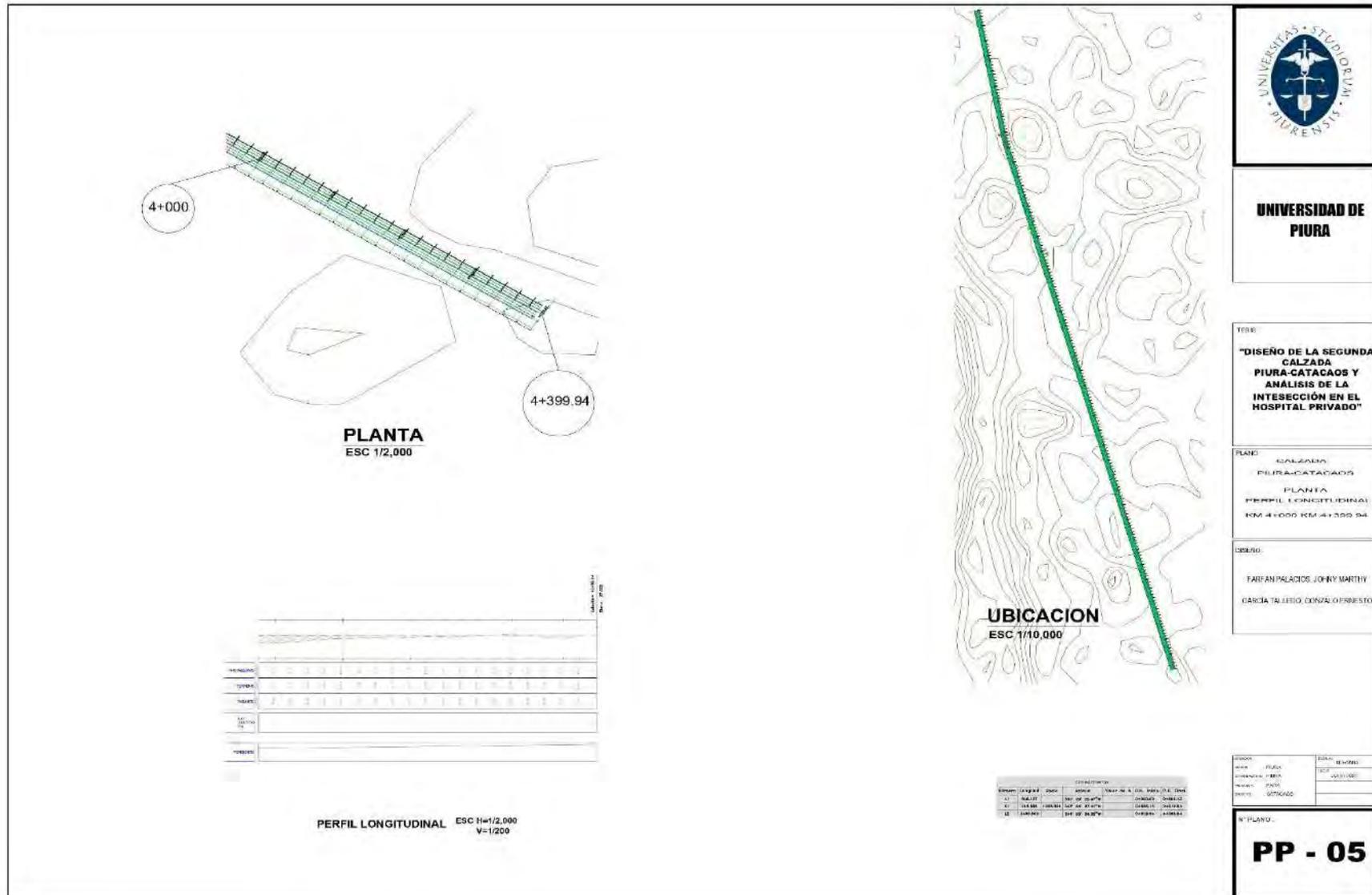
PLANO:
 CALZADA PIURA-CATACAOS
 PLANTA
 PERFIL LONGITUDINAL
 KM 3+000 KM 4+000

DISEÑO:
 FARIAN PALACIOS, JOLLY MARTÍY
 GARCIA TALLEDO, DONZALO ERNESTO

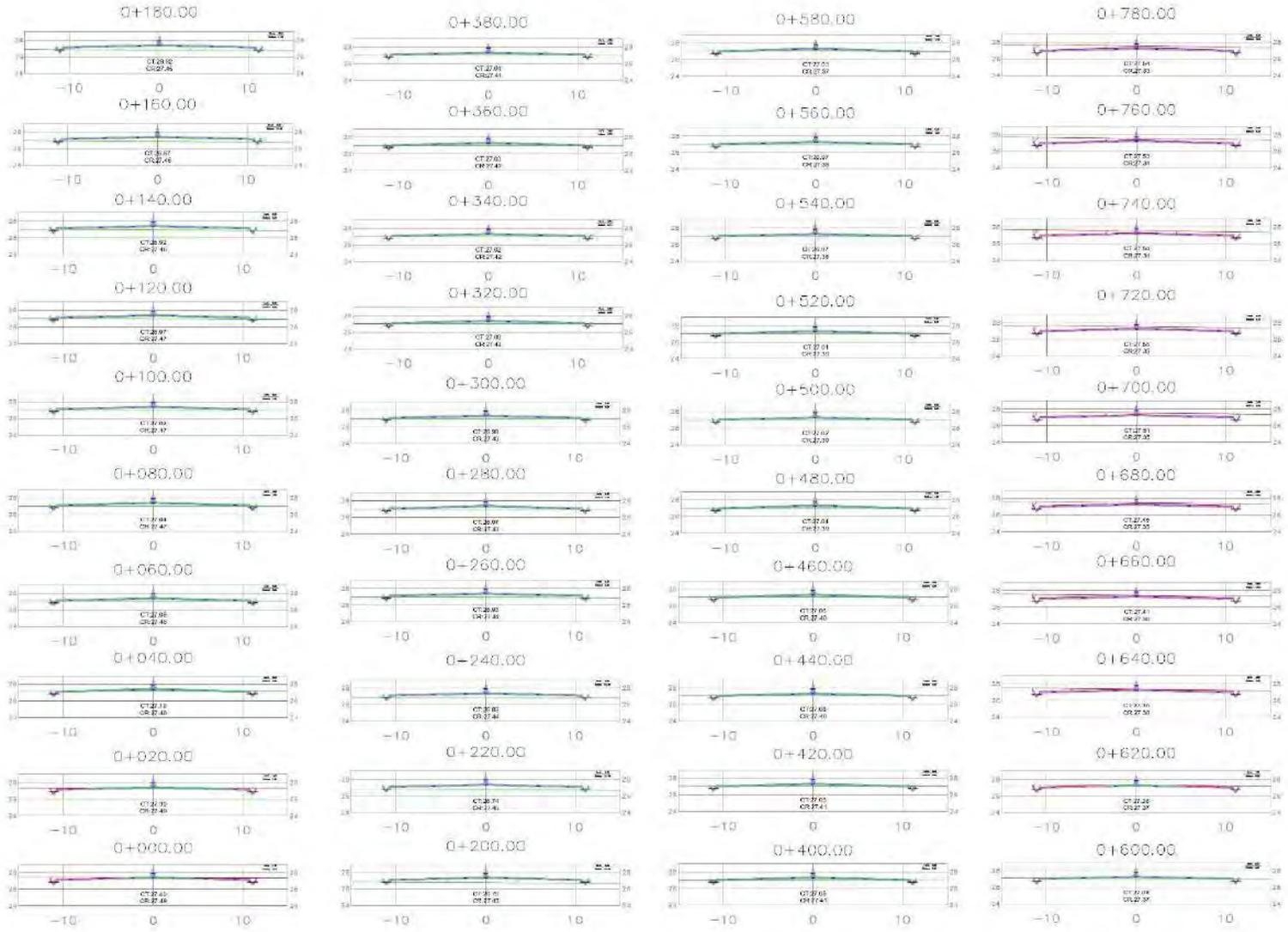
PROYECTO:	FECHA:	HOJA:	EDICIÓN:
UNIVERSIDAD DE PIURA	2014	04	01
PROFESOR:	PAIS:		
PIURA	PERU		
PROFESOR:	CARRERA:		
PIURA	INGENIERIA CIVIL		

N° PLANO:
PP - 04

Plano 5. Planta y perfil longitudinal Km 4+000 Km 4+399.94



Plano 6. Secciones Transversales Km 0+000 - 0+780



UNIVERSIDAD DE PIURA

TÍTULO:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATACAOS Y ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN EN EL HOSPITAL PRIVADO"

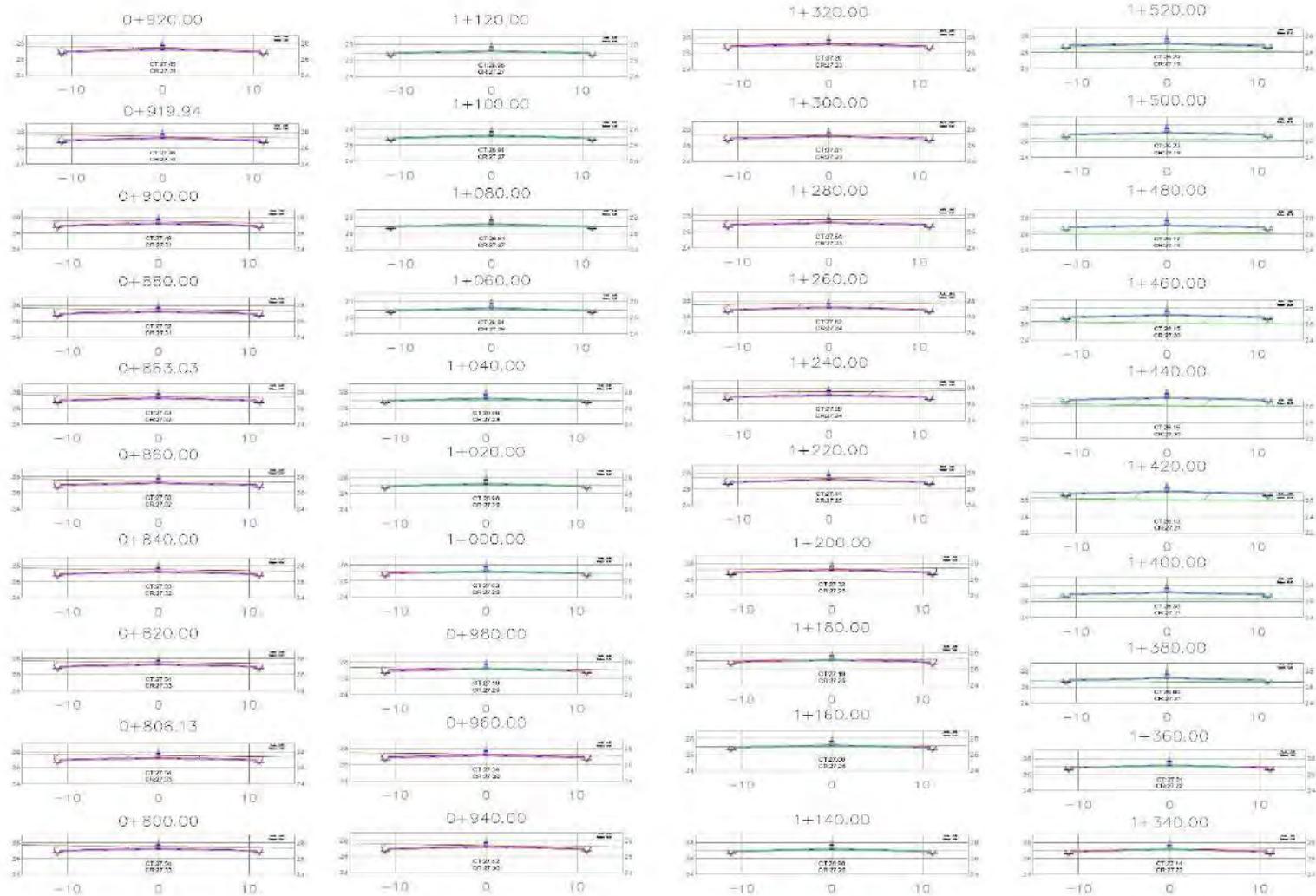
PLANO:
 CALZADA PIURA-CATACAOS
 SECCIONES TRANSVERSALES
 KM 0+000 - 0+780

DISEÑO:
 FABIAN PALACIOS, JOHN MATHY GARCIA TALLEDO, GONZALO ERNESTI

PROYECTO:	PIURA - CATACAOS	FECHA:	1988
ESTUDIO:	PIURA - CATACAOS	PROYECTADO POR:	ING. GONZALO ERNESTI
DISEÑO:	PIURA - CATACAOS	REVISADO POR:	ING. GONZALO ERNESTI
CONSTRUCCIÓN:	PIURA - CATACAOS	APROBADO POR:	ING. GONZALO ERNESTI

NO. PLANO:
ST - 01

Plano 7. Secciones Transversales Km 0+800 - 1+520



UNIVERSIDAD DE PIURA

Tesis:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATAGUAS Y ANALISIS DE LA INTERSECCION EN EL HOSPITAL PRIVADO"

PLANO: CALZADA PIURA-CATAGUAS SECCIONES TRANSVERSALES KM 0+800 - 1+520

DISEÑO: FARFAN PALACIOS, JOHNY MARIN; GARCIA TALLEDO, GONZALO ERNESTO

PROYECTO:	PIURA
PROYECTANTE:	PIURA
CLIENTE:	PIURA
UBICACION:	CATAGUAS

N° PLANO: **ST - 02**

Plano 8. Secciones Transversales Km 1+540 - 2+320



UNIVERSIDAD DE PIURA

TESIS:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATACAO Y ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN EN EL HOSPITAL PRIVADO"

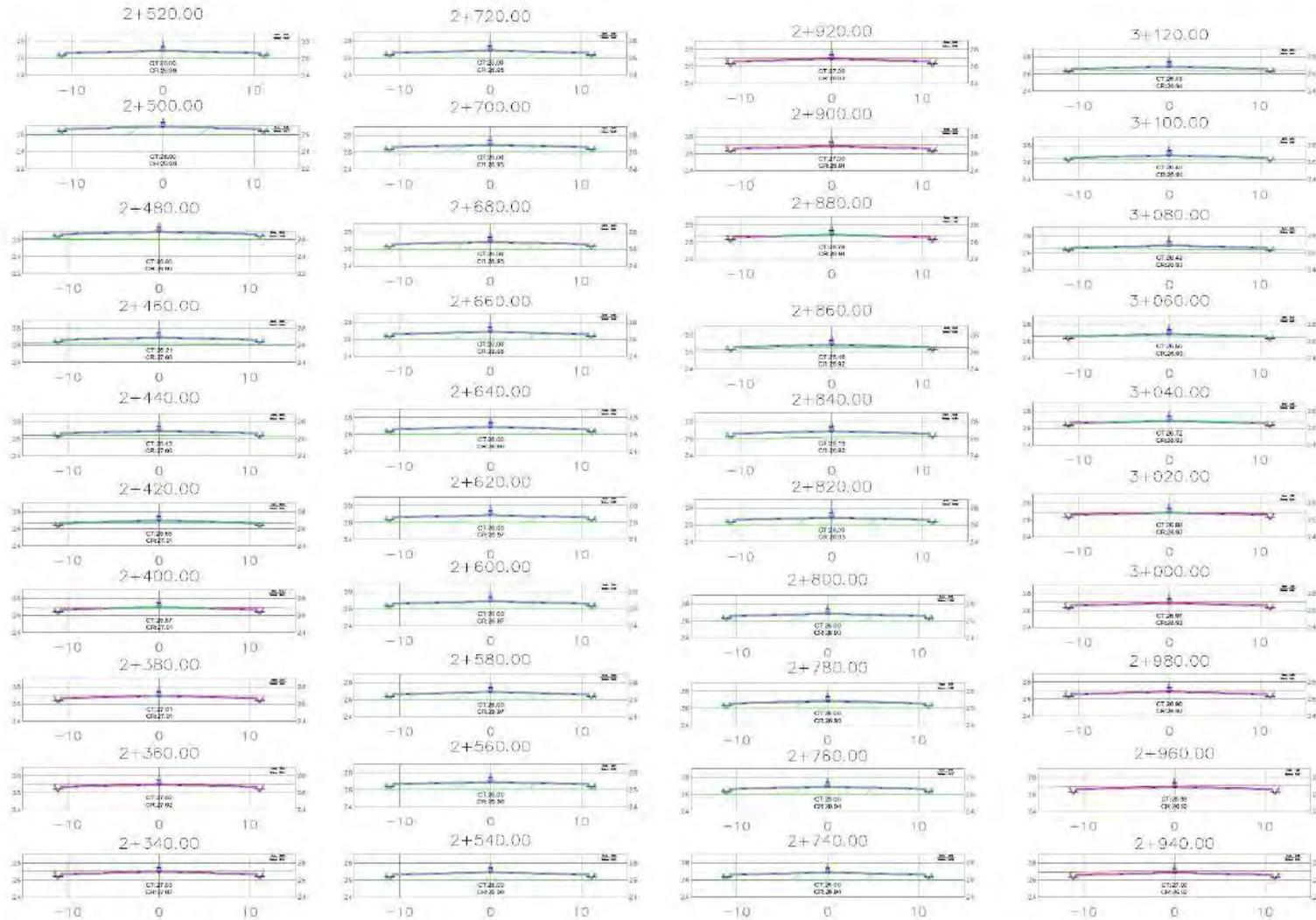
PLANO:
 CALZADA PIURA-CATACAO
 SECCIONES TRANSVERSALES
 KM 1+540 - 2+320

DEBERO:
 FAREAU PALACIOS, JOHANN MARTIN
 GARCIA TALLEDO, GONZALO ERNESTO

PROYECTO:	PIURA	ESCALA:	1:500
FECHA:	2013	FECHA:	2013/07/10
PROYECTISTA:	CIENFUELOS	PROYECTISTA:	CIENFUELOS
PROYECTISTA:	CIENFUELOS	PROYECTISTA:	CIENFUELOS

IT PLANO:
ST - 03

Plano 9. Secciones Transversales Km 2+340 - 3+120



UNIVERSIDAD DE PIURA

TESIS:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATACAOS Y ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN EN EL HOSPITAL PRIVADO"

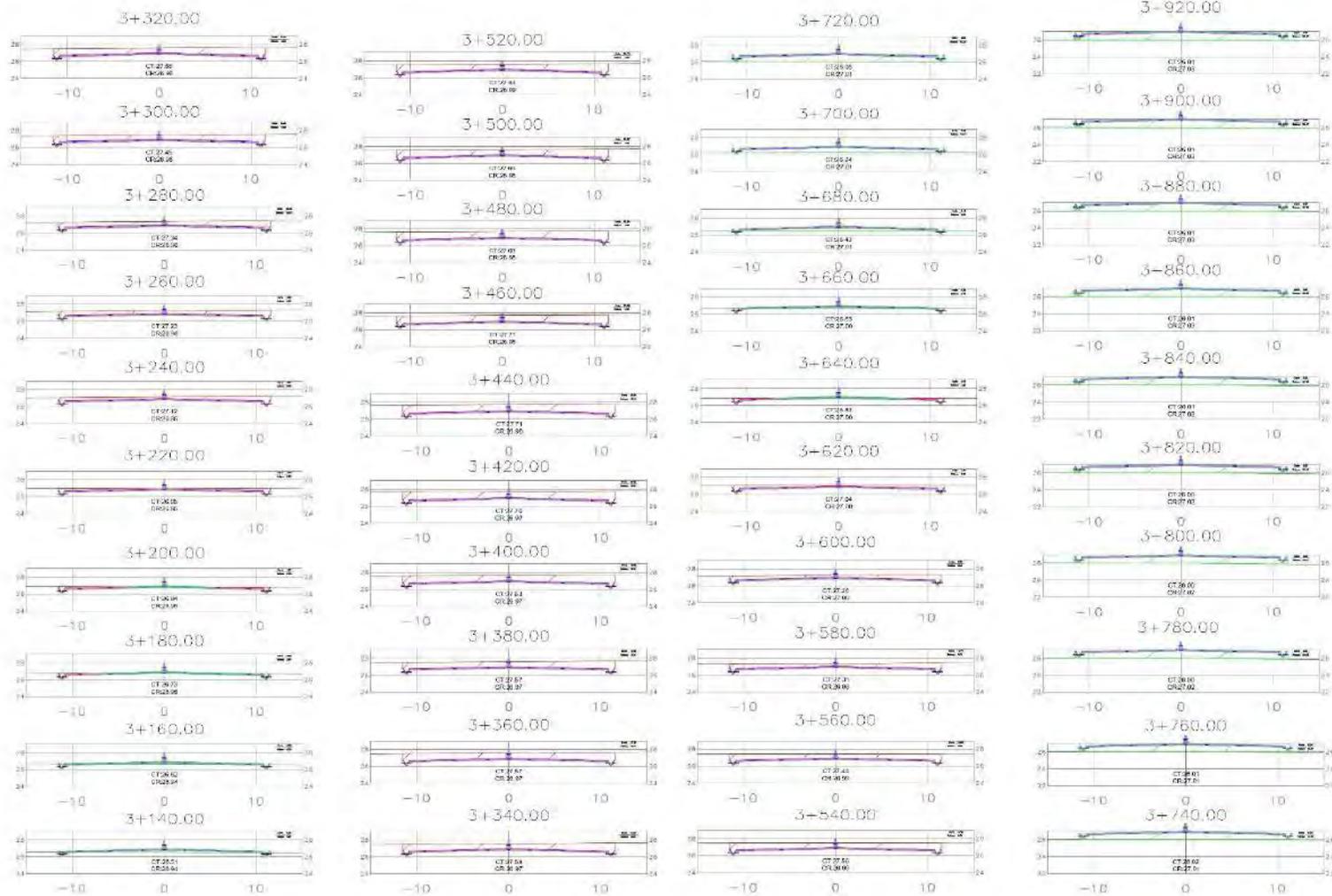
PLANO:
 CALZADA PIURA-CATACAOS SECCIONES TRANSVERSALES KM 2+340 - 3+120

DISEÑO:
 FARIAN PALACIOS, JHONY MATHY GARCÍA TALLEDO, DONALD ERNEST

PROYECTO:	PIURA	FECHA:	2022
INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD DE PIURA	PROYECTO:	PIURA-CATACAOS
PROFESOR:	ERNESTO GARCÍA TALLEDO	ESTUDIANTE:	ERNESTO GARCÍA TALLEDO

Nº DE PLANO:
ST - 04

Plano 10. Secciones Transversales Km 3+140 - 3+920



UNIVERSIDAD DE PIURA

TÍTULO:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATACAOS Y ANÁLISIS DE LA INTESECCIÓN EN EL HOSPITAL PRIVADO"

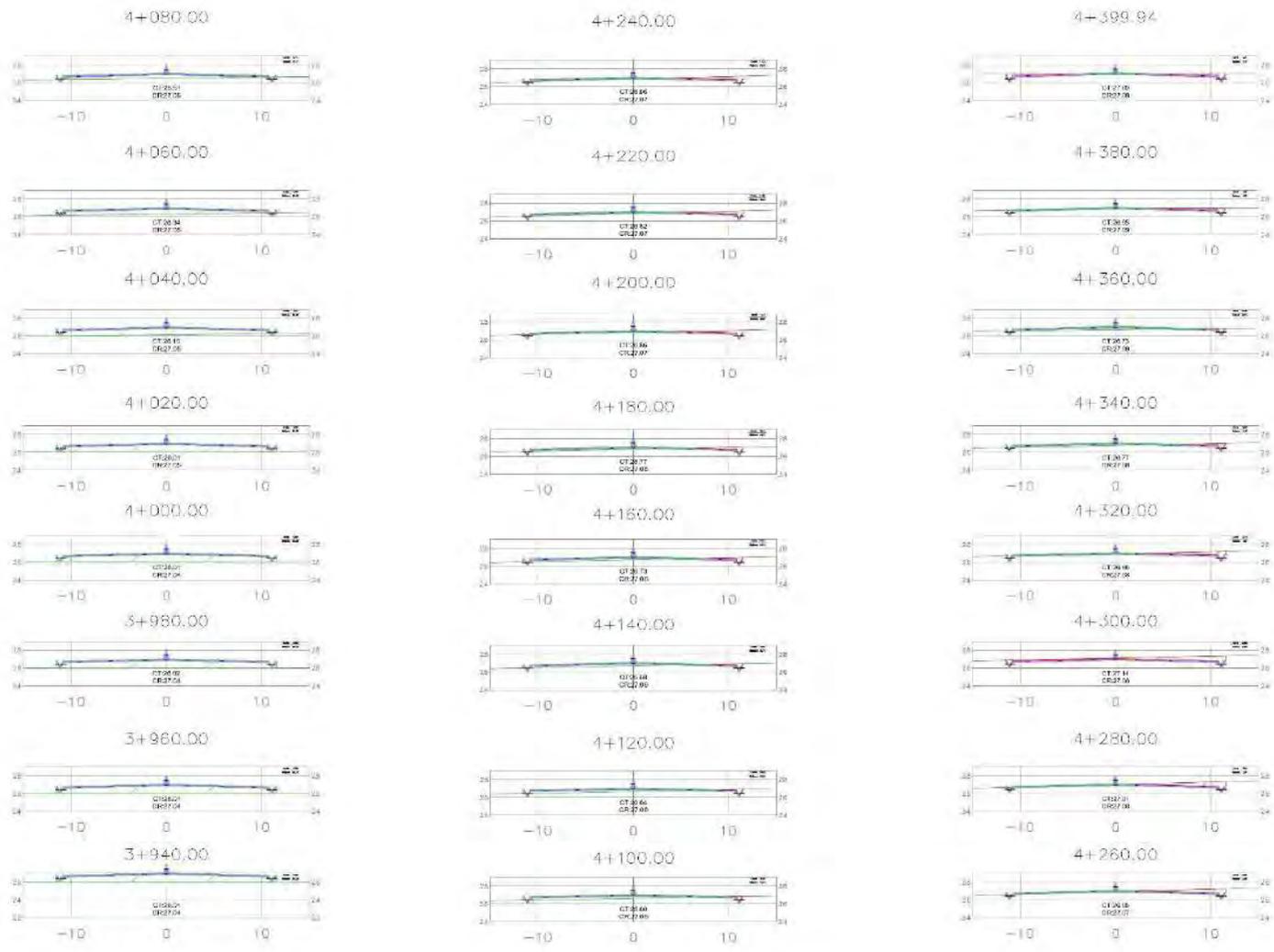
PLANO:
 CALZADA PIURA-CATACAOS SECCIONES TRANSVERSALES KM 3+140 - 3+920

DISEÑO:
 FARFAN PALACIOS, JOHN MARETH
 GARCÍA TALLEDO, GONZA D. HERRERA

PROYECTO:	PIURA	FECHA:	2010
PROYECTANTE:	PIURA	PROYECTANTE:	PIURA
PROYECTANTE:	PIURA	PROYECTANTE:	PIURA
PROYECTANTE:	PIURA	PROYECTANTE:	PIURA

N° PLANO:
ST - 05

Plano 11. Secciones Transversales Km 3+940 - 4+399.94



UNIVERSIDAD DE PIURA

TÍTULO:
"DISEÑO DE LA SEGUNDA CALZADA PIURA-CATACAOS Y ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN EN EL HOSPITAL PRIVADO"

PLANO:
 CALZADA PIURA-CATACAOS SECCIONES TRANSVERSALES
 KM 3+940 - 4+399.94

DISEÑO:
 FARRAN PALACIOS, JOHNNY MANTHY
 GARCÍA TALLEDO, GONZALO ERNESTO

FECHA:	1999
PROYECTO:	100-0022
TÍTULO:	
PLANO:	

PLANO
ST - 06

Plano 12. Diámetro de rotonda y señalización

