

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA:  
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:  
“DISEÑO VIAL A NIVEL DE SUBRASANTE PARA LA  
CONSTRUCCIÓN DE LA VÍA DE LONGITUD DE 6.0 KM, QUE  
VA DESDE LA AV. CHONE HASTA LA AV. QUEVEDO  
UBICADA EN EL CANTÓN SANTO DOMINGO DE LA  
PROVINCIA DE SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS”**

**AUTOR:  
CEPEDA CRUZ CHRISTIAN PATRICIO**

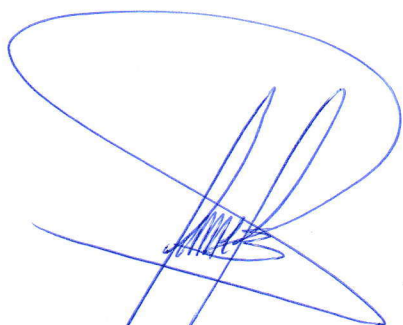
**TUTOR:  
ALTAMIRANO LEÓN BYRON IVÁN**

**Quito, septiembre del 2019**

### Cesión de derechos de autor

Yo, Cepeda Cruz Christian Patricio con documento de identificación N°1712672565, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación titulado: “DISEÑO VIAL A NIVEL DE SUBRASANTE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA VÍA DE LONGITUD DE 6.0 KM, QUE VA DESDE LA AV. CHONE HASTA LA AV. QUEVEDO UBICADA EN EL CANTÓN SANTO DOMINGO DE LA PROVINCIA DE SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIERO CIVIL, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



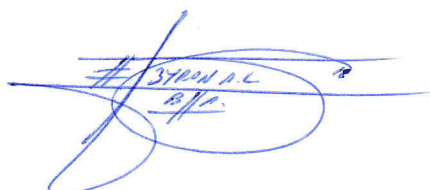
Nombre: Cepeda Cruz Christian Patricio

Cédula: 1712672565

### **Declaratoria de coautoría del docente tutor**

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el proyecto técnico, con el tema: “DISEÑO VIAL A NIVEL DE SUBRASANTE PARA LA COÑSTRUCCIÓN DE LA VÍA DE LONGITUD DE 6.0 KM, QUE VA DESDE LA AV. CHONE HASTA LA AV. QUEVEDO UBICADA EN EL CANTÓN SANTO DOMINGO DE LA PROVINCIA DE SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS”, realizado por Cepeda Cruz Christian Patricio, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, septiembre del 2019



Altamirano León Byron Iván

Cédula: 1709301590

## **Dedicatoria**

A Dios por permitirme culminar mi carrera y continuar con mi objetivo de vida.

A mi padre Patricio por instruirme durante el transcurso de mi vida y ser mi ejemplo de vida. A mis hermanos por ser mi apoyo constante en todo momento.

Y, en un lugar muy especial a mi mejor amiga, esposa y compañera de vida Erika, que me ha entregado el mejor regalo del mundo como lo es mi pequeña Nancy, que ha llegado a ser el mi motivo de superación diaria.

## Índice general

Introducción.....	1
Capítulo 1 – Generalidades .....	2
1.1.    Antecedentes .....	2
1.2.    Objetivo general .....	3
1.3.    Objetivos específicos .....	3
1.4.    Datos y descripción de la zona de estudio .....	3
1.4.1.  Estudio Topográfico.....	3
1.4.2.  Aspectos geopolíticos y límites. ....	6
1.5.    Ubicación del proyecto .....	9
Capítulo 2 - Estudio Topográfico .....	11
2.1.    Alcance .....	11
2.2.    Equipo topográfico utilizado.....	12
2.3.    Puntos de posicionamiento global UTM (Universal Transverse Mercator) 12	
2.4.    Planimetría y Altimetría – Descripción .....	15
Capítulo 3 - Estudio del tráfico del proyecto .....	17
3.1.    Alcance .....	17
3.2.    Conteo del tráfico .....	17
3.2.1.  Metodología.....	17
3.3.    Características básicas .....	18
3.3.1.  Tasa de crecimiento vehicular. ....	18
3.3.2.  Tráfico existente.....	19
3.3.3.  Tráfico proyectado. ....	19
3.4.    Determinación del T.P.D.A - Tráfico Promedio Diario Anual .....	20
3.5.    Determinación del tipo de vía .....	21
3.6.    Número de ejes equivalentes.....	22
Capítulo 4 - Diseño Geométrico.....	24
4.1.    Alcance .....	24
4.2.    Criterios de diseño .....	30
4.2.1.  Velocidad de diseño. ....	30
4.2.2.  Radios mínimos de curvatura. ....	31
4.2.3.  Peraltes máximos y mínimos.....	34
4.2.4.  Distancia de visibilidad .....	37
4.3.    Alineamiento horizontal.....	43
4.3.1.  Curvas circulares.....	43
4.3.2.  Determinación del ángulo de peralte.....	46
4.4.    Alineamiento Vertical.....	48
4.4.1.  Gradientes de Diseño. ....	48
4.4.2.  Curvas Verticales .....	51
4.4.3.  Criterios generales para el alineamiento vertical.....	55
4.4.4.  Combinación de alineamientos horizontales y verticales .....	56
4.4.5.  Cálculo de la curva vertical .....	57
4.4.6.  Cálculo de volúmenes .....	59
Capítulo 5 - Diseño a nivel de Subrasante .....	61

5.1.	Diseño de la estructura a nivel de subrasante.....	61
5.1.1.	Estimación del módulo de resiliencia. ....	61
5.1.2.	Determinación del índice de serviciabilidad. ....	62
5.1.3.	Determinación del número estructural .....	62
5.1.4.	Determinación de espesores .....	65
5.2.	Taludes.....	68
Capítulo 6 - Diseño Hidráulico.....		70
6.1.	Diseño hidráulico de estructuras de drenaje .....	70
6.1.1.	Determinación del caudal de diseño. ....	70
Capítulo 7 - Estudio de Impacto Ambiental.....		72
7.1.	Riesgos Biológicos .....	72
7.2.	Riesgos Sociales .....	72
7.2.1.	Resumen de riesgos identificados.....	74
Capítulo 8 – Evaluación Económica – Financiera.....		75
8.1.	Presupuesto Referencial.....	75
8.2.	Mantenimiento Vial .....	76
8.3.	Beneficios Valorados.....	78
8.3.1.	Ahorro del Tiempo de viaje.....	78
8.3.2.	Ahorros Costo de Operación Vehicular .....	79
8.3.3.	Transporte de productos .....	84
8.3.4.	Plusvalía .....	85
8.4.	Beneficios y Costos del proyecto .....	87
8.4.1.	Beneficios (Ingresos).....	87
8.4.2.	Costos (Egresos). ....	88
8.5.	Viabilidad Financiera y Económica .....	88
8.5.1.	VAN (Valor Actual Neto). ....	89
8.5.2.	TIR (Tasa Interna de Retorno).....	91
8.5.3.	Determinación de Beneficio-Costo B/C del proyecto.....	93
Capítulo 9 – Productos.....		95
9.1.	Presupuesto .....	95
9.2.	Cronograma.....	98
9.3.	Especificaciones Técnicas.....	102
9.4.	Análisis De Precios Unitarios (APU) .....	102
9.5.	Cuadrilla Tipo .....	102
9.6.	Fórmula Polinómica.....	103
Capítulo 10 - Conclusiones y Recomendaciones .....		104
10.1.	Conclusiones .....	104
10.2.	Recomendaciones .....	105
Bibliografía.....		107

## Índice de figuras

<i>Figura 1</i> - Ubicación de puntos georreferenciales Vía Chone .....	5
<i>Figura 2</i> - Ubicación de puntos georreferenciales Vía Quevedo .....	6
<i>Figura 3</i> - Mapa Político de Santo Domingo de los Colorados.....	10
<i>Figura 4</i> - Ubicación del proyecto .....	10
<i>Figura 5</i> - Croquis de la ruta de diseño.....	25
<i>Figura 6</i> - Estación 5+520.....	27
<i>Figura 7</i> - Estación 5+900.....	27
<i>Figura 8</i> .- Estación 1+600.....	29
<i>Figura 9</i> - Estación 4+520.....	29
<i>Figura 10</i> - Valores de diseño del peralte en carretera de dos carriles .....	36
<i>Figura 11</i> - Ubicación de los radios de curvatura.....	44
<i>Figura 12</i> - Desarrollo del peralte.....	47
<i>Figura 13</i> - Valores de diseño de las longitudes críticas de gradiente.....	51
<i>Figura 14</i> - Procedimiento de determinación del número estructural .....	64
<i>Figura 15</i> - Sección típica de vía .....	69

## Índice de tablas

<i>Tabla 1</i> - Puntos de Georreferenciación.....	4
<i>Tabla 2</i> - Ocupación de la población en STO. DGO. ....	7
<i>Tabla 3</i> - Tipos de vivienda en santo domingo.....	8
<i>Tabla 4</i> - Acceso a servicios básicos en santo domingo .....	9
<i>Tabla 5</i> - Valores de las coordenadas de los hitos .....	14
<i>Tabla 6</i> - Tasas anuales de crecimiento automotriz .....	20
<i>Tabla 7</i> - Proyecciones de tráfico en 20 años .....	21
<i>Tabla 8</i> - Clasificación funcional de las vías en base al TPDA.....	22
<i>Tabla 9</i> - Número de ejes equivalentes .....	22
<i>Tabla 10</i> - Número de ejes equivalentes en 20 años .....	23
<i>Tabla 11</i> - Determinación del Factor de carga equivalente.....	23
<i>Tabla 12</i> - Actividades a realizarse .....	25
<i>Tabla 13</i> - Ubicación geográfica de SD-12 y SD-13 .....	26
<i>Tabla 14</i> - Ubicación de cruces de acceso.....	26
<i>Tabla 15</i> .- Detalles de cruces.....	28
<i>Tabla 16</i> - Velocidades de diseño en función del TPDA .....	30
<i>Tabla 17</i> - Radios mínimos de curvatura para valores límites de e y f.....	33
<i>Tabla 18</i> - Valores de diseño de los radios mínimos para e máx.= 0,10.....	33
<i>Tabla 19</i> - Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas de parada	40
<i>Tabla 20</i> - Distancia de visibilidad mínima para la parada de un vehículo .....	40
<i>Tabla 21</i> - Distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo .....	42
<i>Tabla 22</i> - Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas .....	43
<i>Tabla 23</i> - Cuadro de elementos de curva y coordenadas .....	45
<i>Tabla 24</i> - Gradientes longitudinales de desarrollo del peralte. ....	47



<i>Tabla 25</i> - Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas. ....	49
<i>Tabla 26</i> - Curvas verticales convexas mínimas.....	54
<i>Tabla 27</i> - Curvas verticales cóncavas mínimas.....	55
<i>Tabla 28</i> - Tabla de cálculo de curvaturas verticales.....	58
<i>Tabla 29</i> - Cálculo de Volúmenes.....	59
<i>Tabla 30</i> - Índices de serviciabilidad.....	62
<i>Tabla 31</i> - Niveles de confiabilidad.....	63
<i>Tabla 32</i> - Determinación del número estructural.....	66
<i>Tabla 33</i> - Coeficientes de capas.....	67
<i>Tabla 34</i> - Determinación de la calidad de drenaje.....	68
<i>Tabla 35</i> - Determinación de la calidad de drenaje.....	68
<i>Tabla 36</i> - Factores de seguridad FS.....	68
<i>Tabla 37</i> - Factores de seguridad.....	68
<i>Tabla 38</i> - Cálculo de caudales de diseño.....	71
<i>Tabla 39</i> - Riesgos biológicos del proyecto.....	72
<i>Tabla 40</i> - Probabilidad vs índice de vulnerabilidad.....	73
<i>Tabla 41</i> - Probabilidad vs. Nivel de riesgo.....	74
<i>Tabla 42</i> - Resumen de riesgos endógenos.....	74
<i>Tabla 43</i> - Resumen de riesgos exógenos.....	75
<i>Tabla 44</i> - Presupuesto Referencial (resumen capitular).....	76
<i>Tabla 45</i> - Costo de mantenimiento del primer año de operación.....	77
<i>Tabla 46</i> - Costo de mantenimiento del 2do a 5to año de operación.....	77
<i>Tabla 47</i> - Costo de mantenimiento del 6to al 10mo año de operación.....	77
<i>Tabla 48</i> - Resumen de Costos de mantenimiento vial.....	78
<i>Tabla 49</i> - Ahorro en el tiempo de viaje.....	79

<i>Tabla 50</i> - Consumo combustible previo al proyecto .....	79
<i>Tabla 51</i> - Consumo combustible con el proyecto .....	80
<i>Tabla 52</i> - Costo por cambio de aceite antes del proyecto .....	80
<i>Tabla 53</i> - Costo por cambio de aceite posterior al proyecto .....	81
<i>Tabla 54</i> - Consumo de neumáticos previo al proyecto .....	81
<i>Tabla 55</i> - Consumo de neumáticos posterior al proyecto .....	82
<i>Tabla 56</i> - Costo consumo amortiguadores previo a la vía .....	82
<i>Tabla 57</i> - Costo consumo amortiguadores posterior a la vía .....	83
<i>Tabla 58</i> - Costo por cambio del sistema de frenado (previo a construcción de vía) .....	83
<i>Tabla 59</i> - Costo por cambio del sistema de frenado (posterior a construcción de vía) .....	84
<i>Tabla 60</i> - Costo Transporte De Productos Antes Del Proyecto .....	85
<i>Tabla 61</i> - Costo Transporte De Productos Después Del Proyecto .....	85
<i>Tabla 62</i> - Plusvalía previo a la instalación del proyecto vial .....	86
<i>Tabla 63</i> - Plusvalía posterior a la instalación del proyecto vial .....	86
<i>Tabla 64</i> - Beneficios en el primer año de operación del proyecto vial.....	87
<i>Tabla 65</i> - Beneficios a lo largo de los 20 años de diseño .....	88
<i>Tabla 66</i> - Cálculo del VAN del proyecto.....	90
<i>Tabla 67</i> - Cálculo del TIR del proyecto.....	92
<i>Tabla 68</i> - Cálculo del parámetro Beneficio/Costo.....	94
<i>Tabla 69</i> - Presupuesto Referencial del Proyecto .....	96
<i>Tabla 70</i> - Cronograma Valorado del Proyecto .....	99
<i>Tabla 71</i> - Cuadrilla Tipo .....	103
<i>Tabla 72</i> - Fórmula polinómica .....	104

## Resumen

En el cantón Santo Domingo de los Colorados desde la avenida Chone (Km 2.5) hasta la Av. Quevedo (bypass Quevedo - Puerto Limón), se carece de una conexión vial que atraviese por la Av. El Poste y que una estas importantes vías de circulación.

Debido a esto, los productos propios de la zona a lo largo de la Av. Chone, Av. El Poste y el Bypass Quevedo Puerto Limón, deben transportarse en tiempos no óptimos debido a que el recorrido es aproximadamente 10 kilómetros. Con el fin de solucionar este problema de movilidad se procede a realizar el presente estudio y posterior diseño de una vía de 6 kilómetros. La cual acortará el tiempo de transportación, y por consiguiente, disminuir los costos de combustible y mantenimiento, incrementando así indirectamente a la vez la plusvalía de los terrenos en los sectores donde se implantará el proyecto. El estudio empieza con la recopilación de la topografía del sector de estudio en base a puntos fijos referenciales comprobados y enlazados a una placa del I.G.M. (ubicada por el bypass Quevedo - Puerto Limón). Seguido, se prosigue con la obtención del tráfico promedio diario anual de esta vía de cuarto orden a nivel de subrasante, el cual ha servido de base para realizar los diseños horizontales y verticales. En base a estudios de la zona con relación a este diseño se han seleccionado las diferentes obras de drenaje transversal de la vía. Mediante el estudio ambiental se han listado lineamientos para reducir al mínimo el impacto ambiental en la flora y fauna de la zona. Por medio del estudio técnico – económico – financiero, y en base a los indicadores como son: VAR, TIR y Costo/Beneficio se ha establecido la viabilidad del proyecto a ejecutarse.

**Palabras clave:** Carretera, alcantarillas, vía de cuarto orden, impacto ambiental, costos de transportación y mantenimiento, fórmula polinómica, cuadrilla tipo.

## Abstract

In the Santo Domingo de los Colorados canton from 'Chone' Avenue (Km 2.5) to 'Quevedo' Avenue (Quevedo bypass - Puerto Limón), there is no road connection that crosses the 'El Poste' Avenue and that links these important roads circulation.

Due to this, the products of the area along 'Chone' Avenue, 'El Poste' Avenue and the 'Quevedo-Puerto Limón' bypass must be transported at non optimal times because the route is about 10 kilometers, approximately. In order to solve this mobility problem, we proceed to carry out the present study and subsequent design of a 6 kilometer road. This will shorten the transportation time, and consequently, reduce fuel and maintenance costs, thereby indirectly increasing the surplus value of the land in the sectors where the project will be implemented. The study begins with the compilation of the topography of the study sector based on fixed reference points checked and linked to a plate of the 'I.G.M.' (located by the 'Quevedo' bypass - Puerto Limón). Subsequently, it continues with the obtaining of the annual average daily traffic of this fourth order road at subgrade level, which has served as the basis for horizontal and vertical designs. Based on the area studies in relation to this design, the different cross drainage works of the path have been selected.

Through the environmental study, guidelines have been listed to minimize the environmental impact on the flora and the fauna of the area.

Through the technical - economic - financial study, and based on the indicators such as: 'VAR', 'TIR' and Cost / Benefit, the viability of the project to be executed has been established.

**Keywords:** Road, sewers, fourth order road, environmental impact, transportation and maintenance costs, polynomial formula, type quadrille.

## **Introducción**

El proyecto “DISEÑO VIAL A NIVEL DE SUBRASANTE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA VÍA DE LONGITUD DE 6.0 KM, QUE VA DESDE LA AV. CHONE HASTA LA AV. QUEVEDO UBICADA EN EL CANTÓN SANTO DOMINGO DE LA PROVINCIA DE SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS”, se desarrolla por la necesidad de crear una vía alterna que empiece en la Av. Chone a la altura del Km 2.5, y en su paso atraviere la actual vía a la población el Poste, continúe y termine su trazado en el bypass de la vía Quevedo – Puerto Limón.

Esta vía de longitud aproximada 6.0 Km de cuarto orden diseñada a nivel de sub rasante servirá como una opción más corta para el traslado de los productos de la zona como son piña, plátano y maracuyá, los cuales actualmente para su traslado a Puerto Limón tienen un recorrido no menor a 10 Km.

En base a la problemática y en vista que se necesita de una opción más corta para el traslado de dichos productos, trayendo consigo considerables disminuciones en los costos de mantenimiento y de combustible, se realizan los diseños del proyecto en cuestión.

## Capítulo 1 – Generalidades

### 1.1. Antecedentes

Actualmente en la provincia Santo Domingo de los Tsáchilas - cantón Santo Domingo, las avenidas Chone a la altura del Km 2.5 y Quevedo en el bypass Quevedo – Puerto Limón, carecen de una conexión secundaria.

Debido a esto, los productos propios de la zona a lo largo del sector deben transportarse hasta la población de Puerto Limón en tiempos no óptimos debido a que se debe seguir la vía Chone hasta el cruce con la Av. Quevedo y sumarse al gran flujo vehicular, con un recorrido no menor a 11 km.

La población que viven en El Poste para poder trasladarse a Puerto Limón debe recorrer aproximadamente 10 km, lo cual se convierte en un problema de movilidad debido al tiempo excesivo que se toma para unir ambos puntos.

Por lo tanto, el GAD municipal de Santo Domingo con el objeto de ampliar la vialidad del sector y solucionar problemas de movilidad y del buen vivir, procede a realizar los estudios para la construcción de la vía a nivel de subrasante “Av. Chone a la altura del Km 2.5 hasta el bypass Quevedo – Puerto Limón con una longitud de 6 km”.

Cabe mencionar que a lo largo del trazado vial se encuentran esteros y quebradas, por el cual se transportan aguas servidas y las cuales al momento tienen recorridos naturales que se proponen embaular mediante alcantarillas de hormigón armado en unos casos y con tubería de hormigón armado en otros.

## **1.2. Objetivo general**

Diseñar una vía a nivel de subrasante, que se utilice como conexión secundaria entre las Av. Chone a la altura del km 2.5 y el bypass de la Av. Quevedo – Puerto Limón.

## **1.3. Objetivos específicos**

- Realizar los estudios topográficos, viales, y ambientales, previos al diseño de la vía a nivel de subrasante mediante parámetros y normas ecuatorianas.
- Determinar los volúmenes de obra para elaboración planos generales y de detalle, presupuesto, cronograma, análisis de precios unitarios, cuadrilla tipo, fórmula polinómica y especificaciones.
- Elaborar un análisis técnico – económico.

## **1.4. Datos y descripción de la zona de estudio**

### **1.4.1. Estudio Topográfico.**

Un estudio topográfico de calidad reflejará una acertada representación del terreno, el cual será utilizado para implantar y diseñar todos los elementos del proyecto (eje vial, alcantarillas, taludes de corte y relleno, etc.).

En nuestro caso la topografía del sector donde se implantará el proyecto vial la proporciona la empresa CONECUAKOR C.E.M. (Compañía de Construcciones Ecuatoriano Coreana – Compañía de Economía Mixta). La cual nos proporcionará coordenadas UTM y cotas de varios puntos convenientes para formar mediante el análisis con el método de interpolaciones en el programa CivilCad 3D, una representación digital mediante curvas de nivel del terreno.

Todos los trabajos de topografía han partido de puntos georreferenciados comprobados y que se describen en la Tabla 1, los cuales fueron proporcionados por el GAD Municipal de Santo Domingo.

La topografía se la realizará a lo largo de una faja topográfica convenientemente seleccionada de 50 metros a cada lado del eje vial seleccionado.

Dicho eje se ha realizado teniendo en cuenta los menores costos de corte y relleno a producirse a lo largo del recorrido del abscisado del proyecto.

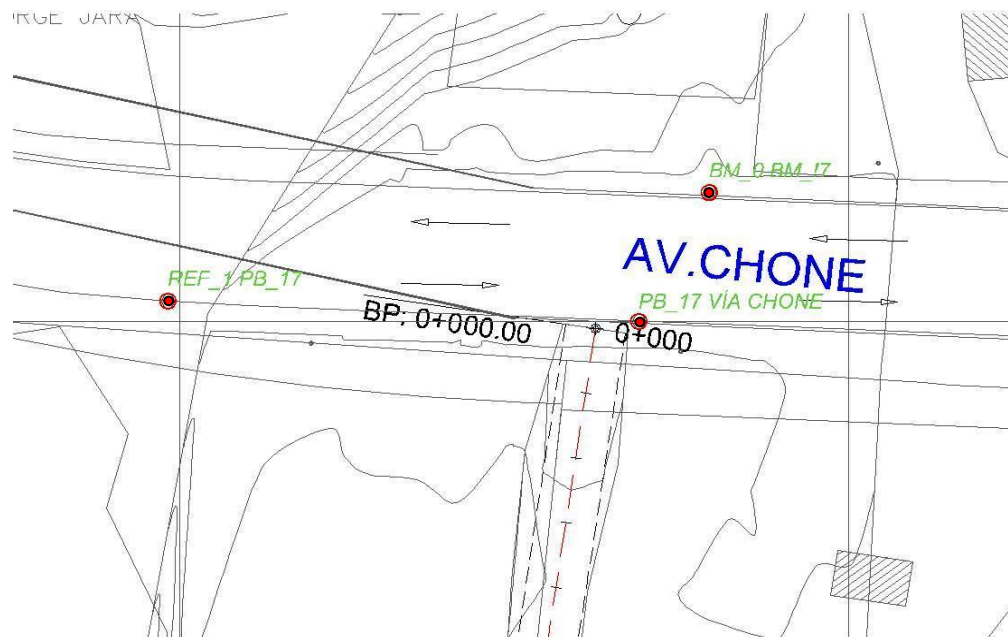
*Tabla 1 - Puntos de Georreferenciación*

CÓDIGO	ESTE (X) [metros]	NORTE (Y) [metros]	COTA (Z) [msnm]	UBICACIÓN
PB_17 VIA CHONE	698068.601	9973300.045	471.166	Av. Chone
REF_1 PB_17	697998.236	9973303.155	471.036	Av. Chone
BM_0 BM_17	698079.134	9973319.718	471.356	Av. Chone
SD-12	698552.790	9967328.592	469.787	Av. Quevedo
SD-13	698517.508	9967185.632	466.677	Av. Quevedo
IGM	698439.133	9967054.336	463.552	Av. Quevedo

*Fuente:* (GAD Provincial de Santo Domingo de los Tsáchilas, 2019)

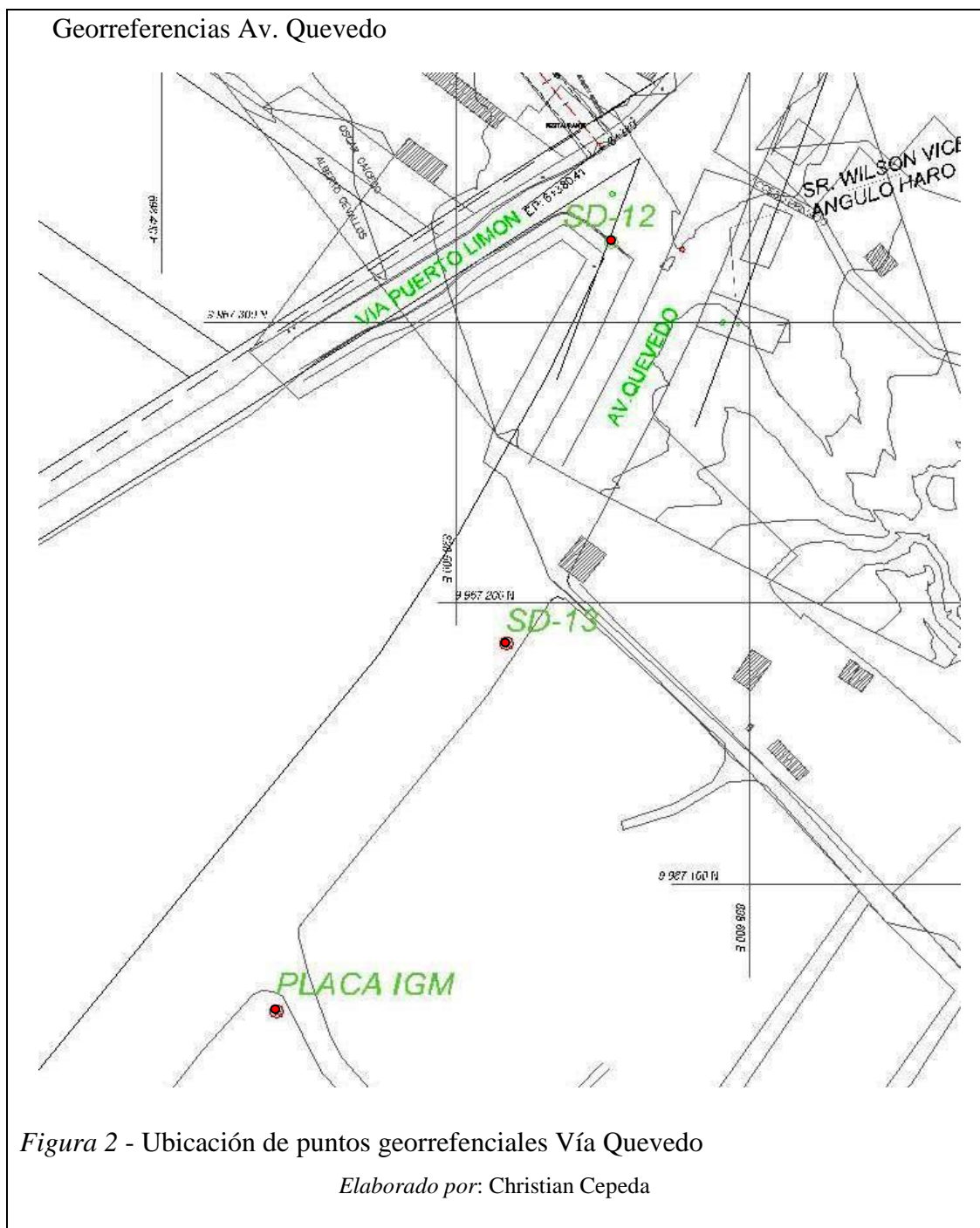


### Georreferencias Av. Chone



*Figura 1* - Ubicación de puntos georreferenciales Vía Chone

*Elaborado por:* Christian Cepeda



#### 1.4.2. Aspectos geopolíticos y límites.

Actualmente la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas tiene dos cantones: santo domingo y la concordia. El proyecto se desarrollará en el cantón santo domingo cuya población de 368,013 habitantes (Instituto Nacional de Estadísticas y

Censos INEC, 2010) ocupa el cuarto puesto con respecto a la población a nivel nacional.

Los límites cantonales de Santo Domingo son: con Pichincha al Norte y Este, al noroeste se encuentra La Concordia, y al Oeste limita con Manabí. La provincia de Los Ríos es el límite al sur, y situado al Sureste está Cotopaxi.

- Ocupación Laboral

La actividad comercial por cuenta propia constituye la principal fuente de ingresos de la población, como se lo puede observar en la **Tabla 2** (basado en la población económicamente activa PEA\*):

*Tabla 2 - Ocupación de la población en STO. DGO.*

Ocupación	Hombre (hab)*	Mujer (hab)*
Empleado privado	31,773	13,855
Cuenta propia	26,072	15,520
Jornalero o peón	19,679	1,592
Empleado u obrero del estado, municipio o consejo provincial	6,899	5,040
No declarado	2,698	2,732
Empeada doméstica	395	4,808
Patrono	4,081	2,498
Trabajador no remunerado	1,921	1,073
Socio	1,408	655
Total	94,926	47,773

*Nota:* Tomado de (INEC, 2010)

- Acceso a vivienda

En santo domingo predomina la vivienda propia y totalmente pagada como se puede observar en la *Tabla 3*, descrita a continuación:

*Tabla 3* - Tipos de vivienda en santo domingo

Detalle	Hogares	%
Propia y totalmente pagada	35,608	37.4%
Arrendada	27,767	29.2%
Propia(regalada, donada, heredada o por posesión)	14,613	15.3%
Prestada o cedida (no pagada)	7,212	7.6%
Propia y la está pagando	6,445	6.8%
Por servicios	3,380	3.5%
Anticresis	196	0.2%
Total	95,221	100.0%

*Nota:* Tomado de (INEC, 2010)

- Servicios básicos

En la descrita a continuación podemos observar que los habitantes de santo domingo a pesar de pertenecer a una provincia recientemente creada, tienen en gran porcentaje acceso a la mayoría de los servicios básicos, con excepción en el servicio telefónico y agua potable en los cuales el acceso se ve disminuido o carente de atención por parte de sus autoridades. Los datos del número de viviendas con acceso a los servicios se los ha tomado del censo nacional (INEC, 2010), en el cual se registra un total de viviendas de 114,198.

*Tabla 4 - Acceso a servicios básicos en santo domingo*

Detalle	Hogares
Servicio eléctrico	
Con servicio eléctrico público	89,768
Sin servicio eléctrico y otros	4,255
Servicio telefónico	
Con servicio telefónico	28,616
Sin servicio telefónico	6,507
Abastecimiento de agua	
De red pública	45,982
Otra fuente	48,041
Eliminación de basura	
Por carro colector	76,579
Otra forma	17,444
Conexión servicio higiénico	
Red pública de alcantarillado	57,145
Otra forma	36,878

*Nota:* Tomado de (INEC, 2010). Las viviendas pueden tener uno o más servicios básicos.

### **1.5. Ubicación del proyecto**

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de santo domingo a la altura del kilómetro 2.5 de la vía a Chone, desde la cual se extenderá un nuevo trazado que cruza la vía al poste y continúa hasta el bypass Quevedo – Puerto Limón, la longitud aproximada de la nueva vía es 6 kilómetros.

Mapa de Santo Domingo de los Colorados



Figura 3 - Mapa Político de Santo Domingo de los Colorados

Tomado de: (SERTOOUR, 2019)

Implantación General

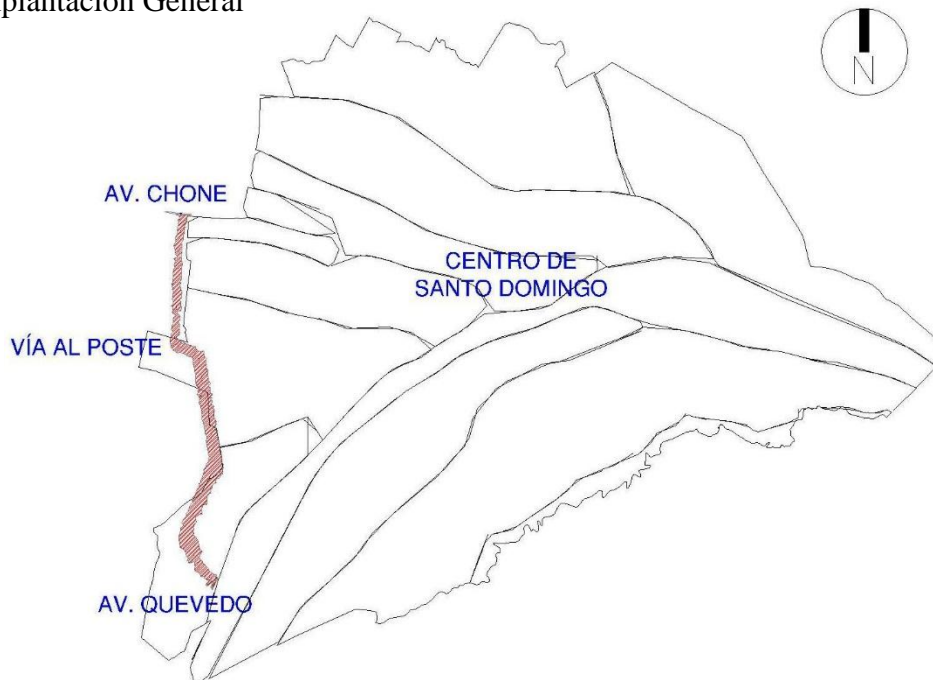


Figura 4 - Ubicación del proyecto

Elaborado por: Christian Cepeda

## Capítulo 2 - Estudio Topográfico

El levantamiento topográfico es un proceso de carácter fundamental en todo proyecto de obras civiles debido a que por medio de la información obtenida se estará en capacidad de efectuar una correcta interpretación gráfica del sitio en donde desee levantarse un proyecto previamente establecido. Para saber con exactitud la ubicación de los puntos del sitio de construcción del proyecto, es necesario conocer tres coordenadas fundamentales: latitud, longitud y elevación.

### 2.1. Alcance

El objetivo general de este estudio radica en disponer de dos bases: base cartográfica y base topográfica respectivamente. Para que estas dos bases sean precisas y confiables, es necesario efectuar los siguientes pasos:

- Obtener una cartografía base, y por medio de esta recopilar los datos que sean necesarios.
- Determinar un sistema de coordenadas apropiado X, Y, Z; el mismo que estará enlazado a la red nacional del IGM (Instituto Geográfico Militar).
- Efectuar la implantación de las poligonales bases referenciales, las mismas que constituirán el nivel de referencia de los levantamientos topográficos para toda fase de ejecución del proyecto.
- Realizar los levantamientos topográficos de los sitios en donde se llevarán a cabo las obras de ejecución del proyecto. Dichos levantamientos estarán en escala 1:1000 y por medio de estos se detectarán los accidentes del terreno más relevantes que puedan ocasionar interferencias en la construcción del proyecto, de esta forma se establecerán las especificaciones necesarias para la misma.

- Localizar en el campo los puntos en donde se efectuarán los estudios geotécnicos.

## **2.2. Equipo topográfico utilizado**

Para este levantamiento se utilizó el siguiente equipo:

- **Equipo Humano:** Este equipo estuvo integrado por los siguientes operarios:  
Topógrafo (1), cadenero (2), machetero (2).
- **Equipo Topográfico:** Estuvo conformado por el instrumental y accesorios de medición que se mencionan más adelante: trípode (1), estación total Trimble M3 Precisión 2" (1), flexómetro (1), prisma (2), radios de comunicación (3), bastones (2), vehículo (1).

## **2.3. Puntos de posicionamiento global UTM (Universal Transverse Mercator)**

Estos puntos, también conocidos como “hitos de partida”, fueron determinados a partir de un recorrido general por la zona del proyecto, en donde, a lo largo de la misma se encontraron diferentes ríos de planicie, los mismos que atraviesan la zona del proyecto en la ciudad de Santo Domingo. En total fueron localizados 44 hitos, los cuales fueron denominados SD-01 (hito de partida), SD-44 (hito de llegada), a continuación, se resumirá la localización o ubicación de los mismos:

En la primera fase fueron localizados en la extensión del recorrido, los hitos SD-01 hasta el hito SD-15 (interceptor A), en la segunda fase se localizan los hitos SD-16 y SD-17 localizados en el río “El Poste” para luego continuar con los hitos SD-18 hasta el SD-23, los mismos que se localizan a lo largo del río Peripa y sus ramales. En la tercera fase se ubican los hitos SD-24 hasta el SD-26, dichos hitos se hallan situados en el Río Pove, se continúa con los hitos SD-27 hasta el hito SD-40,



los mismos que se extienden a lo largo del río Code y sus afluentes, en la etapa final se determinaron los hitos SD-41 hasta el SD-44, los mismos que se distribuyen a lo largo del cauce del río Verde. Todos los hitos están conformados por clavos de acero que se encuentran hincados en elementos de hormigón existentes, mientras que otros se encuentran hincados en mojoneros de hormigón simple, dichos mojoneros son cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura los mismos que se encuentran enterrados en una altura de máximo 20 cm con un tornillo colocado al centro de su cara superior.

La determinación de las coordenadas de los hitos, se logró por medio de receptores GPS doble frecuencia, precisión centimétrica, en base al método estático. Una vez chequeadas y verificadas las precisiones en sentido horizontal y vertical del hito base, se procedió con la fase de determinación de los vértices SD, dicha operación se llevó a cabo con la ayuda de receptores GPS de doble frecuencia recurriendo al método RTK. De acuerdo al método anterior, se obtuvieron precisiones menores a los 3 cm en sentido horizontal y menores a los 5 cm en sentido vertical, es necesario indicar que estos errores no son acumulables. A continuación, se muestran los valores obtenidos de las coordenadas de los hitos:

Tabla 5 - Valores de las coordenadas de los hitos

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	VÉRTICE
1	9974651.52	697686.659	461.636	SD-01
2	9974654.117	697566.095	461.136	SD-02
3	9973745.047	699104.039	481.944	SD-03
4	9973724.485	699238.451	484.223	SD-04
5	9971725.354	697610.504	445.708	SD-05
6	9971762.734	697707.191	446.556	SD-06
7	9970867.496	697684.04	457.853	SD-07
8	9968913.84	698477.16	476.612	SD-08
9	9968952.36	698410.95	469.577	SD-09
10	9968634.766	698394.968	472.121	SD-10
11	9968705.034	698306.86	465.432	SD-11
12	9967328.867	698552.199	469.857	SD-12
13	9967185.796	698517.206	466.75	SD-13
14	9966097.918	700655.287	464.29	SD-14
15	9965938.582	700584.951	461.291	SD-15
16	9970939.064	700698.028	508.689	SD-16
17	9970770.377	700713.567	509.24	SD-17
18	9969963.637	699363.378	487.938	SD-18
19	9969928.088	699323.839	489.229	SD-19
20	9969659.762	699771.965	491.706	SD-20
21	9969773.887	699672.56	495.115	SD-21
22	9969345.687	699884.129	491.288	SD-22
23	9969402.048	699820.787	495.059	SD-23
24	9969504.046	700263.017	495.663	SD-24
25	9971401.577	707061.001	584.453	SD-25
26	9971372.314	707178.079	593.492	SD-26
27	9968977.565	700179.679	488.24	SD-27
28	9968801.415	700377.896	488.736	SD-28
29	9969286.865	700913.281	495.839	SD-29
30	9969379.027	700778.295	493.497	SD-30
31	9970519.218	702241.732	521.862	SD-31
32	9970670.858	702267.181	520.685	SD-32
33	9969930.172	702211.032	521.346	SD-33
34	9970170.229	702219.128	521.829	SD-34
35	9971200.988	703779.515	541.888	SD-35
36	9971229.445	703895.189	547.194	SD-36
37	9968419.89	700617.358	490.363	SD-37
38	9968182.02	700815.368	486.344	SD-38
39	9968828.271	701525.186	501.709	SD-39
40	9968932.075	701382.922	499.095	SD-40

41	9969688.07	704210.592	529.866	SD-41
42	9969883.592	704193.782	539.138	SD-42
43	9970890.23	707425.511	593.665	SD-43
44	9971032.52	707413.286	601.762	SD-44

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

#### **2.4. Planimetría y Altimetría – Descripción**

A partir de los vértices GPS, se procedió a la localización de las poligonales bases, dichas poligonales parten desde el extremo más bajo del río y finalizan en la zona más cercana al cauce, aguas arriba. Se escogió esta ruta con la finalidad de que la configuración topográfica del río se asemeje a su forma original, sobre todo, en los cambios de dirección en sentido horizontal y vertical. Se han desarrollado varias poligonales para los siguientes ríos: Pove, Verde, Code, El Poste y Peripa, así como para el interceptor “A” con la finalidad de buscar la mejor alternativa para el interceptor y la vía de acceso necesarias para la construcción de la vía y el acceso a la planta de tratamiento.

En lo referente al interceptor “A”, este se inicia en las cercanías de la intersección entre el río Chila Grande y la vía de acceso a la Bengala, se desarrolla de manera uniforme con un azimut de 225° hasta la intersección de la vía a Chone, luego continúa su desarrollo hacia el sur hasta el sector Provincias Unidas desde donde con una deflexión de 100° avanza una distancia de 600 m en dirección paralela al camino del Poste. A partir de este sector, la poligonal se extiende una longitud de 1,7 Km en una dirección con un azimut de 170°, luego gira para continuar en una dirección horizontal de 190°. Finaliza en un tramo de 135° siendo su punto final el cruce con el río Verde, desde este punto la poligonal se enlazará con los terrenos previamente seleccionados para la implantación de la planta de tratamiento del proyecto.

Es importante señalar que a lo largo de la ruta de trazado fue necesario hacer el levantamiento de poligonales auxiliares de acuerdo a las particularidades de cada uno de los tramos que componen dicha ruta, además de que se requirió realizar ampliaciones de faja en los mismos, estas poligonales se sitúan en los siguientes tramos: Tramo 1, que parte desde el inicio del interceptor hasta la vía Chone extendiéndose una longitud de 2,79 Km; tramo 2, que parte desde la vía Chone hasta la vía Quevedo en una longitud de 7,09 Km; tramo 3, que parte desde la vía Quevedo hasta el río Verde extendiéndose una longitud de 1,91 Km y finalmente el tramo 4, que parte desde el río Verde hasta la planta de tratamiento el mismo que tiene una longitud de 0,85 Km.

Con el objeto de tener una precisión absoluta en el estudio del interceptor “A”, fue necesario valerse de tramos adicionales que son los siguientes: Tramo I, que parte desde la vía Chone hasta el río Chila Norte en una extensión de 1,23 Km, tramo II, que parte desde el río Chila Norte hasta la intersección con los pozos ubicados en la zona A en una extensión de 1,08 Km; tramo III, que parte desde el interceptor “A” hasta la UTE en una extensión de 1,57 Km. Adicional a estos tramos auxiliares fue necesario implementar una variante al interceptor “A”, la misma que comienza en la vía de acceso a la UTE y finaliza en el sector de Provincias Unidas con una extensión de 2,45 Km. Finalmente, se contabilizaron 18,97 Km de poligonales para el estudio topográfico del sector “A”.

En lo referente a la faja topográfica, tiene una anchura de 100 m (en promedio). A lo largo de su trayectoria se encuentran tanto zonas intervenidas como zonas urbanas no consolidadas, en el levantamiento de esta se evitaron acciones que conduzcan a la afectación de obras de infraestructura privada existentes a lo largo de su extensión.

## Capítulo 3 - Estudio del tráfico del proyecto

### 3.1. Alcance

Para todo diseño vial es indispensable como paso previo efectuar estudios de tráfico, puesto que estos proporcionarán información que servirá para la determinación de los parámetros con los que se diseñará la vía. De la densidad de tráfico vehicular que transitará por la vía dependerán sus características definitivas, de acuerdo con ello, entonces, la determinación del tráfico futuro en base al tráfico actual, constituye la base fundamental de todo proyecto de diseño y construcción de vías.

### 3.2. Conteo del tráfico

Para efectuar una adecuada determinación del tráfico futuro que transitará en una vía proyectada cuando esta ya esté en funcionamiento, es necesario escoger la metodología adecuada (descrita en el punto 3.2.1), puesto que la determinación de los volúmenes de tráfico es fundamental para obtener los datos que permitan un diseño adecuado de la vía en función de las características de mayor incidencia en su funcionamiento.

#### 3.2.1. Metodología.

En el proceso de medición del flujo vehicular, se tomarán en cuenta tres aspectos determinantes para obtener unos resultados adecuados y confiables:

- **Días de aforo:** Se deberá tener una planificación adecuada de los días en que se llevarán a cabo los aforos (conteos) en donde se obtendrán los datos necesarios para cuantificar las densidades de tráfico más probables que transitarán por la vía que desea proyectarse.

- **Estaciones de conteo:** Estos puntos deberán ubicarse en sitios de importancia estratégica, de preferencia en el inicio y en el final del tramo vial que será analizado. Deberán tomarse en cuenta las condiciones geométricas con las que se diseñará la vía con el objeto de tener un campo visible tal que permita una identificación fácil y rápida de los vehículos.
- **Resultados de los conteos:** Por medio de los conteos se obtendrá el Tráfico Promedio Diario Anual (T.P.D.A), así como la distribución y composición vehicular circulante por el tramo vial analizado. Además de lo anterior, se determinarán las horas en que se tiene mayor flujo de tráfico.

### 3.3. Características básicas

#### 3.3.1. Tasa de crecimiento vehicular.

Es el parámetro por medio del cual se calculará en Tráfico Promedio Diario Anual proyectado para los años previstos en el análisis y evaluación económica del proyecto vial. Es un coeficiente que varía de acuerdo con el tipo de vehículo, para su determinación se acude a los registros históricos del tráfico, estudios de tráfico existentes del tramo en cuestión o en vías de características similares (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 15).

La tasa de crecimiento vehicular se la puede determinar matemáticamente por la siguiente expresión:

$$i (\%) = \frac{1}{n} * \left( \frac{Pf}{Pa} - 1 \right) * 100 \quad (3.1)$$

Donde:

i (%): Tasa de crecimiento

Pa: Número anual de vehículos al inicio.

Pf: Número anual de vehículos al final

n: Número de años de la proyección.

### 3.3.2. Tráfico existente.

Es el número actual de unidades con mayor probabilidad de transitar por el tramo de vía a ser analizado. Es el parámetro fundamental para el diseño de la ruta, puesto que en base a este dato se conocerán las proyecciones futuras en los años de vida útil para el cual se espera que funcione el proyecto vial (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 18).

### 3.3.3. Tráfico proyectado.

Es la cifra que corresponde a las unidades que se espera lleguen a transitar por la vía una vez que esta entre en funcionamiento, matemáticamente se lo determina con la expresión siguiente:

$$\text{TPDA}_f = \text{TPDA}_o * (1 + i)^n \quad (3.2)$$

DONDE:

TPDA<sub>f</sub>: Tráfico promedio diario anual inicial. Cifra que representa el tráfico aproximado que circula el primer día del primer año.

TPDA<sub>o</sub>: Tráfico promedio diario anual final. Cifra que representa el tráfico aproximado que circula el último día del último año.

i: Tasa de crecimiento automotriz.

n: Número de años de la proyección

### 3.4. Determinación del T.P.D.A - Tráfico Promedio Diario Anual

De acuerdo a estudios efectuados por la firma consultora Cardno – Caminosca en el año 2011, se utilizaron las tasas anuales de crecimiento automotriz que se presentan a continuación:

*Tabla 6 - Tasas anuales de crecimiento automotriz*

PERÍODO	LIVIANO	BUS	CAMIÓN
2011 - 2015	3,59	2,00	1,85
2016 - 2020	3,09	1,75	1,68
2021 - 2025	2,65	1,65	1,59

*Fuente:* (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 105)

En base a las tasas de crecimiento expuestas, y los datos de tráfico también proporcionados por la consultora Cardno - Caminosca, se procedió al cálculo de las proyecciones de tráfico para el tramo Santo Domingo – Quevedo, las mismas que se exponen en la tabla siguiente:



Tabla 7 - Proyecciones de tráfico en 20 años

AÑO	LIVIANO	BUS	CAMIÓN2 EJES	CAMIÓN 3 EJES	CAMIÓN 5 EJES	CAMIÓN 6 EJES	TOTAL
2010	82	94	15	8	5	1	205
2011	85	96	15	8	5	1	210
2012	88	98	16	8	5	1	216
2013	91	100	16	9	5	1	222
2014	94	102	16	9	5	1	227
2015	97	104	17	9	6	1	234
2016	100	106	17	9	6	1	239
2017	103	108	17	9	6	1	244
2018	106	110	18	9	6	1	250
2019	109	112	18	10	6	1	256
2020	112	114	18	10	6	1	261
2021	115	116	18	10	6	1	266
2022	118	118	19	10	6	1	272
2023	121	120	19	11	6	1	278
2024	124	122	19	11	6	1	283
2025	127	124	20	11	7	1	290
2026	130	126	20	11	7	1	295
2027	133	128	20	11	7	1	300
2028	137	130	20	11	7	1	306
2029	141	132	20	11	7	1	312
2030	145	134	21	12	7	1	320
2031	149	136	21	12	7	1	326
2032	153	139	21	12	7	1	333
2033	157	141	22	12	7	1	340
2034	161	143	22	12	7	1	346
2035	165	145	22	13	8	1	354
2036	169	147	23	13	8	1	361
2037	174	149	23	13	8	1	368
2038	179	152	24	13	8	1	377
2039	184	155	24	13	8	1	385
2040	189	158	24	14	8	1	394

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

### 3.5. Determinación del tipo de vía

Para cumplir con este paso, será necesario basarse en la norma NEVI – 2012.

Dichas normas se encargan de clasificar las vías en función del tráfico estimado al año de diseño, en función del TPDA. A continuación, se expondrá la clasificación funcional de las vías en función del TPDA:

Tabla 8 - Clasificación funcional de las vías en base al TPDA

CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LAS VÍAS EN BASE AL TPDAD			
Descripción	Clasificación funcional	Tráfico promedio diario anual (TPDAD) al año de horizonte	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o carretera mercantil	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 24)

Donde:

TPDA: Tráfico Promedio Diario Anual

TPDAD: Tráfico Promedio Diario Anual al año de horizonte o año de diseño.

C1: Carretera de mediana capacidad.

C2: Carretera convencional básica y camino básico.

C3: Camino agrícola y/o forestal

Por lo tanto, si la vía entra a funcionar en el año 2020, su TPDAD será igual a 261, entonces, de acuerdo con la tabla, se encuentra en el intervalo correspondiente a "C3", que corresponderá a un camino agrícola o forestal.

### 3.6. Número de ejes equivalentes

Tabla 9 - Número de ejes equivalentes

TIPO DE VEHÍCULO	PRIMER AÑO (2020)
BUS	114
CAMIÓN (2 EJES)	18
CAMIÓN (3 EJES)	10
CAMIÓN (5 EJES)	6
CAMIÓN (6 EJES)	1
TOTAL	149

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Entonces, para el lapso de veinte años se tiene:

*Tabla 10 - Número de ejes equivalentes en 20 años*

TIPO DE VEHÍCULO	ÚLTIMO AÑO (2040)
BUS	158
CAMIÓN (2 EJES)	24
CAMIÓN (3 EJES)	14
CAMIÓN (5 EJES)	8
CAMIÓN (6 EJES)	1
TOTAL	205

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Con estos resultados, se procederá a determinar el factor de carga equivalente.

Para ello, se determinarán los números de ejes de 8,2 (T), que es el eje patrón,

entonces:

- $F_s = \left(\frac{LS}{8,2}\right)^4$  (EJE SIMPLE) (3.3.1)
- $F_t = \left(\frac{LS}{15}\right)^4$  (EJE TÁNDEM) (3.3.2)
- $F_{tr} = \left(\frac{LS}{18,2}\right)^4$  (EJE TRÍDEM) (3.3.3)

*Tabla 11 - Determinación del Factor de carga equivalente*

TIPO DE VEHÍCULO	CARGA TOTAL (T)	CARGA/EJE (T)	%	FACTOR DE CARGA EQUIVALENTE/EJE
BUS	10	3,00	77	0,01379
		7,00		0,40891
CAMIÓN (2 EJES)	16,50	5,50	12	0,01659
		11,00		0,38859
CAMIÓN (3 EJES)	24,5	5,50	6,71	0,01358
		19,0		0,17273
CAMIÓN (5 EJES)	38,5	5,50	4,03	0,00082
		14,00		0,03058
		19,00		0,10374
CAMIÓN (6 EJES)	48,5	5,5	0,671	0,001358
		19,0		0,01727
		24,0		0,02029
TOTAL				1,18825

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Una vez obtenido el factor de carga total, se determinará el número de ejes de 8,2 (T). Como la calzada comprenderá dos carriles, entonces  $DT = 50\%$  en cada carril. El número de ejes de 8,2 (T) se lo determina en base a la expresión siguiente:

$$N(8,2) = \frac{(TPDAO + TDAF)}{2} * DT * n * 365 * FQE \quad (3.3.4)$$

$$\rightarrow N(8,2) = \frac{(149 + 205)}{2} * 0,5 * 20 * 365 * 1,18825 = 767669 \text{ cargas de 8,2 (T)}$$

## Capítulo 4 - Diseño Geométrico

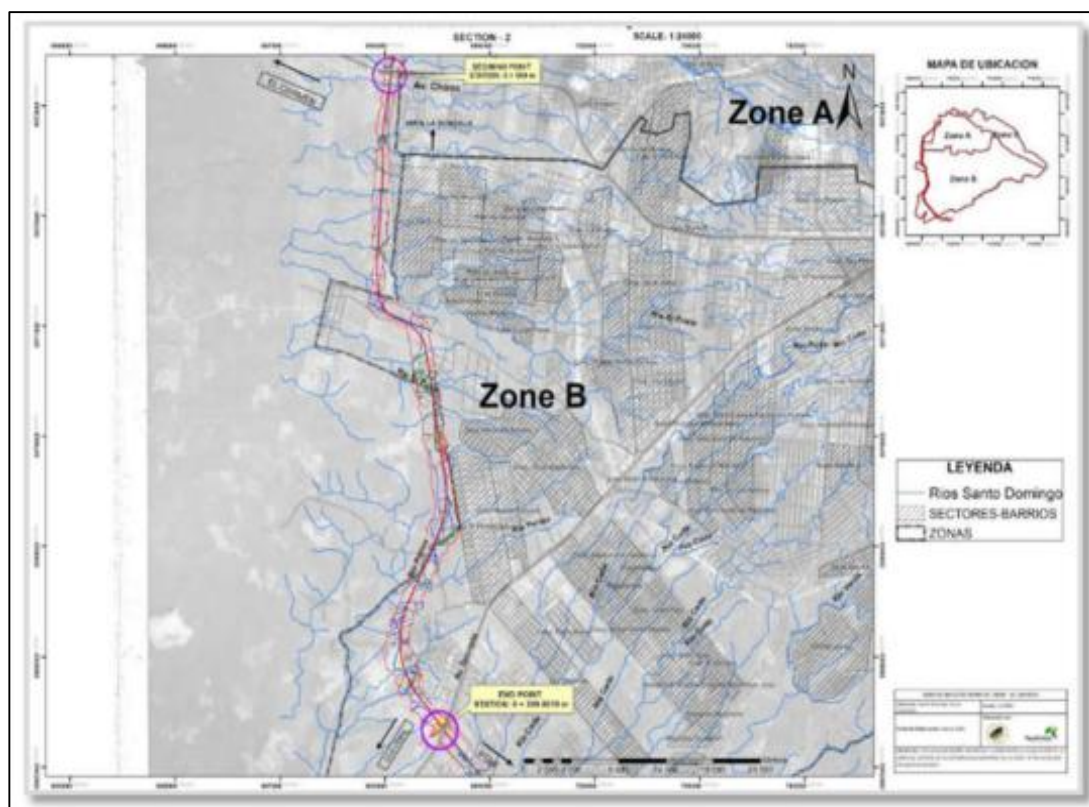
### 4.1. Alcance

La vía se diseñará con el propósito de actuar como interceptor - recolector de las aguas residuales transportadas por medio de tubería hacia la planta de tratamiento.

Además, servirá como camino de acceso a la planta de tratamiento de aguas residuales y para la instalación y mantenimiento de la tubería de transporte.

A continuación, se expondrá el croquis de la ruta por donde se diseñará el tramo, así como las actividades preliminares a las obras de diseño:

Figura 5 - Croquis de la ruta de diseño



Fuente: (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 240)

Tabla 12 - Actividades a realizarse

N.- ACTIVIDAD	INVESTIGACIÓN Y LEVANTAMIENTO DE DATOS	PERÍODO	REALIZADA POR:
1	Levantamiento topográfico	4 semanas	Consultor
2	Investigación geotécnica	2 semanas	Sub - consultor
3	Levantamiento de información sobre las fuentes de material	1 semana	Consultor
4	Levantamiento de información sobre vía de acceso existente	1 semana	Consultor
5	Levantamiento de información sobre cruces existentes de ríos: tubería de drenaje, alcantarilla	5 días	Consultor

Fuente: (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 242)

En lo que respecta a las estaciones de control transversal, estas fueron establecidas a una distancia máxima de 2500 (m) y a una distancia máxima de 100 (m). Los puntos SD – 12 y SD - 13, los mismos que se encuentran localizados en Santo Domingo. A continuación, se expondrá la descripción geográfica de dichos puntos:

*Tabla 13 - Ubicación geográfica de SD-12 y SD-13*

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	ELEVACIÓN (Z)	LATITUD	LONGITUD	ZONA UTM
SD-12	9967328.867	698552.199	469.857	-0,2954	-79,2159	17 S
SD-13	9967185.796	698517.206	466,75	-0,2967	-79,3162	17 S

*Fuente:* (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 242)

Las estaciones de control vertical están constituidas por referencias BM, las cuales fueron establecidas en referencias ubicadas dentro del proyecto vial, con intervalos de 2 Km a lo largo del proyecto vial.

El eje central fue trazado en intervalos iguales a 20 (m), por medio de este se pudo establecer el punto de intersección “PI”, el punto de curvatura “PC” y el punto de tangente “PT”. La nivelación de su perfil se efectuó cada 20 (m) junto con las estructuras de drenaje transversal tanto existentes como proyectadas (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 242).

El ancho transversal promedio es de 40 (m) para terreno plano, en donde se estableció un espacio de 9 (m) para la calzada, por lo tanto, los carriles carrozables tendrán un ancho de 4,5 (m).

En la investigación del acceso de vía existente, fueron identificados siete cruces de acceso existente de amplitudes variables, cuyos detalles se exponen a continuación:

*Tabla 14 - Ubicación de cruces de acceso*

UBICACIÓN (m)	AMPLITUD DE VÍA (m)	DESCRIPCIÓN
2 + 200	6 (ambos sentidos)	Vía al poste
4 + 540	4 (ambos sentidos)	Acceso a propiedades privadas
4 + 690	4 (ambos sentidos)	Vía pública
5 + 420	5 (ambos sentidos)	Acceso a propiedades privadas
5 + 520	4 (ambos sentidos)	Vía pública
5 + 600	4 (ambos sentidos)	Vía pública
5 + 900	5 (ambos sentidos)	Pasaje Antonio José de Sucre

*Fuente:* (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 242)

*Figura 6 - Estación 5+520*



*Figura 7 - Estación 5+900*



*Fuente: (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 312)*

En lo referente a los cruces de ríos, fueron identificados 12 cruces de distintos tipos, cuyos detalles descriptivos se exponen a continuación:

*Tabla 15.- Detalles de cruces*

UBICACIÓN (m)	DETALLES
100	Alcantarilla de cajón 2,0 X 1,5 (2 u.)
580	Alcantarilla de cajón 3,0 X 2,0 (2 u.)
880	Tubería de drenaje $\Phi$ 800 (mm) (1.u)
1 + 60	Alcantarilla de cajón 2, 0 X 1,5 (1 u.)
1 + 460	Tubería de drenaje $\Phi$ 800 (mm) (1.u)
1 + 600	Alcantarilla de cajón 3,0 X 3,0 (2 u.)
2 + 760	Tubería de drenaje $\Phi$ 1000 (mm) (1 u.)
2 + 960	Alcantarilla de cajón 2,5 X 2,0 (1 u.)
3 + 160	Alcantarilla de cajón 2,5 X 2,5 ( 1 u.)
3 + 460	Tubería de drenaje $\Phi$ 600 (mm) (1.u)
4 + 520	Alcantarilla de cajón 2,5 X 2,5 (1 u.)
4 + 640	Cambio de cauce del río
4 + 900	Alcantarilla de cajón 3,0 X 2,5 (1 u.)
5 + 180	Tubería de drenaje $\Phi$ 800 (mm) (1.u)
5 + 740	Alcantarilla de cajón 2,5 X 1,5 (1 u.)
6 + 20	Tubería de drenaje $\Phi$ 1200 (mm) (1.u)

*Fuente:* (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 313)



*Figura 8.- Estación 1+600*



*Fuente:* (Informe de Diseño definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 313)

*Figura 9 - Estación 4+520*



*Fuente:* (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 313)

## 4.2. Criterios de diseño

### 4.2.1. Velocidad de diseño.

La velocidad de diseño se escogerá de acuerdo al tráfico promedio diario calculado. Para el presente caso, como el TPDA proyectado para el lapso de veinte años luego de que la vía entre en funcionamiento es igual a 205,

Tabla 16 - Velocidades de diseño en función del TPDA

Clase de carretera	Volúmenes de TPDA	Valor Recomendable			Valor Absoluto (Valor Límite)		
		L	O	M	L	O	M
RI/RII	$\geq 8000$ TPDA	120	110	90	110	90	80
I	$3000 \leq \text{TPDA} \leq 8000$	110	100	80	100	80	70
II	$1000 \leq \text{TPDA} \leq 3000$	110	100	80	100	80	60
III	$300 \leq \text{TPDA} \leq 1000$	100	80	60	90	70	50
IV	$100 \leq \text{TPDA} \leq 300$	90	70	60	80	60	40
V	$\text{TPDA} \leq 100$	70	60	50	50	40	40

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 15)

Donde:

TPDA: Volumen de tráfico promedio diario anual proyectado en un lapso de tiempo de 15 a 20 años.

L: Terreno plano

O: Terreno ondulado

M: Terreno montañoso

Por lo tanto, de acuerdo con los resultados proyectados para el año 2040, el TPDA es igual a 205, por lo tanto, la velocidad de diseño tendrá un valor igual a 90 Kph. Se seleccionó este valor porque de acuerdo con lo estipulado en la tabla el TPDA se ubica en el intervalo correspondiente a la carretera de orden IV, de acuerdo con ello, entonces, como es un terreno plano (L), el valor recomendable de diseño es igual a 90 Kph.

La velocidad límite de circulación estará dada por las siguientes equivalencias:

$$V_c = 0,8 * V_d + 6,5 \quad (TPDA < 1000) \quad (4.2.1)$$

$$V_c = 1,32 * V_d^{0,89} \quad (1000 < TPDA < 3000) \quad (4.2.2)$$

Por lo tanto, se escoge la primera expresión, en donde  $V_c = 79 = 80$  (Kph).

La velocidad de circulación servirá como parámetro en la determinación de la distancia de visibilidad de parada de los vehículos, mientras que, por medio de la segunda expresión, se determinará la distancia de visibilidad para el rebasamiento vehicular. La velocidad de circulación disminuirá a medida que el volumen del tráfico aumente, esto se da debido a la interferencia que se crea a nivel inter vehicular, de ahí la importancia de la segunda expresión.

#### 4.2.2. Radios mínimos de curvatura.

El radio mínimo de curvatura horizontal es un valor límite para una velocidad de diseño previamente determinada. Este parámetro se lo determina de acuerdo al máximo peralte admisible junto con el coeficiente de fricción lateral. Si las condiciones del terreno o del tráfico exigen la determinación de curvaturas de radios con valores menores al mínimo establecido, deberán diseñarse peraltes con valores superiores a los límites prácticos operacionales para tráfico vehicular. De acuerdo con lo anterior, el radio de curvatura es un parámetro indispensable en la determinación del alineamiento.

En condiciones de seguridad, el radio mínimo de curvatura se obtendrá de acuerdo con la expresión:

$$\mathbf{R = \frac{V^2}{127*(e+f)}} \quad (4.2.3)$$

Donde:

R: Radio mínimo de curvatura (m).

V: Velocidad de diseño (obtenida en 4.2.1) (Kph)

e: Peralte máximo

f: Coeficiente de fricción lateral  $\leq 1,00$ .

El coeficiente de fricción lateral f, está en función de la velocidad de diseño y se lo determina de acuerdo con la expresión:

$$\mathbf{f = 0,19 - 6,26*10^{-4}*V} \quad (4.2.4)$$

Por lo tanto, para la velocidad de diseño obtenida en 4.2.1  $V_c = 90$  Kph, el coeficiente de fricción lateral es igual a:  $f = 0,13366$ .

$0,13366 < 1,00$  ¡OK!

En las carreteras de dos vías en el Ecuador, el peralte máximo recomendado es del 10 % (0,1). El peralte debe ser distribuido de tal forma que pueda haber una relación lógica entre el coeficiente de fricción lateral y la magnitud del peralte desarrollado, sobre este punto, se tratará con mayor amplitud en 4.2.3. Una vez que se toma como valor máximo el peralte de 0,1, se combinará con el coeficiente de fricción lateral obtenido en la expresión anterior, luego, en el diagrama radio de la curva Vs (e + f), se relaciona el valor de (e + f) con la velocidad de diseño y se proyectará al eje de las abscisas que equivaldrá al radio mínimo de curvatura calculado. A continuación, se

expone en forma tabulada los radios mínimos de curvatura calculados en función de los valores máximos de “e” y “f”:

*Tabla 17 - Radios mínimos de curvatura para valores límites de e y f*

Velocidad de diseño (Kph)	f (máximo)	e (máximo)	e + f	Radio mínimo (calculado) (m)	Radio mínimo (redondeado) (m)
40	0,165	0,1	0,265	47,5	50
50	0,159		0,259	76,0	80,0
60	0,252		0,352	112,0	115,0
70	0,146		0,246	156,0	160,0
80	0,140		0,240	210,0	210,0
90	0,134		0,234	273,0	275,0
100	0,127		0,227	346,0	350,0
110	0,121		0,221	431,0	435,0
120	0,115		0,215	527,0	530,0

*Fuente:* (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 21)

Entonces, para la velocidad de diseño obtenida, 90 Kph, el radio mínimo de curvatura calculado tiene un valor de 273 (m), el mismo que redondeado al múltiplo de cinco inmediato superior, da un valor de 275 (m).

El valor anterior se lo puede obtener también de acuerdo con los valores de  $TPDA_f$ , en los valores tabulados que se presentan a continuación:

*Tabla 18 - Valores de diseño de los radios mínimos para e máx.= 0,10*

Clase de carretera	Volúmenes de TPDA	Valor Recomendable			Valor Absoluto (Valor Límite)		
		L	O	M	L	O	M
RI/RII	$\geq 8000$ TPDA	530	435	275	435	275	210
I	$3000 \leq TPDA \leq 8000$	435	350	210	350	210	160
II	$1000 \leq TPDA \leq 3000$	435	350	210	350	210	115
III	$300 \leq TPDA \leq 1000$	350	210	115	275	160	80
IV	$100 \leq TPDA \leq 300$	275	160	115	210	115	60
V	$TPDA \leq 100$	160	115	80	80	50	50

*Fuente:* (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 21)

Como el TPDA proyectado para 20 años tiene un valor igual a 205, entonces corresponde al intervalo IV, cuyo valor para un terreno plano (L) corresponde a 275 (m), lo que corrobora la operación anterior, además que proporciona mayor exactitud

al cálculo. Por lo tanto, el radio mínimo de curvatura para la vía tendrá un valor igual a 275 (m).

#### 4.2.3. Peraltes máximos y mínimos.

Como se mencionó en 4.2.2, para las carreteras de dos vías en el Ecuador, el peralte máximo de diseño recomendado es del 10 %. Como se mencionó también en el citado numeral, el peralte deberá ser distribuido de modo tal que pueda haber una relación satisfactoria entre su magnitud y el coeficiente de fricción lateral, para que esto sea posible, será necesario remitirse a los siguientes criterios:

- La variación del peralte oscilará entre 0,00 hasta 0,10 en una proporción inversa al radio de curvatura, de acuerdo con la expresión (4.2.3):

$$e = \frac{v^2}{127 * R} - f \quad (4.2.5)$$

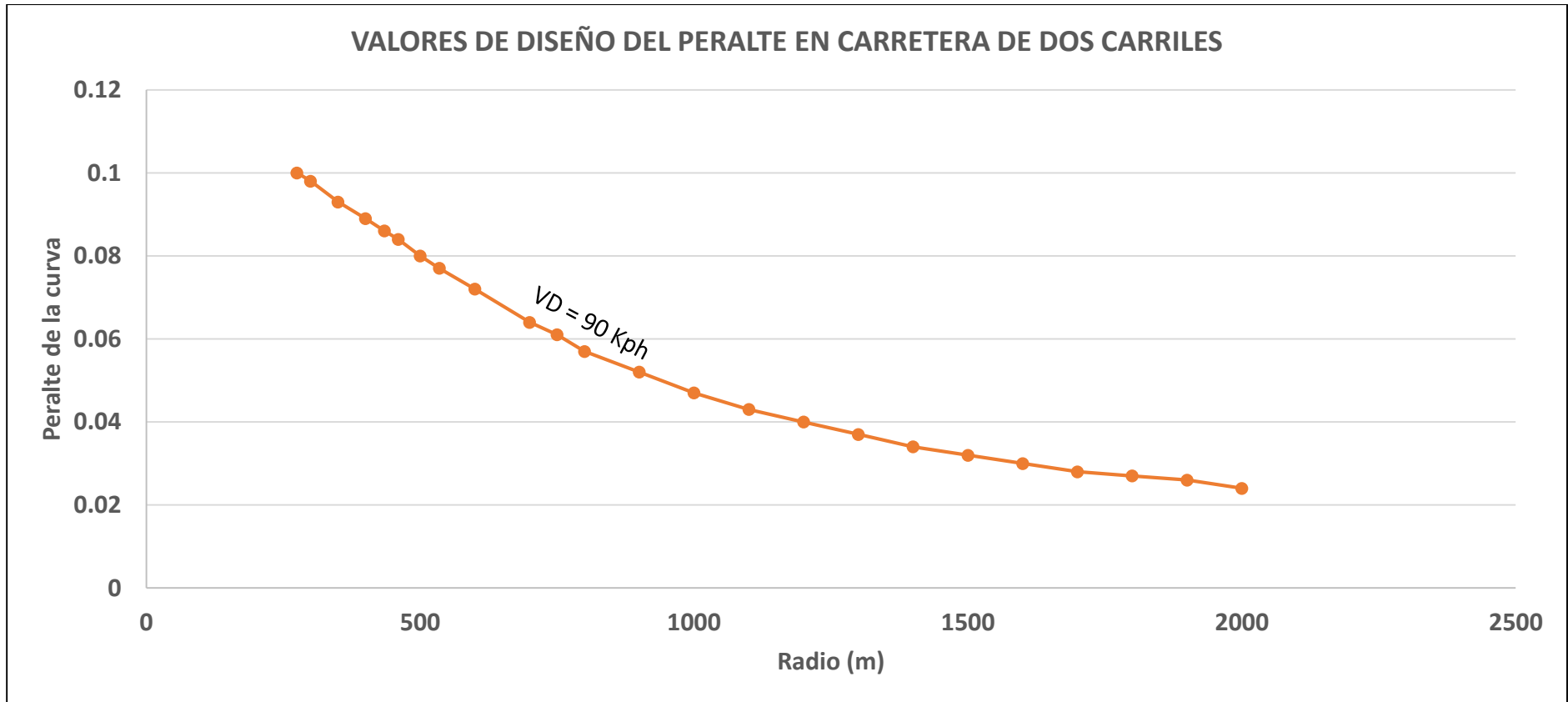
De acuerdo con (4.2.5), entonces, el peralte alcanzará su valor máximo cuando el radio tiene el valor mínimo.

- La magnitud del peralte tiene la particularidad de otorgar al mismo la capacidad de auto contrarrestar en su totalidad a la fuerza centrífuga producida por la velocidad de circulación del vehículo en tráfico con densidades moderadas independientemente del coeficiente de fricción, hasta el límite máximo, además, el peralte experimentará una auto variación proporcionalmente inversa al radio de curvatura (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 22).
- El peralte experimentará una relación curvilínea con los diversos radios de una curva, variando sus valores de acuerdo con los criterios anteriores, teniendo

dicha relación una distribución práctica a lo largo de toda su amplitud por medio de una parábola simple, siendo el eje de referencia la distancia horizontal (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005).

Para el caso de la velocidad de diseño obtenida, se muestra a continuación el diagrama AASHTO por medio del cual se diseñarán los peraltes de acuerdo con la longitud de la curvatura subtendida por los radios

Figura 10 - Valores de diseño del peralte en carretera de dos carriles



Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 105)



#### 4.2.4. Distancia de visibilidad

La distancia de visibilidad constituye un parámetro fundamental para que los vehículos que transiten por una vía carrozable lo hagan de una forma segura y eficiente. La distancia de visibilidad se la determinará en base a dos factores de importancia: La distancia necesaria para poder detener al vehículo y la distancia necesaria para que un vehículo pueda rebasar a otro (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 38).

##### 4.2.4.1. *Distancia de parada.*

La distancia mínima de visibilidad, se obtendrá por la fusión de la distancia recorrida a partir del instante en que un objeto es divisado en el camino por el conductor con la distancia necesaria para que el automotor logre detenerse por completo luego de que haya aplicado los frenos. La primera distancia dependerá del tiempo de percepción y reacción y la segunda del tiempo de frenado, por lo tanto, la distancia de parada se expresa:

$$\mathbf{d = d1 + d2} \quad (4.2.6)$$

Dónde:

d: Mínima distancia de visibilidad de parada (m).

d1: Distancia recorrida a partir de la visibilidad de un obstáculo hasta la aplicación de los frenos (m).

d2: Distancia recorrida por el automotor desde la aplicación de los frenos hasta su completa detención (m).

En lo referente al tiempo de percepción, este dependerá de los reflejos del conductor. De acuerdo con AASHTO, el tiempo promedio de percepción es aproximadamente igual a 1,5 segundos en condiciones normales, sin embargo, por

razones de seguridad, deberá considerarse un tiempo de reacción que abarque a las condiciones perceptivas de la totalidad de los conductores, por lo tanto, se lo asumirá con un valor igual a 2,5 (s). Una vez tomado en cuenta este aspecto, se determinará la expresión para el cálculo de d1:

$$d1 = 1000 * Vc * \frac{2,5 (s)}{3600 (s)}$$

$$\mathbf{d1 = 0,7 * Vc}$$

(4.2.7)

→

Donde:

d1: Distancia recorrida por el automotor en el lapso de tiempo percepción – reacción (m).

Vc: Velocidad de circulación del automotor (Kph)

Para la determinación de d2, se lo hará en base a la expresión para determinar la carga dinámica en donde se tomarán en cuenta los efectos del rozamiento entre las llantas y el pavimento, de acuerdo con ello se tiene:

$$d2 * f = \frac{P * Vc^2}{2 * g}$$

Donde:

d2: Distancia recorrida desde el instante en que se aplican los frenos hasta que el automotor se detiene por completo (m).

f: Coeficiente de fricción

Vc: Velocidad del automotor en el instante en que el conductor aplica los frenos (m/s)

g: Aceleración de la gravedad (9,8 m/s<sup>2</sup>)

Simplificada la expresión anterior, y expresado  $V_c$  en Kph,  $d_2$  se expresa:

$$d_2 = \frac{V_c^2}{254 * f} \quad (4.2.8)$$

En lo referente al coeficiente de fricción “f”, este no es uniforme, sino que varía de forma proporcional a la velocidad adquirida por el automotor. De acuerdo con AASHTO, “f” decrece a medida que la velocidad aumenta, interviniendo en esta variación parámetros de importancia como el tipo de las llantas, pavimento, presión del aire en los neumáticos, las características del sistema de freno, entre los más importantes (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 40).

El coeficiente de fricción en pavimentos húmedos, se lo determina de acuerdo con la expresión 4.2.9:

$$f = \frac{1,15}{V_c^{0,3}} \quad (4.2.9)$$

Donde:

f: Coeficiente de fricción

$V_c$ : Velocidad del automotor (Kph)

Es necesario indicar que  $V_c$  no es igual al valor de la velocidad de diseño. A continuación, se expondrá el cuadro que indica los diferentes valores de diseño en función de los tipos de vías y el TPDA:

Tabla 19 - Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas de parada

Clase de carretera	Volúmenes de TPDA	Valor Recomendable			Valor Absoluto (Valor Límite)		
		L	O	M	L	O	M
RI/RII	$\geq 8000$ TPDA	220	190	140	190	160	110
I	$3000 \leq \text{TPDA} \leq 8000$	190	160	110	160	110	90
II	$1000 \leq \text{TPDA} \leq 3000$	190	160	110	160	110	75
III	$300 \leq \text{TPDA} \leq 1000$	160	110	75	140	90	60
IV	$100 \leq \text{TPDA} \leq 300$	140	90	75	110	75	45
V	$\text{TPDA} \leq 100$	90	75	60	60	45	45

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 41)

Tabla 20 - Distancia de visibilidad mínima para la parada de un vehículo

Velocidad de diseño (Vd) (Kph)	Velocidad de circulación asumida (Vc) (Kph)	Percepción + Reacción Para frenaje		Coeficiente de fricción (f)	Distancia de frenaje gradiente cero (m)	Distancia de visibilidad	
		Tiempo (s)	Distancia recorrida (m)			Calculada (m)	Redondeada (m)
40	39	2,5	27,10	0,384	15,60	42,70	45,00
50	47		32,70	0,362	24,00	56,70	60,00
60	55		38,20	0,344	34,60	72,80	75,00
70	63		43,80	0,332	47,10	90,90	100,00
80	71		49,40	0,320	61,80	111,20	110,00
90	79		55,30	0,310	79,26	134,56	140,00
100	87		60,50	0,301	99,00	159,60	160,00
110	95		66,50	0,293	121,27	187,77	190,00
120	103		72,10	0,287	145,53	217,63	220,00

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 42)

Por lo tanto, de acuerdo con la tabla, para el caso del presente estudio, como la velocidad de diseño es igual a 90 Kph, entonces, la distancia máxima de visibilidad para que los vehículos que transiten por la vía se detengan por completo será igual a 140 (m) (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 41).

#### 4.2.4.2. Distancia de rebasamiento.

Esta distancia se determina en base a la longitud necesaria de vía para poder realizar la maniobra de rebasamiento de una forma segura. Esta distancia se compone por cuatro distancias parciales que son las siguientes:

- $d_1$ : Distancia que recorre el automotor rebasante en el lapso de tiempo acción/reacción y la aceleración inicial hasta el carril izquierdo de la vía.
- $d_2$ : Distancia que recorre el automotor rebasante en el tiempo que transcurre el tránsito por el carril izquierdo.
- $d_3$ : Distancia que recorre el automotor que viaja en sentido opuesto en el lapso correspondiente a los dos tercios del tiempo empleado por el automotor rebasante mientras ocupe el carril izquierdo (las dos terceras partes de  $d_2$ ). Para ello, se supone que la velocidad del automotor que circula en sentido contrario es igual a la del rebasante.
- $d_4$ : Distancia existente entre el automotor rebasante y el que circula en sentido opuesto, al final de la maniobra de rebasamiento. (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 47)

Por lo tanto, la distancia de visibilidad de rebasamiento de un vehículo es igual a la suma de las cuatro distancias:

$$\mathbf{d_r = d_1 + d_2 + d_3 + d_4} \quad (4.2.10)$$

Donde:

$$\mathbf{d_1 = 0,14*t_1*(2V - 2m + at_1)} \quad (4.2.11)$$

$$\mathbf{d_2 = 0,28*V*t_2} \quad (4.2.12)$$

$$\mathbf{d_3 = 0,187*V*t_2} \quad (4.2.13)$$

Donde:

t1: Tiempo de la maniobra inicial (s)

t2: Tiempo de ocupación del carril izquierdo del vehículo rebasante (s)

V: Velocidad promedio del automotor rebasante (Kph)

m: Diferencia de velocidades entre el automotor rebasante y automotor rebasado (Kph). Por lo general es igual a 16 (Kph).

a: Aceleración media del automotor rebasante (Kph/s)

En lo referente a la distancia  $d_4$ , esta es una distancia variable, de acuerdo con AASHTO, oscila en un rango entre 30 hasta 91 metros

De acuerdo con AASHTO, se tienen las diferentes distancias de visibilidad de rebasamiento de automotores:

*Tabla 21 - Distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo*

Velocidad de diseño (Kph)	Velocidad de circulación asumida (Kph)	Velocidad del vehículo rebasante (Kph)	Mínima distancia de visibilidad para el rebasamiento (m)	
			Calculada	Redondeada
40	35	51	268	270
50	43	59	345	345
60	50	66	412	415
70	58	74	488	490
80	66	82	563	565
90	73	89	631	640
100	79	95	688	690
110	87	103	764	830

*Fuente:* (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 50)

Por lo tanto, para la velocidad de diseño de 90 (kph), la distancia máxima de visibilidad para el rebasamiento será igual a 640m.

De acuerdo con AASHTO, las distancias de rebasamiento pueden determinarse también de acuerdo con el TPDA, de acuerdo con la tabla que se expone a continuación:

Tabla 22 - Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas

Clase de carretera	Volúmenes de TPDA	Valor Recomendable			Valor Absoluto (Valor Límite)		
		L	O	M	L	O	M
I	$3000 \leq TPDA \leq 8000$	830	690	565	690	565	490
II	$1000 \leq TPDA \leq 3000$	830	690	565	690	565	415
III	$300 \leq TPDA \leq 1000$	690	565	415	640	490	345
IV	$100 \leq TPDA \leq 300$	640	490	415	565	415	270
V	$TPDA \leq 100$	490	415	345	345	270	270

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 51)

Por lo tanto, de acuerdo con la tabla, para una vía de orden IV, se puede comprobar que la distancia de rebasamiento es igual a 640 (m), valor que fue determinado en base a la velocidad de diseño.

### 4.3. Alineamiento horizontal

#### 4.3.1. Curvas circulares

Las curvas circulares simples son arcos de circunferencia de un solo radio, que constituyen la opción a la que se recurre en un buen número de casos para unir dos alineaciones viales rectas. La longitud de la curvatura está dada por la expresión

(4.3.1)

$$L_s = \frac{\theta * \pi * R}{180^\circ} \quad (4.3.1)$$

Donde:

Ls: Longitud mínima de la curva circular (m)

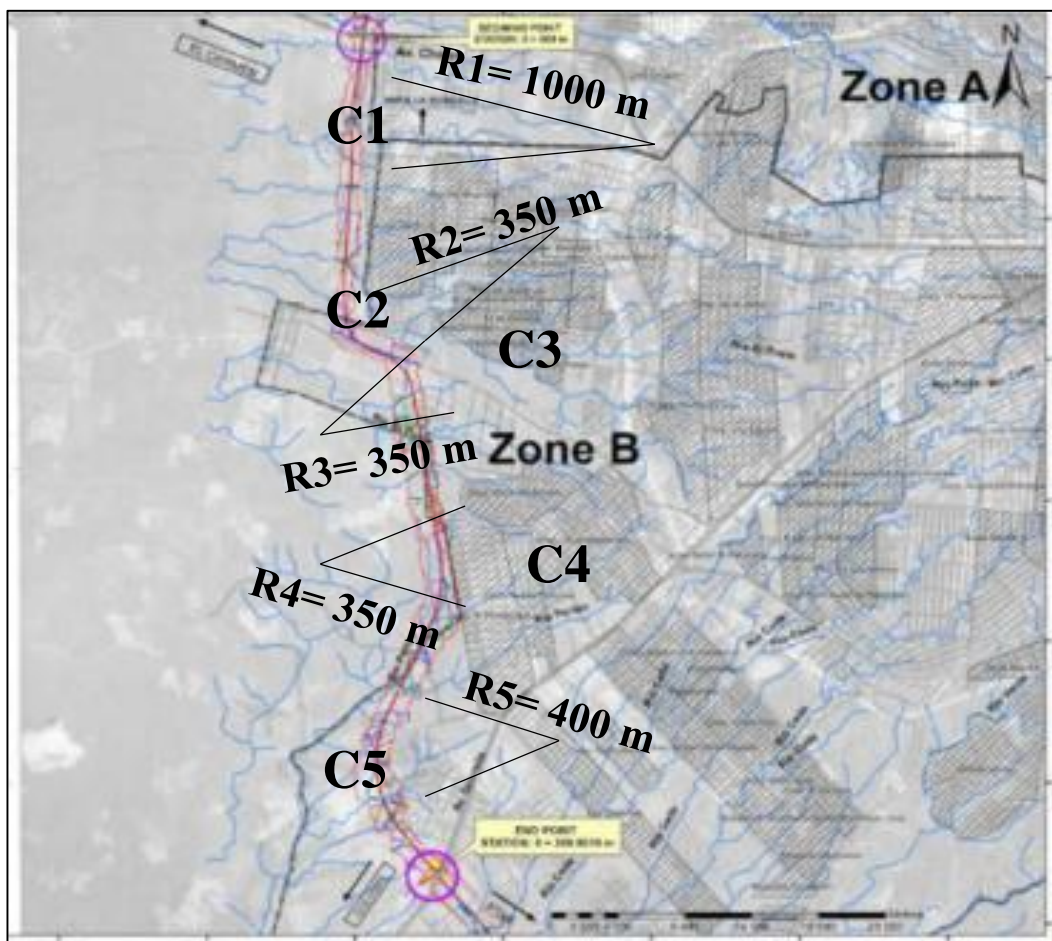
$\theta$ : Ángulo de deflexión formado por la prolongación

R: Radio de curvatura (m)

Por lo tanto, en el tramo en donde se diseñará la vía, se proyectarán cinco curvas, donde la primera de estas es sumamente corta, casi tangente al trayecto, mientras que las otras cuatro son curvas cóncavas respectivamente. Como el radio mínimo de

diseño obtenido en 4.2.2, tiene un valor de 275 (m), entonces se asignarán valores mayores a este para obtener espacios longitudinales acordes con las dimensiones observadas en el croquis.

*Figura 11* - Ubicación de los radios de curvatura



*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

De acuerdo con el croquis, entonces, las dimensiones de los radios de curvatura son las indicadas, una vez asignados dichos valores, se calcularán las longitudes de curvatura por medio de 4.3.1, con lo cual se obtienen los valores que se exponen a continuación:

De esta forma se obtendrán los ejes de la vía que deberán delinearse una vez efectuados tanto los cortes como los rellenos en el terreno.



Tabla 23 - Cuadro de elementos de curva y coordenadas

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVA Y COORDENADAS													
ENTIDAD N° PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
				694.339									
1	6° 50' 30"	1000	119.411	1107.497	0+754.12	0+694.34	0+813.75	697950.012	9972553.175	697958.899	9972612.287	697948.231	9972493.425
2	66° 07' 08"	350	403.897	86.964	2+149.06	1+921.25	2+325.14	697908.441	9971158.712	697915.229	9971386.42	698113.906	9971060.319
3	55° 24' 21"	350	338.455	1328.781	2+595.89	2+412.11	2+750.56	698358.092	9970943.384	698192.34	9971022.758	698386.858	9970761.873
4	31° 27' 13"	350	192.14	1099.803	4+177.90	4+079.34	4+271.48	698610.278	9969352.129	698594.851	9969449.471	698572.644	9969261.039
5	57° 49' 33"	400	403.701	610.87	5+592.22	5+371.29	5+774.99	698068.324	9968040.385	698152.686	9968244.574	698196.235	9967860.249

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

### 4.3.2. Determinación del ángulo de peralte

Una vez que se han determinado los radios de curvatura y sus respectivas longitudes, se procederá a determinar su ángulo de peralte en función de dichos radios y la velocidad de diseño. Para efectuar esta operación, se recurrirá al diagrama de determinación del peralte de acuerdo a la velocidad de diseño, en donde en el eje de las abscisas corresponde al radio de curvatura, mientras que el eje de las ordenadas corresponde al ángulo de peralte, por lo tanto, se ubicará en el eje de las abscisas el valor de los radios de curvatura asignados, se subirá hasta la curva de la velocidad de diseño y una vez que la proyección del valor de dicho valor coincida con la referida curva, se proyectará hacia el eje de las ordenadas en donde dicho valor corresponderá al ángulo de peralte requerido. Una vez explicado el procedimiento, entonces, se indicarán los respectivos valores:

$$C1 \rightarrow \theta_1 = 0,047$$

$$C2, C3 \rightarrow \theta = 0,095$$

$$C4 \rightarrow \theta_4 = 0,098$$

$$C5 \rightarrow \theta_5 = 0,086$$

#### 4.3.2.1. *Desarrollo del peralte.*

Para el presente caso, el peralte se desarrollará mediante el método del giro de la calzada alrededor de su eje central, para ello se requerirá de tres parámetros fundamentales:

L: Valor de la longitud requerida dentro de la tangente de la curvatura para efectuar el giro del plano de la pista o carril exterior hasta que este logre alcanzar el ángulo de peralte previamente determinado.

i: Gradiente longitudinal por medio de la cual se producirá el desarrollo del peralte dentro de la tangente de curvatura.

a: Ancho de la calzada.

e: Ángulo de peralte

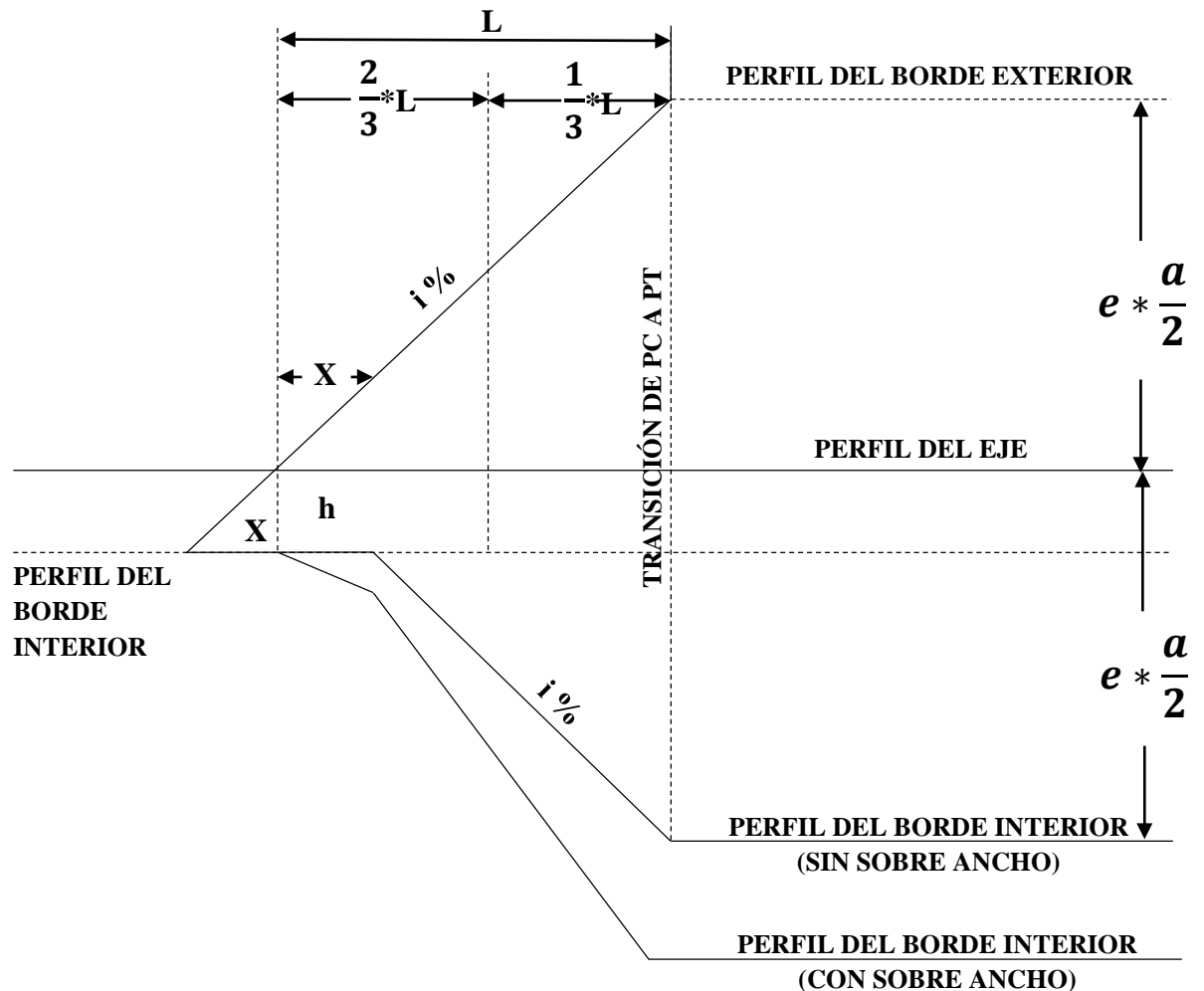
A continuación, se indican los valores de las gradientes longitudinales para el desarrollo del peralte:

Tabla 24 - Gradientes longitudinales de desarrollo del peralte.

Velocidad de diseño (Kph)	(i) Gradiente longitudinal necesaria para el desarrollo del peralte (porcentaje)
40	0,70
50	0,65
60	0,60
70	0,55
80	0,50
90	0,47
100	0,43
110	0,40

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 28)

Figura 12 - Desarrollo del peralte



Por semejanza de triángulos se tiene que:

$$\frac{e * a/2}{L} = \frac{h}{X}$$

Se sabe además que:  $i = \frac{h}{X}$ , entonces  $i = \frac{e * a/2}{L}$

Por lo tanto:

$$L = \frac{e * a}{2 * i}$$

Que es la longitud necesaria para que desarrolle el peralte por completo, entonces, para el presente caso la longitud de desarrollo del peralte se calculará en base a los siguientes parámetros:

$e = 0,047$  (C1),  $0,095$  (C2, C3),  $0,098$  (C4),  $0,086$  (C5)

$a = 9$  (m)

$i = 0,47$

Por lo tanto, las longitudes de desarrollo de las cinco curvas son:

LC1 = 45 (m)

LC2 = LC3 = 90,95 (m)

LC4 = 93,90 (m)

LC5 = 82,34 (m)

#### 4.4. Alineamiento Vertical

##### 4.4.1. Gradientes de Diseño.

Las gradientes a adoptarse en el diseño vertical están en relación directa con la topografía de la región. Es recomendable, en lo posible, escoger valores bajos más que nada para que las velocidades de circulación de los automotores sean razonables

y de esta forma su operabilidad esté garantizada. A continuación, se muestran los valores de diseño de gradientes máximas en función del TPDA.

*Tabla 25 - Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas.*

CLASE DE CARRETERA		VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
		L	O	M	L	O	M
I	$3000 \leq \text{TPDA} \leq 8000$	3	4	6	3	5	7
II	$1000 \leq \text{TPDA} \leq 3000$	3	4	6	4	6	8
III	$300 \leq \text{TPDA} \leq 1000$	3	5	7	4	7	9
IV	$100 \leq \text{TPDA} \leq 300$	4	6	8	6	8	10
V	$\text{TPDA} \leq 100$	4	6	8	6	8	12

*Fuente:* (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 52)

Con el fin de simplificar los costos de construcción, es recomendable para terrenos ondulados (O) y montañosos (M) realizar el incremento de la gradiente en un 1 %. En lo que respecta a las gradientes longitudinales mínimas, su valor más usual es del 0,5%. Se permitirá omitir las gradientes en los siguientes casos: cuando haya que efectuar rellenos que sobrepasen el metro de altura y cuando el pavimento tenga una gradiente transversal que permite el drenaje lateral de las aguas de las precipitaciones.

#### **4.4.1.1. Gradientes críticas de diseño.**

Son toda longitud máxima de gradiente cuesta arriba que permite la operatividad de un camión representativo cargado el cual no aminorará considerablemente su velocidad de circulación y de esta forma el flujo de tráfico no se afectará de forma considerable.

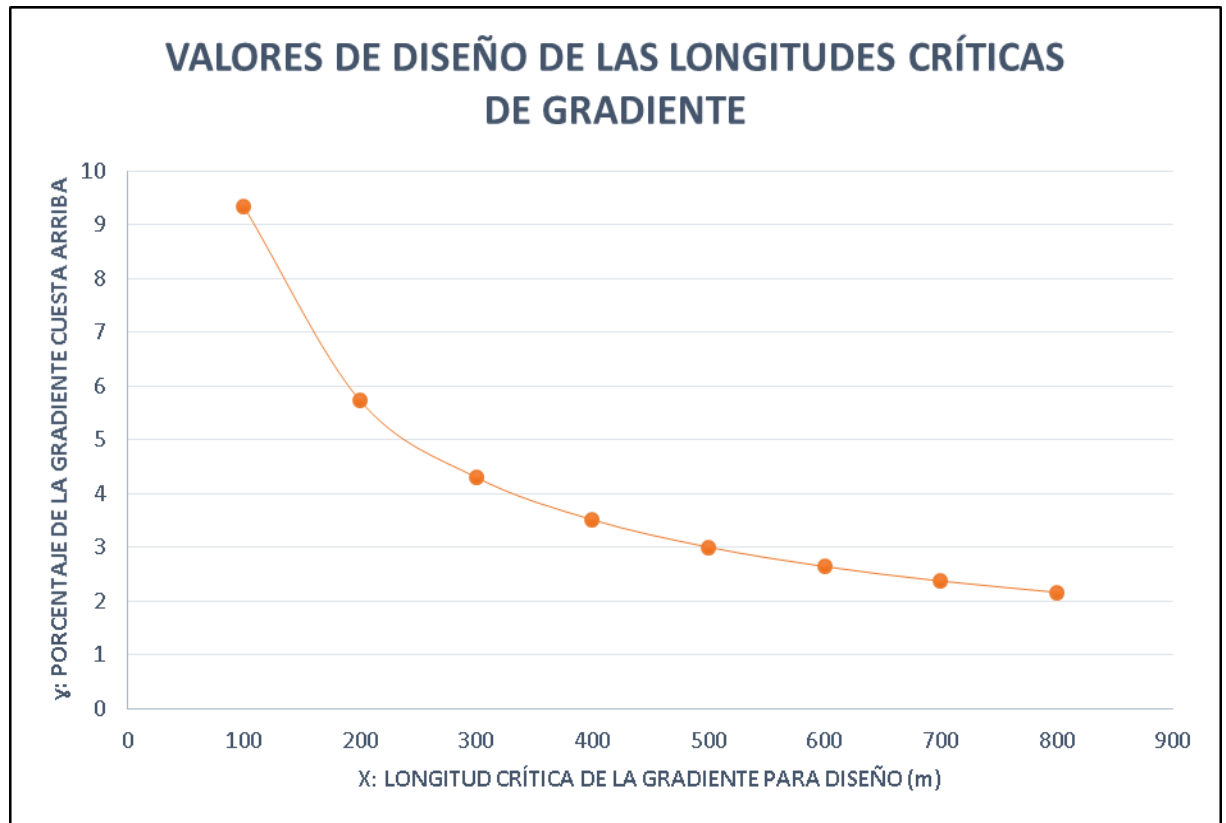
Los valores de diseño de longitudes críticas de gradiente se adoptarán de acuerdo a los siguientes criterios:

- Se asumirá que un camión cargado estándar tendrá una relación peso – potencia (Lb/HP) aproximadamente igual a 400.

- Toda longitud crítica de gradiente variará en función del decremento de la velocidad del automotor en cuesta arriba: cuando la velocidad se reduce con menor frecuencia, la longitud crítica de gradiente es mayor.
- Se fijará una base común en el aminoramiento de la velocidad: 25 Kph para efectos de la determinación de la longitud de gradiente crítica promedio.  
(Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 54)

De acuerdo a los criterios anteriores, se estableció una curva de estimación de las longitudes críticas de gradiente, las mismas que se determinaron a partir de operaciones experimentales efectuadas por ASSHTO en base a un valor de disminución de velocidad igual a 25 Kph.

Figura 13 - Valores de diseño de las longitudes críticas de gradiente



Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 115)

El modelo matemático que se ajusta mejor al gráfico anterior viene dado por la expresión 4.4.1:

$$Y = \frac{240}{X^{0,705}} \quad (4.4.1)$$

#### 4.4.2. Curvas Verticales

Las curvaturas verticales pueden ser de dos tipos: Convexas y cóncavas, las primeras se caracterizan por que en su trayectoria se presenta un punto máximo mientras que en las segundas se presenta un punto mínimo. La geometría de las curvaturas verticales viene siendo una parábola simple que se aproxima a una curva circular, de acuerdo con lo anterior, entonces, las ordenadas de la parábola a sus tangentes varían en función del cuadrado de la distancia horizontal a partir del punto de tangencia de la curva, la misma que se expresa por la siguiente ecuación:

$$Y = \left[ \frac{X}{L} \right]^2$$

(4.4.2)

$$h = \left[ \frac{2 * X}{L} \right]^2$$

(4.4.3)

Dónde “Y” viene siendo la ordenada común y “h” viene siendo la ordenada máxima, la misma que se la determina en base a la expresión (4.4.4) (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 55):

$$h = \frac{A * L}{800} \quad (4.4.4)$$

Donde:

A: Diferencia algébrica entre gradientes (porcentaje)

X: Distancia horizontal desde el punto de tangencia a la ordenada (m).

L: Longitud de la curva vertical (m)

La relación  $\frac{L}{A}$  es la expresión de la longitud de la curvatura en metros por cada tanto por ciento de la diferencia algébrica entre gradientes, dicha relación adoptará el nombre de “coeficiente K”, o simplemente “K”, el mismo que permitirá la determinación de la longitud de las curvaturas verticales de acuerdo a la velocidad de diseño de la vía (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 55).

En las curvaturas verticales convexas, su longitud mínima se determina de acuerdo a los requerimientos de la distancia de visibilidad de parada de un automotor, tomando en cuenta que la altura del ojo del conductor es de 1,15 (m) y la altura promedio de un objeto que se divisa sobre la carretera es de 15 (cm), de acuerdo con estas condiciones, entonces, la longitud de curvatura se calculará de acuerdo con la expresión (4.4.5):



$$L = \frac{A \cdot S^2}{426} \quad (4.4.5)$$

Condición:  $S < L$

Donde:

L: Longitud de la curva vertical convexa (m).

A: Diferencia algebraica entre las gradientes expresada en porcentaje.

S: Distancia de visibilidad de parada de un automotor (m)

En caso que  $S > L$ , podrá usarse (4.4.5), en donde el resultado tendrá un error mínimo.

Simplificada la expresión (4.4.5), se tiene:

$$L = K \cdot A \quad (4.4.6)$$

El valor de la longitud mínima absoluta de las curvas verticales convexas, se determina de acuerdo con la expresión (4.4.7)

$$L_{\min} = 0,6 \cdot V \quad (4.4.7)$$

Donde:

V: Velocidad de diseño (Kph)

A continuación, se exponen los valores del coeficiente “K” de acuerdo a las velocidades de diseño y distancias de visibilidad de parada “S”.

Tabla 26 - Curvas verticales convexas mínimas

VELOCIDAD DE DISEÑO (Kph)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA "S" (m)	$K = \frac{S^2}{426}$	
		CALCULADO	REDONDEADO
40	45	4,7	5,0
50	60	8,4	8,0
60	75	13,2	13,0
70	90	19,0	19,0
80	110	28,4	28,0
90	140	46,0	46,0
100	160	60,0	60,0
110	190	84,7	85,0
120	210	103,5	105,0

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 53)

En lo referente a las curvas verticales cóncavas, por motivos de seguridad, estas deben tener una longitud lo suficientemente extensa con el propósito de que las longitudes de las ondas luminosas de los faros del automotor tengan un valor lo más equivalente posible a la distancia de visibilidad necesaria para que este se detenga por completo, para que este objetivo se cumpla, se determina su longitud por medio de la expresión 4.4.8:

$$L = \frac{A * S^2}{122 + 3,5 * S} \quad (4.4.8)$$

Condición:  $S < L$

La expresión (4.4.8) asume que los faros del automotor están a 60 m de altura con un grado de divergencia de los rayos de luz hacia arriba con respecto al eje longitudinal del automotor.

En el caso que  $S > L$ , podrá usarse (4.4.8), en donde el resultado tendrá un error mínimo.

Simplificada a su más simple expresión, (4.4.8) queda semejante a la ecuación (4.4.6)

A continuación, se exponen los valores del coeficiente “K” de acuerdo a las velocidades de diseño y distancias de visibilidad de parada “S”.

*Tabla 27 - Curvas verticales cóncavas mínimas*

VELOCIDAD DE DISEÑO (Kph)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA “S” (m)	$K = \frac{S^2}{426}$	
		CALCULADO	REDONDEADO
40	45	7,2	7,0
50	60	10,8	11,0
60	75	14,6	15,0
70	90	18,5	18,0
80	110	23,8	24,0
90	140	32,0	32,0
100	160	37,5	38,0
110	190	45,9	46,0
120	210	51,4	52,0

*Fuente:* (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 60)

El valor de la longitud mínima absoluta de las curvas verticales cóncavas es semejante a la expresión (4.4.7).

#### **4.4.3. Criterios generales para el alineamiento vertical**

A continuación, se expondrán los principales criterios a tomarse en cuenta en el alineamiento vertical:

- Deberán descartarse perfiles que tengan gradientes reversas agudas y continuas, combinadas con alineamientos horizontales en una gran extensión y en trayectoria rectilínea, debido a que encierran un serio peligro; para evitar esta situación, se sugieren dos alternativas: introducir una curvatura horizontal o la asignación de pendientes menos empinadas por medio de mayores cortes o rellenos.
- Deben descartarse perfiles compuestos por un par de curvaturas verticales de idéntica dirección entrelazadas por tangentes cortas.
- En el caso de ascensos largos, se recomienda que las gradientes más empinadas se ubiquen al comienzo del ascenso y se suavicen en la

proximidad de la cima, además de lo anterior, es adecuado el empleo de un tramo de pendiente máxima y a continuación un tramo corto de pendiente menos empinada que permita que los automotores pesados aumenten un poco su velocidad para luego continuar en un tramo de pendiente máxima, se sugiere el procedimiento anterior para evitar la proyección de un tramo largo de pendiente única, sobre todo en carreteras con velocidades de diseño bajas como en el caso del presente trabajo (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 64).

- Es necesario tener en cuenta al seleccionar la curva vertical a emplearse para un enlace determinado su apariencia estética junto con los requisitos necesarios para obtener un drenaje adecuado de la calzada.

#### **4.4.4. Combinación de alineamientos horizontales y verticales**

Para obtener una adecuada combinación entre el perfil vertical y el alineamiento horizontal, es necesario tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Deberá descartarse todo alineamiento horizontal compuesto por tangentes y curvaturas de grandes radios en lugar de gradientes largas y empinadas, también deberán omitirse los alineamientos con curvaturas de radios pequeños y gradientes casi llanas. Es necesario fusionar adecuadamente ambos criterios para obtener un diseño satisfactorio que permita la fácil operabilidad de los automotores.
- Deberá omitirse la introducción de curvas horizontales agudas dentro o en las proximidades de la cima de curvaturas verticales convexas de pendiente pronunciada, para ello es necesario dar a la curva horizontal mayor longitud que a la vertical.

- Deberá descartarse la proyección de curvas horizontales agudas ya sea dentro o en las proximidades del punto mínimo de curvaturas verticales cóncavas pronunciadas.
- En vías de dos carriles, se dará prioridad a la dotación de tramos para rebasamiento de automotores a intervalos frecuentes antes que a la composición de alineamientos horizontales y verticales.
- En la vecindad de las intersecciones de carreteras deberán proyectarse curvas de grandes radios y gradientes suaves a la medida de su factibilidad.
- Es de suma importancia la coordinación entre el alineamiento horizontal y el perfil vertical durante la fase de diseño preliminar del proyecto vial, fusionando ambos hasta lograr un resultado satisfactorio. (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 65)

#### **4.4.5. Cálculo de la curva vertical**

Una vez expuestos y conocidos los criterios de alineación vertical, se procederá con la determinación de las longitudes de curvatura en cada uno de los tramos propuestos para que pasen las mismas. A continuación, se resumirán los cálculos efectuados en una tabla diseñada con el propósito de simplificar dichos cálculos en la mayor medida posible, las longitudes se redondearán al múltiplo de diez más próximo. De acuerdo con la geometría obtenida en el plano se determinará el tipo de curvatura (cóncava o convexa) junto con las gradientes apropiadas para el diseño. Es aconsejable guiarse por el abscisado para de esta forma obtener un valor lo más preciso posible para las longitudes de curvatura.

Tabla 28 - Tabla de cálculo de curvaturas verticales

TIPO DE CURVA	ABSCISA (m)	COTA (m)	GRADIENTE INICIAL (%)	GRADIENTE FINAL (%)	A(%)	K	LONGITUD DE LA CURVA (m)
CÓNCAVA	0+100	467,0	-4	1,87	5,87	32,00	188
CONVEXA	0+340	471,5	1,87	-3,12	4,99	46,00	230
CÓNCAVA	0+580	464,0	-3,12	1,10	4,22	32,00	140
CONVEXA	1+080	469,5	1,10	-1,30	2,40	46,00	110
CÓNCAVA	1+580	463,0	-1,30	0,49	1,79	32,00	57
CONVEXA	2+360	466,8	0,49	-0,20	0,69	46,00	32
CÓNCAVA	3+340	464,8	-0,20	3,91	4,11	32,00	132
CONVEXA	3+780	482,0	3,91	0,56	3,35	46,00	155
CONVEXA	3+960	483,0	0,56	-2,50	3,06	46,00	141
CONVEXA	4+200	477,0	-2,50	-3,48	0,98	46,00	45
CÓNCAVA	4+430	469,0	-3,48	0,62	4,10	32,00	131
CONVEXA	4+590	470,0	0,62	-3,33	3,95	46,00	182
CÓNCAVA	4+800	463,0	-3,33	-0,28	2,77	32,00	98
CÓNCAVA	4+980	462,5	-0,28	-0,17	0,11	32,00	356
CONVEXA	5+580	461,50	-0,17	-1,19	1,02	46,00	47
CÓNCAVA	6+000	456,50	-1,19	3,52	4,71	38,00	179

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

#### 4.4.6. Cálculo de volúmenes

Una vez que se han determinado las cotas de proyecto, se procederá a la determinación de los volúmenes de corte y de relleno necesarios para llegar a la línea de rasante. Con ayuda del programa CivilCad es posible determinar dichos volúmenes de forma rápida. A continuación, se muestran los cálculos tabulados desde el origen hasta la abscisa 1+320.

Tabla 29 - Cálculo de Volúmenes

Tabla de Volúmenes Totales						
KM	Área Relleno [m <sup>2</sup> ]	Área Corte [m <sup>2</sup> ]	Volumen Relleno [m <sup>3</sup> ]	Volumen Corte [m <sup>3</sup> ]	Volumen Relleno Acumulado [m <sup>3</sup> ]	Volumen Corte Acumulado [m <sup>3</sup> ]
0+000	0.00	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020	18.98	0.00	189.83	25.90	189.83	25.90
0+040	10.39	0.00	293.75	0.00	483.58	25.90
0+060	2.96	1.09	133.51	10.89	617.09	36.79
0+080	11.35	0.00	143.12	10.89	760.21	47.68
0+100	304.27	0.00	3,156.22	0.00	3,916.43	47.68
0+106	303.18	0.06	1,821.41	0.18	5,737.84	47.85
0+120	121.98	0.00	2,976.78	0.42	8,714.62	48.27
0+140	2.66	0.78	1,246.37	7.79	9,960.98	56.06
0+160	0.00	8.35	26.57	91.27	9,987.55	147.33
0+180	0.00	14.64	0.00	229.86	9,987.55	377.19
0+200	0.26	2.93	2.56	175.64	9,990.11	552.83
0+220	2.21	0.65	24.62	35.73	10,014.73	588.56
0+240	0.00	10.31	22.06	109.54	10,036.79	698.10
0+260	0.00	18.06	0.00	283.65	10,036.79	981.75
0+280	0.00	15.90	0.00	339.52	10,036.79	1,321.27
0+300	23.57	0.00	235.74	158.96	10,272.54	1,480.23
0+320	15.39	0.00	389.65	0.00	10,662.19	1,480.23
0+340	0.00	22.87	153.91	228.68	10,816.10	1,708.91
0+360	0.00	40.66	0.00	635.30	10,816.10	2,344.22
0+380	0.00	45.19	0.00	858.47	10,816.10	3,202.69
0+400	0.00	51.84	0.00	970.22	10,816.10	4,172.91
0+420	0.00	59.62	0.00	1,114.54	10,816.10	5,287.46
0+440	0.00	62.16	0.00	1,217.74	10,816.10	6,505.20
0+460	0.00	73.63	0.00	1,357.85	10,816.10	7,863.05
0+480	0.00	83.65	0.00	1,572.76	10,816.10	9,435.81
0+500	0.00	99.71	0.00	1,833.62	10,816.10	11,269.43
0+520	0.00	92.38	0.00	1,920.93	10,816.10	13,190.35
0+540	0.00	56.73	0.00	1,491.10	10,816.10	14,681.45
0+560	23.07	0.00	230.74	567.32	11,046.84	15,248.77
0+580	297.81	0.00	3,208.84	0.00	14,255.68	15,248.77
0+586	319.08	0.00	1,851.75	0.00	16,107.43	15,248.77
0+600	174.75	0.00	3,455.99	0.00	19,563.41	15,248.77

Tabla de Volúmenes Totales						
KM	Área Relleno [m2]	Área Corte [m2]	Volumen Relleno [m3]	Volumen Corte [m3]	Volumen Relleno Acumulado [m3]	Volumen Corte Acumulado [m3]
0+620	136.40	0.00	3,111.50	0.00	22,674.91	15,248.77
0+640	163.66	0.00	3,000.54	0.00	25,675.46	15,248.77
0+660	173.43	0.00	3,370.88	0.00	29,046.34	15,248.77
0+680	217.50	0.00	3,909.32	0.00	32,955.66	15,248.77
0+700	81.87	0.00	2,993.71	0.00	35,949.37	15,248.77
0+710	10.01	9.03	459.40	45.14	36,408.77	15,293.91
0+720	0.00	42.32	50.06	256.73	36,458.83	15,550.64
0+730	0.00	73.97	0.00	581.41	36,458.83	16,132.05
0+740	0.00	99.84	0.00	869.03	36,458.83	17,001.08
0+750	0.00	103.55	0.00	1,016.97	36,458.83	18,018.05
0+760	0.00	106.16	0.00	1,048.55	36,458.83	19,066.60
0+770	0.00	104.03	0.00	1,050.94	36,458.83	20,117.54
0+780	0.00	102.12	0.00	1,030.76	36,458.83	21,148.29
0+790	0.00	103.41	0.00	1,027.66	36,458.83	22,175.95
0+800	0.00	106.23	0.00	1,048.23	36,458.83	23,224.18
0+810	0.00	100.59	0.00	1,034.13	36,458.83	24,258.31
0+820	0.00	92.81	0.00	966.99	36,458.83	25,225.30
0+840	0.00	81.99	0.00	1,747.91	36,458.83	26,973.22
0+860	0.00	30.70	0.00	1,126.90	36,458.83	28,100.11
0+880	110.66	0.00	1,106.59	307.04	37,565.41	28,407.15
0+900	6.76	2.52	1,174.21	25.22	38,739.62	28,432.37
0+920	0.01	46.88	67.72	494.06	38,807.34	28,926.43
0+940	0.00	74.83	0.10	1,217.16	38,807.44	30,143.59
0+960	0.00	83.49	0.00	1,583.21	38,807.44	31,726.79
0+980	0.00	85.00	0.00	1,684.86	38,807.44	33,411.65
1+000	0.00	80.32	0.00	1,653.19	38,807.44	35,064.84
1+020	0.00	73.29	0.00	1,536.11	38,807.44	36,600.96
1+040	0.00	42.41	0.00	1,157.02	38,807.44	37,757.97
1+060	36.07	0.00	360.70	424.13	39,168.14	38,182.10
1+067	65.10	0.00	354.29	0.00	39,522.43	38,182.10
1+080	28.00	0.00	605.02	0.00	40,127.45	38,182.10
1+100	5.09	0.70	330.99	6.95	40,458.44	38,189.05
1+120	0.00	15.33	50.95	160.24	40,509.39	38,349.29
1+140	0.00	58.70	0.00	740.32	40,509.39	39,089.61
1+160	0.00	86.58	0.00	1,452.86	40,509.39	40,542.47
1+180	0.00	91.27	0.00	1,778.53	40,509.39	42,321.00
1+200	0.00	71.14	0.00	1,624.10	40,509.39	43,945.10
1+220	0.00	19.92	0.00	910.57	40,509.39	44,855.66
1+240	0.00	40.40	0.00	603.22	40,509.39	45,458.88
1+260	0.00	74.46	0.00	1,148.66	40,509.39	46,607.55
1+280	0.00	99.27	0.00	1,737.28	40,509.39	48,344.83
1+300	0.00	105.19	0.00	2,044.61	40,509.39	50,389.44
1+320	0.00	84.40	0.00	1,895.93	40,509.39	52,285.38

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda



## Capítulo 5 - Diseño a nivel de Subrasante

### 5.1. Diseño de la estructura a nivel de subrasante

#### 5.1.1. Estimación del módulo de resiliencia.

De acuerdo con el informe técnico del estudio de suelos efectuado por el Ing. César Loor, que es el director de la empresa ASHOUSE y que desempeña como consultor en los estudios de suelos exclusivo de la empresa CONECUAKOR C.E.M cuyos resultados se los puede observar en (**Anexo No.14 - Estudios de Suelos**), en las conclusiones se tiene lo siguiente: *De los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio practicados a las muestras de los suelos recuperados en las seis exploraciones y que se resumen en el anexo N.- 01 , indican que la mayoría ( $\geq 70\%$ ) no son aptos para ser utilizados como relleno debido a su baja densidad y capacidad relativa de soporte , alta plasticidad, alta humedad y compresibilidad. (Loor Cedeño, 2018, pág. 18).*

Para determinar el valor estimado del módulo de resiliencia, se recurrirá a las expresiones (5.1.1) y (5.1.2)

$$MR = 1900 * CBR^{0,7} \text{ (PSI)} \quad (5.1.1)$$

$$MR = 1500 * CBR \text{ (PSI) (CBR} \geq 12\%) \quad (5.1.2)$$

Entonces, de acuerdo con las características de los suelos analizados, se estima que el CBR es menor al 12%, en este caso, se estimará un CBR del 8%, y por lo tanto se recurrirá a la expresión (5.1.1).

Por lo tanto,  $MR = 8145,48 \text{ (PSI)} = 8140 \text{ (PSI)}$

Nota: Se lo redondea al menor valor para no producir un exceso de carga.

### 5.1.2. Determinación del índice de serviciabilidad.

De acuerdo con la tabla, se determinarán los índices de serviciabilidad que presentará el pavimento en el transcurso de su período de vida útil.

Tabla 30 - Índices de serviciabilidad

ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD	TIPO DE SERVICIABILIDAD
5	EXCELENTE
4	BUENO
3	REGULAR
2	MALO
1	DAÑADO
0	DAÑADO COMPLETAMENTE

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 72)

El índice de serviciabilidad es recomendable no ubicarlo en valores extremos debido a que es casi ideal que el pavimento ofrezca excelentes condiciones, por un lado, y por otro, si el pavimento presenta condiciones pésimas, sería necesario rediseñarlo de forma íntegra. Por las razones anteriores, entonces, se optará por condiciones intermedias fijando el valor más alto en 4,2 y el más bajo en 2,0. Por lo tanto, la pérdida de serviciabilidad equivaldrá a la diferencia entre ambos valores, lo que dará un resultado de 2,2.

### 5.1.3. Determinación del número estructural

Para esta fase se utilizará el diagrama de la figura, en donde se seguirán los siguientes pasos:

- Se ubica el nivel de confiabilidad en el primer sub - diagrama. Los valores de nivel de confiabilidad se presentan en la tabla:

Tabla 31 - Niveles de confiabilidad

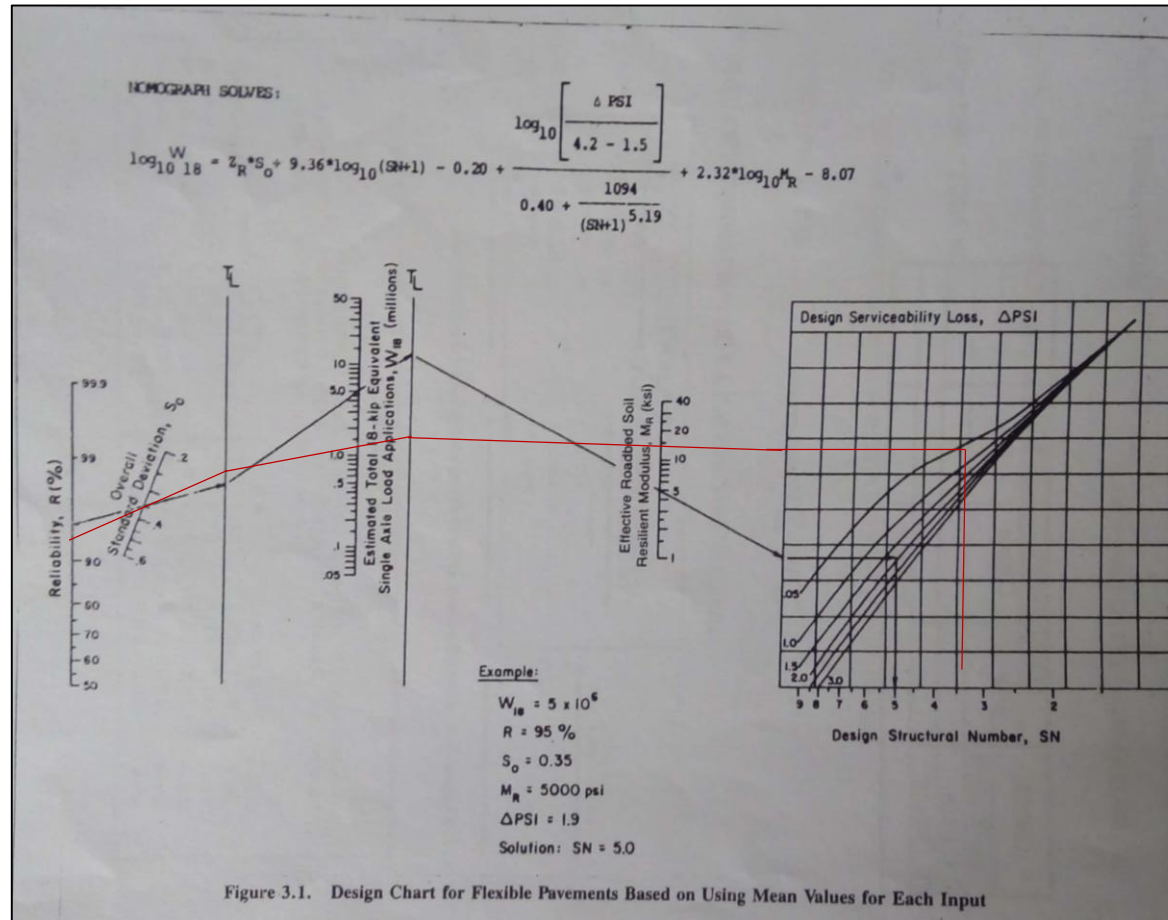
CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	NIVELES RECOMENDADOS DE CONFIABILIDAD	
	URBANOS	RURALES
CARRETERAS INTERESTATALES Y VIADUCTOS	85-99,9%	80-99,5%
ARTERIAS PRINCIPALES	80-99%	75-95%
CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	NIVELES RECOMENDADOS DE CONFIABILIDAD	
	URBANOS	RURALES
COLECTORES	80-95%	75-95%
LOCALES	50-80%	50-80%

*Fuente:* (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 72)

Para el caso del presente diseño, se asumirá un nivel de confiabilidad del 90%.

- En el segundo sub diagrama se ubicará la desviación estándar, la misma que para un pavimento flexible tendrá un rango de valores comprendido entre 0,40 hasta 0,50, entonces, para el presente caso se tomará un valor de 0,45.
- En el tercer sub diagrama, se ubicará el número de ejes de 8,2 (T) obtenido en 3.6 : 767669 cargas de 8,2 (T)
- En el cuarto sub diagrama se ubicará el módulo de resiliencia obtenido en 5.1.1: 8140 (PSI).
- Una vez ubicados los valores anteriormente mencionados, se procederá a unir los mismos de forma rectilínea, pero primero pasando por las líneas transversales para luego continuar con la unión hasta dar con el eje de las ordenadas del diagrama para determinar el número estructural.
- Con una recta paralela al eje de las abscisas se procederá hasta interceptar las curvas de valor “2” y “3”, entonces, a partir del punto de intersección se proyectará perpendicularmente al eje de las abscisas en donde se obtendrá el número estructural, el mismo que para el presente caso dio un valor igual a 3,00. En el diagrama de la figura 14 se puede ver el procedimiento descrito.

Figura 14 - Procedimiento de determinación del número estructural



Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

#### 5.1.4. Determinación de espesores

Una vez obtenido el número estructural se procederá a elaborar una tabla de cálculo en donde constarán la capa de rodadura, la base granular y la sub base con sus respectivos coeficientes del material y de drenaje, sin embargo, es importante resaltar que los coeficientes de drenaje solamente son exclusivos para material granular.

En el cuadro correspondiente a los coeficientes de capas, para la capa de rodadura se optará por un concreto asfáltico en donde su coeficiente será el valor más alto (en este caso 0,173). Para la base granular se escogió una grava de graduación uniforme fijando su respectivo coeficiente en 0,047, mientras que para la sub base granular se escogió una grava graduada uniformemente fijando su coeficiente en 0,038.

Para fijar los coeficientes de drenaje se recurrirá a las tablas 34 y 35, lo más probable es que llueva en un período comprendido entre tres a cinco meses, y por lo tanto, en la segunda columna, a la calidad del drenaje se la escogerá en la categoría de “bueno”, fijando su valor en 1,20.

En la determinación de los espesores, tendrá que jugarse con los espesores de las capas. El espesor de la capa de rodadura casi siempre se lo fija en 5 cm modificándose en muy raras ocasiones, no así los espesores de las siguientes capas. Se multiplican entre si los coeficientes del material y drenaje por su respectivo espesor, siendo el resultado de la multiplicación el número estructural requerido, y la suma total deberá tener un valor mayor o igual que el número estructural obtenido en 5.1.3. Si lo anterior no llegara a cumplirse, deberán aumentarse los espesores correspondientes a la base y sub base granular, preferiblemente en múltiplos de 5,0 hasta llegar a un resultado satisfactorio.

En la tabla, se muestra la determinación de espesores, puede verse que el valor obtenido (3,37) es ligeramente mayor que el número estructural obtenido (3,00), por lo tanto, cumple con las normas. Los espesores entonces, deberán ser aprobados por la fiscalización una vez que se proceda a la construcción del pavimento.

*Tabla 32 - Determinación del número estructural*

<b>CAPAS</b>	<b>COEFICIENTE DEL MATERIAL</b>	<b>COEFICIENTE DE DRENAJE</b>	<b>ESPESOR (cm)</b>	<b>NÚMERO ESTRUCTURAL</b>
CAPA DE RODADURA	0,173		5	0,87
BASE GRANULAR	0,047	1,20	20	1,13
SUB BASE GRANULAR	0,038	1,20	30	1,37
TOTAL				3,37

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Tabla 33 - Coeficientes de capas

CLASE DE MATERIAL	NORMAS	COEFICIENTE (CM)
CAPA DE SUPERFICIE		
CONCRETO ASFÁLTICO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 1000-1800 LB	0,134 -0,173
ARENA ASFÁLTICA	ESTABILIDAD DE MARSHALL 500-600 LB	0,079 – 0,118
CARPETA BITUMINOSA MEZCLADA EN EL CAMINO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 300 – 600 LB	0,059 – 0,098
CAPA DE BASE		
AGREGADOS TRITURADOS GRADUADOS UNIFORMEMENTE	P.I 0-4, CBR $\geq$ 100%	0,047 – 0,056
GRAVA GRADUADA UNIFORMEMENTE	P.I 0-4, CBR 30-60%	0,028-0,051
CONCRETO ASFÁLTICO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 1000 – 1600 LB	0,098-0,138
ARENA ASFÁLTICA	ESTABILIDAD DE MARSHALL 500-600 LB	0,059-0,098
CLASE DE MATERIAL	NORMAS	COEFICIENTE (CM)
AGREGADO GRUESO ESTABILIZADO CON CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN 28-46 Kg/cm <sup>2</sup>	0,079-0,139
AGREGADO GRUESO ESTABILIZADO CON CAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN 7 Kg/cm <sup>2</sup>	0,089-0,119
SUELO-CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN 18-32 Kg/cm <sup>2</sup>	0,047-0,079
CAPA DE SUB BASE		
ARENA-GRAVA, GRADUADA UNIFORMEMENTE	P.I 0-6, CBR 30%	0,032-0,043
SUELO - CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN 18-22 Kg/cm <sup>2</sup>	0,025-0,071
SUELO - CAL	RESITENCIA A LA COMPRESIÓN 8 Kg/cm <sup>2</sup>	0,059-0,071
MEJORAMIENTO DE SUB RASANTE		
ARENA O SUELO SELECCIONADO	P.I 0-10	0,020-0,025
SUELO CON CAL	3% MÍNIMO DE CAL EN PESO DE LOS SUELOS	0,028-0,029
<b>TRATAMIENTO SUPERFICIAL BITUMINOSO</b>		
TRIPLE RIEGO		*0,40
DOBLE RIEGO		*0,25
SIMPLE RIEGO		*0,15
	*USAR ESTOS VALORES PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTOS BITUMINOSOS, SIN CALCULAR ESPESORES	

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 95)

Tabla 34 - Determinación de la calidad de drenaje

DRENAJE	AGUA ELIMINADA EN
EXCELENTE	2 HORAS
BUENO	1 DÍA
REGULAR	1 SEMANA
POBRE	1 MES

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 100)

Tabla 35 - Determinación de la calidad de drenaje

CALIDAD DEL DRENAJE	PORCENTAJE DEL TIEMPO QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ESTA EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD CERCANOS A LA SATURACIÓN			
	< 1%	5 - 5%	5- 25%	>25%
EXCELENTE	1,4-1,35	1,35-1,30	1,30-1,20	1,20
BUENO	1,35-1,25	1,25-1,15	1,15-1,00	1,00
REGULAR ACEPTABLE	1,25-1,15	1,15-1,05	1,00-0,80	0,80
POBRE	1,15-1,05	1,05-0,80	0,80-0,60	0,60
MUY POBRE	1,05-0,95	0,95-0,75	0,75-0,40	0,40

Fuente: (Normas de Diseño geométrico de carreteras, 2005, pág. 10)

## 5.2. Taludes

De acuerdo con las características de los suelos del lugar, en el informe elaborado por (Loor Cedeño, 2018), se tienen los siguientes parámetros:

Tabla 36 - Factores de seguridad FS

ÍTEM	TALUD DE ZANJA	CORTE DE TALUD EN LA VÍA ROAD	TALUD DE TERRAPLÉN DE VÍA
FACTOR DE SEGURIDAD (FS)	FS > 1,1	FS > 1,2	FS > 1,2

Tabla 37 - Factores de seguridad

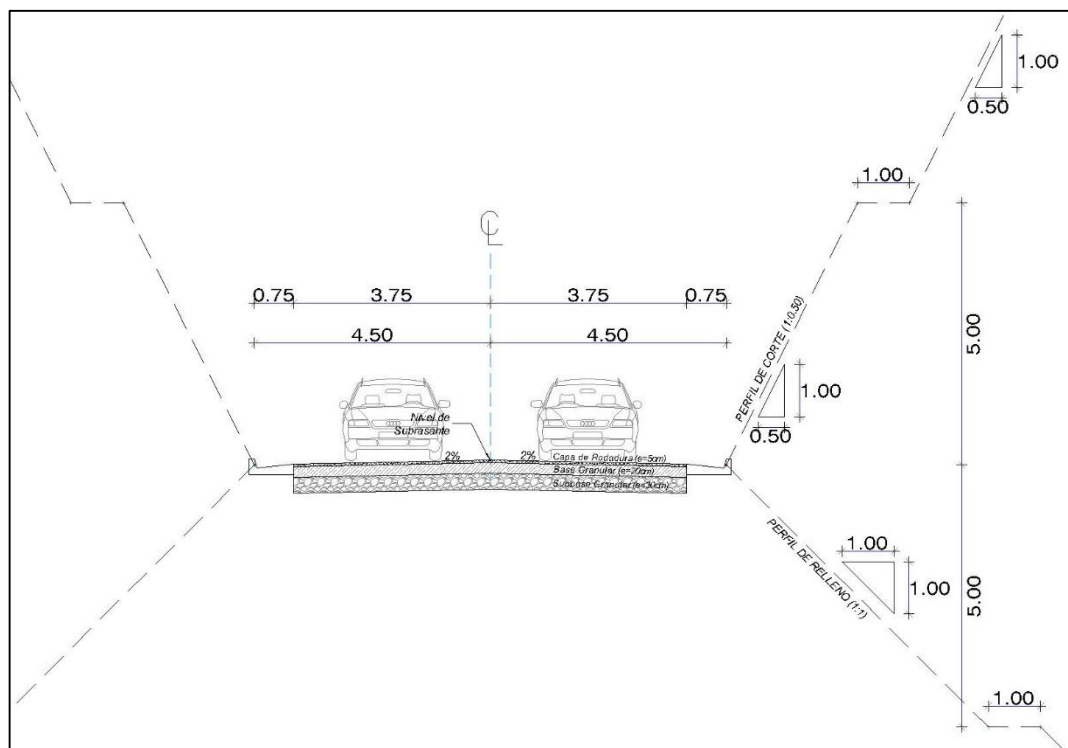
FS	FACTOR DE SEGURIDAD	>1,10
C	COHESIÓN ESTRATO DE CORTE	2,8 T/m <sup>2</sup>
NE	NÚMERO DE ESTABILIDAD	1,5
γ	PESO UNITARIO DEL SUELO EXCAVADO	1,75 T/m <sup>3</sup>
H	ALTURA MÁXIMA DE EXCAVACIÓN	3,5 (m)

Fuente: (Loor Cedeño, 2018, pág. 15)



De acuerdo con el mismo documento se tiene que: *La aplicación permite tener un factor de seguridad  $FS = 0,71 < 1,1$ ; razón por la cual las excavaciones NO serán verticales, teniendo una ligera inclinación cuya relación será: Para cortes  $1V:0,5H$  con bermas de  $1,0\text{ m} @ 5\text{ m}$  de altura. Para rellenos  $1V:1H$  con bermas de  $1,0\text{ m} @ 5\text{ m}$  de altura* (Loor Cedeño, 2018, pág. 15). A continuación, se expone el bosquejo de la sección típica de vía:

Figura 15 - Sección típica de vía



Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

## Capítulo 6 - Diseño Hidráulico

### 6.1. Diseño hidráulico de estructuras de drenaje

#### 6.1.1. Determinación del caudal de diseño.

El caudal de diseño que se calculará para 29 unidades de estructuras de drenaje se determinó por medio de la ecuación (6.1.1)

$$Q_d = 0,2778 * C * I * A \quad (6.1.1)$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad y frecuencia de precipitaciones (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

En la tabla que se muestra a continuación solo se expondrán 10 unidades con sus respectivos parámetros.

Tabla 38 - Cálculo de caudales de diseño

N.-	C	A (Km2)	INTENSIDAD Y FRECUENCIA DE PRECIPITACIONES (I) (mm/h)						CAUDAL DE DISEÑO Y FRECUENCIA (Qd) (m3/s)					
			10 años	20 años	30 años	50 años	80 años	100	10 años	20 años	30 años	50 años	80 años	100
1	0,35	0,447	182,64	200,64	210,87	223,42	235,21	240,79	8	10	11	12	13	13
2	0,53	4,124	77,27	84,94	89,21	94,42	99,38	101,72	47	56	62	69	75	78
3	0,30	0,113	229,51	252,11	264,98	280,83	295,65	302,63	3	3	3	4	4	4
4	0,55	3,561	72,24	79,39	83,40	88,31	92,96	95,13	40	47	52	58	63	65
5	0,30	0,099	217,54	238,68	251,17	266,66	280,90	287,32	2	3	3	3	3	3
6	0,39	0,558	163,81	180,06	189,11	200,17	210,66	215,74	10	12	13	15	16	17
7	0,51	1,117	135,75	149,33	156,72	165,70	174,34	178,60	22	26	28	32	35	36
8	0,48	0,996	141,22	155,32	163,03	172,40	181,40	185,82	19	23	25	28	30	31
9	0,51	4,414	76,15	83,70	87,91	93,06	97,95	100,25	48	57	63	71	77	79
10	0,30	0,050	229,71	252,07	265,21	281,52	296,53	303,32	1	2	2	2	2	2

Fuente: (Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1, 2018, pág. 544)

## Capítulo 7 - Estudio de Impacto Ambiental

En este capítulo se señalarán los principales factores de riesgo que entraña la construcción del proyecto, los mismos que están expuestos en el estudio de impacto ambiental realizado por el ingeniero Marcelo Castillo por encargo del GAD del cantón Santo Domingo de los Tsáchilas.

### 7.1. Riesgos Biológicos

Tabla 39 - Riesgos biológicos del proyecto

TIPO DE RIESGO	ACTIVIDADES	CALIFICACIÓN
PLAGAS	Operación del sistema de alcantarillado y plantas de tratamiento de aguas servidas	<b>RIESGO ALTO</b>
MIGRACIÓN DE ESPECIES SILVESTRES	Operación de maquinaria y actividades constructivas	RIESGO BAJO
DISMINUCIÓN DE FLORA	Extracción de especies florísticas en el área del proyecto	RIESGO BAJO

Fuente: (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 271)

### 7.2. Riesgos Sociales

Para estos tipos de riesgos, se utilizará la matriz elaborada por la desaparecida Fundación Natura en 1996. En dicha matriz se representará la evaluación de la probabilidad vs. consecuencias de acuerdo a los siguientes parámetros:

$$R = S * V^{-1} \quad (7.1)$$

Donde:

R: Riesgo

V: Vulnerabilidad

S: Sensibilidad (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 271)

**Escala de probabilidad:****0:** Ausencia**1:** Evento no ocurrido en los últimos 5 años**2:** Evento no ocurrido en los últimos 2 años**3:** Evento ocurrido en el último año (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 272)*Tabla 40 - Probabilidad vs índice de vulnerabilidad*

PROBABILIDAD ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	0	1	2	3
EPIDEMIAS				
CONFLICTOS SOCIALES (A RAÍZ DE LAS ACTIVIDADES DEL PROYECTO)				
ROBOS Y ACTOS DELICTIVOS (CAUSADO POR LA PRESENCIA DE PERSONAS AJENAS AL PROYECTO)				
RESTRICCIÓN DE ACCESO A LAS VIVIENDAS				
DAÑOS A LA PROPIEDAD				

*Fuente:* (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 272)**NIVEL DE RIESGO**

- ALTO:  $R \geq 0,5$
- MEDIO:  $0,25 \leq R \leq 0,49$
- BAJO:  $0,00 \leq R \leq 0,24$

Se efectuará la sumatoria de todos los riesgos por comunidad, actividad y calificación de acuerdo con el valor obtenido:

Tabla 41 - Probabilidad vs. Nivel de riesgo

COMUNIDAD	ACTIVIDAD	ÍNDICE DE SENSIBILIDAD	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD		RIESGO	NIVEL DE RIESGO
			ACTIVIDAD	I.D.V		
SOCIAL	Presencia de plagas en el sector	0,9	Epidemias	2	0,45	MEDIO
	Expropiaciones	0,9	Conflictos sociales	2	0,45	MEDIO
	Presencia de gente ajena al proyecto	0,9	Robos y actos delictivos	3	0,3	MEDIO
	Restricción a las áreas de construcción con el objeto de evitar accidentes o daños que afecten a la salud de la población	0,9	Restricción de acceso a las áreas de construcción	0	0,0	BAJO
	Actividades de construcción en toda el área del proyecto	0,9	Daños a la propiedad	3	0,9	MEDIO

/

ÍNDICE DE SENSIBILIDAD: Coeficiente 0,9, que corresponde al máximo probable. (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 272)

### 7.2.1. Resumen de riesgos identificados.

#### 7.2.1.1. Riesgos Endógenos y Exógenos

Tabla 42 - Resumen de riesgos endógenos

TIPO	RIESGO	RESULTADO
ENDÓGENO	Derrames	MEDIO
	Explosiones	BAJO
	Incendios	BAJO
	Fallas mecánicas	MEDIO
	Fallas operativas	MEDIO
	Imprudencia de trabajadores	ALTO
	Molestias a la comunidad	MEDIO

Fuente: (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 273)

Tabla 43 - Resumen de riesgos exógenos

TIPO	SUB TIPO	RIESGO	RESULTADO
EXÓGENO	Atmosféricos	Inundaciones	BAJO
		Sequías	BAJO
	Biológicos	Plagas	ALTO
		Disminución de flora	BAJO
		Migración de especies silvestres	BAJO
	Geológicos	Sismos	ALTO
		Deslizamientos	BAJO
		Volcánico	ALTO
	Sociales	Epidemias	MEDIO
		Conflictos sociales	MEDIO
		Robos y actos delictivos	MEDIO
		Restricción de acceso a las áreas de construcción	BAJO
Daños a la propiedad		MEDIO	

Fuente: (Castillo Pazmiño, 2016, pág. 273)

Para los riesgos altos y medios se aplicarán acciones en el plan de manejo ambiental para de esta forma reducir al máximo los probables efectos causados por los mismos.

## Capítulo 8 – Evaluación Económica – Financiera

El objetivo de este capítulo es concluir mediante un análisis técnico-económico que la propuesta vial sea la mejor opción. Esto se logra mediante el cálculo y valoración de las cantidades y costos del proyecto; así como su posterior análisis de costo-beneficio.

### 8.1. Presupuesto Referencial

Es el cálculo anticipado total económico de los costos directos e indirectos del actual proyecto vial incluyendo todos los rubros que intervienen en el mismo, el presupuesto es aproximado, sus previsiones se acercaran en mayor o menor valor al costo real de la obra, además es único, como lo es cada obra, sus condiciones de localización, clima y mano de obra son específicos para cada proyecto; el

presupuesto es temporal, los costos que se establecen sólo son válidos mientras tengan vigencia los precios que sirvieron de base para su elaboración sirviendo así como herramienta de control, correlacionando la ejecución presupuestal con el avance físico. (ROJAS, 2011)

Las cantidades necesarias para la ejecución del proyecto propuesto se han estimado a partir del análisis de los planos generales y de detalle, las especificaciones técnicas, y las condiciones en la que se ejecutan los rubros. Mediante el análisis de los precios unitarios se han identificado los precios de los diferentes rubros, los cuales se han agrupado convenientemente en capítulos que unidos forman el presupuesto referencial de la obra.

A continuación, podemos observar un resumen capitular del Presupuesto Referencial (**Anexo No.1 - Presupuesto Referencial – APU**)

*Tabla 44 - Presupuesto Referencial (resumen capitular)*

No.	DESCRIPCIÓN	PRECIO
	<b>TRABAJOS DE CARRETERA</b>	<b>1,362,789.50</b>
1	DEMOLICIÓN, PREPARACIÓN DEL SITIO	108,012.84
2	MOVIMIENTOS DE TIERRA	1,254,776.66
	<b>DRENAJES</b>	<b>1,018,100.25</b>
3	ALCANTARILLAS DE CAJÓN	962,257.74
4	TUBERÍAS DE HORMIGÓN	55,842.51
	<b>TOTAL</b>	<b>2,380,889.75</b>

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

## **8.2. Mantenimiento Vial**

La Conservación Vial es un proceso que involucra actividades de obras e instalaciones, que se realizan con carácter permanente o continuo en los tramos conformantes de una red vial. Para la ejecución de la conservación vial, se requiere tener una asignación presupuestal anual de recursos económicos, personal capacitado y utilizar máquinas y herramientas; cuyo costo se asigna en el presupuesto anual de



la entidad competente de la gestión vial. (Manual de Carreteras y conservación vial, 2013, pág. 33) **Anexo No.2: Costos de Mantenimiento - APU**

A continuación, se pueden observar los costos de mantenimiento vial de los diez primeros años de un total de veinte años de diseño.

*Tabla 45 – Costo de mantenimiento del primer año de operación*

<b>COSTO POR MANTENIMIENTO PRIMER AÑO DE OPERACIÓN</b>						
No	DESCRIPCIÓN	UNIDA D	CANTIDA D	P. UNITARIO	No VECES	TOTAL
1	Limpieza de cunetas a mano	m3	395.92	5.13	1	\$2,030.37
2	Limpieza de alcantarillas	m3	198.69	17.09	0.25	\$0,849.11
TOTAL :						\$2,879.49

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

*Tabla 46 - Costo de mantenimiento del 2do a 5to año de operación*

<b>COSTO POR MANTENIMIENTO 2do AL 5to AÑO DE OPERACIÓN</b>						
N o	DESCRIPCIÓN	UNID AD	CANTI DAD	P. UNITARIO	No VECES	TOT AL
1	Limpieza de cunetas a mano	m3	395.92	5.13	1	\$2,030.37
2	Limpieza de alcantarillas	m3	198.69	17.09	0.25	\$0,849.11
TOTAL :						\$2,879.49

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

*Tabla 47 - Costo de mantenimiento del 6to al 10mo año de operación*

<b>COSTO POR MANTENIMIENTO 6to AL 10mo AÑO DE OPERACIÓN</b>						
N o	DESCRIPCIÓN	UNID AD	CANTI DAD	P. UNITARIO	No VECES	TOT AL
1	Limpieza de cunetas a mano	m3	395.92	5.13	1	\$2,030.37
2	Limpieza de alcantarillas	m3	198.69	17.09	0.25	\$0,849.11
TOTAL :						\$2,879.49

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Como se puede observar los costos de operación se unifican como se describe a modo de resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 48 - Resumen de Costos de mantenimiento vial

<b>COSTOS DE MANTENIMIENTO VIAL</b>	
MANTENIMIENTO VIAL AÑO UNO	\$2,879.49
MANTENIMIENTO VIAL AÑO DOS - CINCO	\$2,879.49
MANTENIMIENTO VIAL AÑO SEIS - DIEZ	\$2,879.49
MANTENIMIENTO VIAL AÑO ONCE - QUINCE	\$2,879.49
MANTENIMIENTO VIAL AÑO DIECISÉIS - VEINTE	\$2,879.49
TOTAL	\$14,397.45

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

### 8.3. Beneficios Valorados

Los beneficios asociados a esta tipología de proyectos corresponden a ahorros de costo, tanto de tiempo de viaje de los usuarios de las vías, como del costo de operación y mantención de los vehículos que circulan por ellas. También pueden producirse cambios en el uso de combustible (en este caso, puede ser ahorro o mayor costo, dependiendo de los niveles de velocidad de las situaciones con y sin proyecto). (Ministerio de Desarrollo Social, 2013, pág. 7). A continuación, se describen los beneficios valorados:

#### 8.3.1. Ahorro del Tiempo de viaje.

La vía propuesta que une la Av. Chone a la altura del kilómetro 2.5 hasta la Av. Quevedo a la altura del bypass Quevedo-Puerto Limón reducirá significativamente los tiempos de transportación entre estos puntos debido a que se tendrá un recorrido menor (de 11km a 6km aproximadamente).

Este “ahorro” de tiempo de transportación se lo puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\text{Ahorro del tiempo} = T_{s/p} - T_{c/p} \quad [\text{Ec. 8.3.1.1}]$$

Dónde:

$T_{s/p}$  = Tiempo de viaje antes del proyecto (horas/día)

$T_{c/p}$  = Tiempo de viaje posterior al proyecto (horas/día)

A continuación, se describe el ahorro de tiempo calculado:

*Tabla 49 - Ahorro en el tiempo de viaje*

Detalle	Antes del proyecto	Posterior al proyecto
Longitud de recorrido (Km)	10.50	6.38
Velocidad de viaje (KPH)	50	80
Tiempo (min)	45	20
Ahorro (min)	25	

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

### 8.3.2. Ahorros Costo de Operación Vehicular

La creación de una conexión entre las avenidas Chone y Quevedo trae un ahorro significativo en el aspecto costo de operación vehicular, que se lo estima así:

- *Consumo de Combustible.* - El periodo de evaluación del proyecto es julio 2019 en el cual el precio del combustible es: gasolina extra \$1.85, gasolina súper \$3.10 y el diésel a \$1.037. Se considera adicionalmente que la distancia promedio recorrida por galón, de los vehículos livianos es 40 km/gal y el de los pesados en 40km/gal. En las tablas siguientes se puede observar el análisis de los costos anuales por consumo de combustible.

*Tabla 50 - Consumo combustible previo al proyecto*

Tipo de transporte	Longitud	Rendimiento	Tipo de combustible	Costo de combustible	# de viajes (día)	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total de combustible (\$)	
	(Km)	(Gal/Km)							
Livianos	10.5	0.025	Extra	1.85	2	349.65	109	38,111.85	
Bus Intermedio 2DA	10.5	0.033	Diésel	1.04	2	258.71	18	4,656.79	
Buseta 2DB	10.5	0.033	Diésel	1.04	2	258.71	112	28,975.61	
<b>TOTAL</b>								<b>71,744.25</b>	(A)

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Tabla 51 - Consumo combustible con el proyecto

Tipo de transporte	Longitud	Rendimiento	Tipo de combustible	Costo de combustible	# de viajes (día)	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total de combustible (\$)	
	(Km)	(Gal/Km)							
Livianos	6.38	0.025	Extra	1.85	2	21 2.45	10 9	23,157 .49	
Bus Intermedio 2DA	6.38	0.033	Diésel	1.04	2	15 7.20	18	2,829. 56	
Buseta 2DB	6.38	0.033	Diésel	1.04	2	15 7.20	11 2	17,606 .13	
								TO TAL	43,593 .17

(B)

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

El ahorro se ve reflejado en la diferencia sin y con el proyecto mediante la diferencia de  $(A - B) = \$28,151.08$

- *Cambio de aceite (lubricante).* - Para este aspecto se considera que el cambio de aceite para todo tipo de vehículo es cada 5000 km. El valor en dólares del cambio, para vehículos livianos será de \$50.00 y para el resto de vehículos de \$70.00.

Se puede observar el cálculo en las siguientes tablas:

Tabla 52 - Costo por cambio de aceite antes del proyecto

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios de aceite	Costo de cambio de aceite	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total de combustible (\$)	
	(Km)	(Km/año)						
Livianos	10.5	3780.0	0.7 56	50. 0	37. 80	109	4,120. 20	
Bus Intermedio 2DA	10.5	3780.0	0.7 56	70. 0	52. 92	18	952.56	
Buseta 2DB	10.5	3780.0	0.7 56	70. 0	52. 92	112	5,927. 04	
							TOTAL (A)	10,999 .80

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Tabla 53 - Costo por cambio de aceite posterior al proyecto

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios de aceite	Costo de cambio de aceite	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total de combustible (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	6.38	2296.8	0.45936	50.0	22.97	109	2,503.51
Bus Intermedio 2DA	6.38	2296.8	0.45936	70.0	32.16	18	578.79
Buseta 2DB	6.38	2296.8	0.45936	70.0	32.16	112	3,601.38
TOTAL (B)							6,683.69

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Como se observa hay un ahorro antes y después de la implementación del proyecto, que se estima en:  $(A - B) = \$ 4,316.11$

- *Consumo y/o cambio de neumáticos.* - Para el cálculo de este aspecto se asume que todo tipo de vehículo que transite en el proyecto necesitará un cambio de llantas cada 5000km. El costo de cambio de neumáticos para vehículos livianos asciende a \$320 (4 llantas) y para pesados \$600 (6 llantas).

Tabla 54 - Consumo de neumáticos previo al proyecto

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios de neumáticos	Costo cambio neumáticos	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total cambio neumáticos (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	10.5	3780.0	0.756	320.0	241.92	109	26,369.28
Bus Intermedio 2DA	10.5	3780.0	0.756	600.0	453.60	18	8,164.80
Buseta 2DB	10.5	3780.0	0.756	600.0	453.60	112	50,803.20
TOTAL (A)							85,337.28

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Tabla 55 - Consumo de neumáticos posterior al proyecto

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios de neumáticos	Costo cambio neumáticos	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total cambio neumáticos (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	6.38	2296.8	0.459	320.0	147.00	109	16,022.48
Bus Intermedio 2DA	6.38	2296.8	0.459	600.0	275.62	18	4,961.09
Buseta 2DB	6.38	2296.8	0.459	600.0	275.62	112	30,868.99
TOTAL (B)							51,852.56

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Se puede deducir que el ahorro que se experimentará por este aspecto es de: (A-B)  
= \$ 33,484.72

- *Consumo debido a cambio de amortiguadores.* - Con respecto a este consumo vamos a considerar que el cambio de los amortiguadores en todo tipo de vehículos cuando se transita por una vía de cuarto orden terminada a nivel de subrasante se realiza cada 30,000 km y que cuando la nueva vía de las mismas características este implantada debido a la menor distancia de recorrido se lo realizará cada 60,000 km. El costo aproximado de cada cambio para vehículos livianos es de \$120 y para pesados es de \$200.

Tabla 56 - Costo consumo amortiguadores previo a la vía

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios de amortiguador	Costo cambio amortiguador	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total cambio amortiguador (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	10.5	3780.0	0.126	120.0	15.12	109	1,648.08
Bus Intermedio 2DA	10.5	3780.0	0.126	200.0	25.20	18	453.60
Buseta 2DB	10.5	3780.0	0.126	200.0	25.20	112	2,822.40
TOTAL (A)							4,924.08

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Tabla 57 - Costo consumo amortiguadores posterior a la vía

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios de amortiguador	Costo cambio amortiguador	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total cambio amortiguador (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	6.38	2296.8	0.038	120.0	4.59	109	500.70
Bus Intermedio 2DA	6.38	2296.8	0.038	200.0	7.66	18	137.81
Buseta 2DB	6.38	2296.8	0.038	200.0	7.66	112	857.47
TOTAL (B)							1,495.98

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Se puede deducir que el ahorro que se experimentará por este aspecto es de: (A-B)

= \$ 3,428.10

- *Consumo debido a cambio y/o arreglo del sistema de frenos.* - Por este aspecto se considerará que en una vía de cuarto orden lastrado se cambian y/o arreglan los sistemas de frenos cada 50,000 km, y que cuando entre en operación la nueva vía este costo se reducirá aumentará a 65,000 km debido al menor tiempo de circulación. En base a estudios de la zona, el cambio del sistema de frenado en vehículos livianos es de \$250 y en pesado asciende a \$450.

Tabla 58 - Costo por cambio del sistema de frenado (previo a construcción de vía)

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios del sistema de frenos	Costo cambio sistema frenado	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total cambio sist. frenado (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	10.5	3780.0	0.0756	250.0	18.90	109	2,060.10
Bus Intermedio 2DA	10.5	3780.0	0.0756	450.0	34.02	18	612.36
Buseta 2DB	10.5	3780.0	0.0756	450.0	34.02	112	3,810.24
TOTAL (A)							6,482.70

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

*Tabla 59 - Costo por cambio del sistema de frenado (posterior a construcción de vía)*

Tipo de transporte	Longitud	Kilómetros recorridos al año	# cambios del sistema de frenos	Costo cambio sistema frenado	Costo Anual (\$)	TPDA	Costo Total cambio sist. frenado (\$)
	(Km)	(Km/año)					
Livianos	6.38	2296.8	0.035	250.0	8.83	109	962.89
Bus Intermedio 2DA	6.38	2296.8	0.035	450.0	15.90	18	286.22
Buseta 2DB	6.38	2296.8	0.035	450.0	15.90	112	1,780.90
						TOTAL (B)	3,030.01

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Se puede deducir que el ahorro que se experimentará por este aspecto es de: (A-B)  
= \$ 3,452.69

### 8.3.3. Transporte de productos

Los sectores en los cuales se conectará el proyecto son en su mayoría productores de piñas, plátano y maracuyá, los cuales debido a la falta de una conexión rápida entre la Av. Chone y la Av. Quevedo deben recorrer una mayor longitud de transporte para llevar los productos a Puerto Limón y el Poste.

La creación de una conexión mejoraría los tiempos de transportación de dichos productos. El valor actual del recorrido es aproximadamente 10.50Km en el cual se estima \$22 por viaje, y mediante la conexión con un recorrido menor de 6.38Km se estima disminuirá a \$13.20 cada viaje. Este resultado se lo obtiene mediante cotizaciones directas de los transportistas.



*Tabla 60 - Costo Transporte De Productos Antes Del Proyecto*

Tipo de transporte	Longitud	Flete semana	Flete anual	Valor transporte	TPDA	Costo Total Transporte (\$)
	(Km)	(\$)	(\$)			
Livianos	10.5	1.0	48	20.0	109	104,640.00
Bus Intermedio 2DA	10.5	1.0	48	20.0	18	17,280.00
Buseta 2DB	10.5	1.0	48	20.0	112	107,520.00
					TOTAL (A)	229,440.00

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

*Tabla 61 - Costo Transporte De Productos Después Del Proyecto*

Tipo de transporte	Longitud	Flete semana	Flete anual	Valor transporte	TPDA	Costo Total Transporte (\$)
	(Km)	(\$)				
Livianos	6.38	1.0	48	15.0	109	78,480.00
Bus Intermedio 2DA	6.38	1.0	48	15.0	18	12,960.00
Buseta 2DB	6.38	1.0	48	15.0	112	80,640.00
					TOTAL (B)	172,080.00

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Se puede deducir que el ahorro que se experimentará por este aspecto es de: (A-B)  
= \$ 57,360.00

#### **8.3.4. Plusvalía**

Según estimaciones locales en el sector de implantación del proyecto en las zonas de influencia directa se establece un valor de la tierra por metro cuadrado de \$70.0, y en las zonas de influencia indirecta el valor asciende a \$50.0. Una vez que el proyecto esté implantado la plusvalía crecerá en las zonas de influencia directa e indirecta de acuerdo al Proyecto de Ley Orgánica en relación al valor de las Tierras, en la que se establece un crecimiento esperado del 10%; por lo que las zonas de influencia directa tendrán un valor incrementado final de \$83.0 y las zonas indirectas de \$65.00 por cada metro cuadrado de terreno.

*Tabla 62 - Plusvalía previo a la instalación del proyecto vial*

Zona de influencia	Área	Costo Unit.	Costo Total plusvalía (\$)
	(Ha)	(\$/m2)	
Directa	8.34	70.0	5,838,000.00
Indirecta	4.17	50.0	2,085,000.00
Total (A)			7,923,000.00

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

*Tabla 63 - Plusvalía posterior a la instalación del proyecto vial*

Zona de influencia	Área	Costo Unit.	Costo Total plusvalía (\$)
	(Ha)		
Directa	8.34	83.0	6,922,200.00
Indirecta	4.17	65.0	2,710,500.00
Total (B)			9,632,700.00

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

Se puede deducir que el aumento en la plusvalía esperado es de:  $(B-A) =$   
\$1,709,700.00

Hemos establecidos los beneficios a obtenerse posterior a la implantación y construcción del proyecto vial, los cuales los resumiremos de la siguiente forma:

## 8.4. Beneficios y Costos del proyecto

A continuación, se presentará un resumen de beneficios y costos del proyecto para proceder al análisis técnico - económico.

### 8.4.1. Beneficios (Ingresos).

Tabla 64 - Beneficios en el primer año de operación del proyecto vial

Descripción	Antes Proyecto (\$)	Después Del Proyecto (\$)	Ahorro (\$)	Total Beneficios (\$)
Costos Operación Vehicular				
Consumo Combustible	71,744.25	43,593.17	28,151.08	72,832.70
Cambio de aceite (lubricante)	10,999.80	6,683.69	4,316.11	
Consumo y/o cambio de neumáticos	85,337.28	51,852.56	33,484.72	
Consumo debido a cambio de amortiguadores	4,924.08	1,495.98	3,428.10	
Consumo debido a cambio y/o arreglo del sistema de frenos	6,482.70	3,030.01	3,452.69	
Transporte de productos				
Transporte de productos	229,440.00	172,080.00	57,360.00	57,360.00
Plusvalía				
Plusvalía de los terrenos	7,923,000.00	9,632,700.00	1,709,700.00	1,709,700.00
<b>TOTAL BENEFICIOS:</b>				<b>1,839,892.70</b>

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

*Tabla 65 - Beneficios a lo largo de los 20 años de diseño*

Año	Operación vehicular	Transporte de productos	Plusvalía	Total Beneficios
2019	72,832.70	57,360.00	1,709,700.00	1,839,892.70
2020	74,307.19	58,560.00		132,867.19
2021	75,781.67	59,760.00		135,541.67
2022	77,592.08	61,200.00		138,792.08
2023	79,066.57	62,400.00		141,466.57
2024	80,541.06	63,600.00		144,141.06
2025	82,351.47	65,040.00		147,391.47
2026	83,825.95	66,240.00		150,065.95
2027	85,300.44	67,440.00		152,740.44
2028	87,042.47	68,880.00		155,922.47
2029	88,784.50	70,320.00		159,104.50
2030	90,862.46	72,000.00		162,862.46
2031	92,604.49	73,440.00		166,044.49
2032	94,682.45	75,120.00		169,802.45
2033	96,760.40	76,800.00		173,560.40
2034	98,502.44	78,240.00		176,742.44
2035	100,244.47	79,680.00		179,924.47
2036	102,322.42	81,360.00		183,682.42
2037	104,332.00	83,040.00		187,372.00
2038	107,013.43	85,200.00		192,213.43
2039	109,358.93	87,120.00		196,478.93

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

#### **8.4.2. Costos (Egresos).**

Los costos se encuentran tabulados en los numerales 8.1. Presupuesto Referencial y 8.2. Mantenimiento Vial.

#### **8.5. Viabilidad Financiera y Económica**

Con el fin de conocer la rentabilidad o viabilidad de ejecución de un proyecto se realizan a continuación los indicadores económicos más relevantes, mediante los cuales se medirá cuán rentable es la propuesta.

### 8.5.1. VAN (Valor Actual Neto).

El valor actual neto, a través la aplicación de una tasa de descuento, permite sumar valores que se originan en distintos momentos del tiempo, trasladándolos al momento inicial del proyecto. (Ministerio de Desarrollo Social, 2013, pág. 11)

El proyecto será rentable aceptable o no, de acuerdo a los siguientes criterios:

- Si el VAN es mayor que 0, el proyecto es conveniente
- Si el VAN es igual a 0, el proyecto es indiferente
- Si el VAN es menor que 0, el proyecto no es conveniente

La fórmula para el cálculo del Valor Actual Neto se describe a continuación:

$$V.A.N. = \sum FNE - Inversión$$

$$V.A.N. = \sum \frac{Vt}{(1+k)^t} - lo \quad [Ec. 8.5.1-1]$$

Donde:

k = tasa mínima de aceptación

Vt = Representa los flujos de caja en cada periodo t.

lo = Es el valor del desembolso inicial de la inversión.

n = Es el número de periodos considerado.

FNE = Flujo Neto de efectivos

El parámetro k es obtenido de la página del Central del Ecuador en base al año y mes de diseño del proyecto (según disponibilidad de datos del BCE).

k = Tasa pasiva + EMBI (riesgo País) = 10.76%

Tasa pasiva = 4.99 % (abril 2018)

EMBI (riesgo País) = 5.77% (julio 2019)

Tabla 66 - Cálculo del VAN del proyecto

Período (t)	[1]	[2]	[3]=[1]- [2]	[4]	[3]/[4]	VAN acumulado
	Ingresos	Egresos	Flujo Neto (Vt)	(1+k) ^t	$\Sigma \frac{Vt}{(1+k)^t}$	
0	0.00	- 2,380,889.75	- 2,380,889.75	1.00	- 2,380,889.75	- 722,336.83
1	1,839,892.70	-2,879.49	1,837,013.21	1.11	1,658,552.92	936,216.08
2	132,867.19	-2,879.49	129,987.70	1.23	105,958.63	1,042,174.72
3	135,541.67	-2,879.49	132,662.18	1.36	97,633.37	1,139,808.09
4	138,792.08	-2,879.49	135,912.59	1.50	90,308.35	1,230,116.44
5	141,466.57	-2,879.49	138,587.08	1.67	83,139.61	1,313,256.06
6	144,141.06	-2,879.49	141,261.57	1.85	76,511.43	1,389,767.49
7	147,391.47	-2,879.49	144,511.98	2.04	70,668.07	1,460,435.56
8	150,065.95	-2,879.49	147,186.46	2.26	64,983.68	1,525,419.24
9	152,740.44	-2,879.49	149,860.95	2.51	59,736.80	1,585,156.04
10	155,922.47	-2,879.49	153,042.98	2.78	55,078.73	1,640,234.77
11	159,104.50	-2,879.49	156,225.01	3.08	50,761.93	1,690,996.70
12	162,862.46	-2,879.49	159,982.97	3.41	46,933.01	1,737,929.71
13	166,044.49	-2,879.49	163,165.00	3.78	43,216.41	1,781,146.12
14	169,802.45	-2,879.49	166,922.96	4.18	39,916.72	1,821,062.84
15	173,560.40	-2,879.49	170,680.91	4.63	36,850.28	1,857,913.11
16	176,742.44	-2,879.49	173,862.95	5.13	33,890.65	1,891,803.76
17	179,924.47	-2,879.49	177,044.98	5.68	31,158.28	1,922,962.05
18	183,682.42	-2,879.49	180,802.93	6.29	28,728.47	1,951,690.51
19	187,372.00	-2,879.49	184,492.51	6.97	26,466.88	1,978,157.39
20	192,213.43	-2,879.49	189,333.94	7.72	24,522.77	2,002,680.16

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Como se puede observar en la tabla, en el período final (veinte) tenemos un VAN positivo (2'002,680.16), lo que nos indica que el proyecto es viable y económicamente rentable.

### **8.5.2. TIR (Tasa Interna de Retorno).**

La TIR es un indicador complementario al VAN, y mide la rentabilidad promedio que entrega el proyecto, periodo a periodo. Matemáticamente, la TIR corresponde a aquella tasa de descuento que hace el valor actual neto igual a 0, según muestra la siguiente fórmula: (Ministerio de Desarrollo Social, 2013, pág. 11)

$$V.A.N. = 0 = \sum \frac{V_t}{(1+TIR)^t} - I_0 \quad [\text{Ec. 8.5.2-1}]$$

El parámetro para la toma de decisión, se define así:

- Si la TIR es mayor que la tasa de descuento “r”, el proyecto es conveniente
- Si la TIR es igual a la tasa de descuento “r”, el proyecto es indiferente
- Si la TIR es menor que la tasa de descuento “r”, el proyecto no es conveniente

Tabla 67 - Cálculo del TIR del proyecto

Período (t)	[1]	[2]	[3]=[1]- [2]	[4]	[3]/[4]	TIR acumulado
	Ingresos	Egresos	Flujo Neto (Vt)	(1+k) <sup>t</sup>	$\Sigma \frac{Vt}{(1+k)^t}$	
0	0.00	- 2,380,889.75	- 2,380,889.75	1.00	- 2,380,889.75	- 1,255,580.36
1	1,839,892.70	- 2,879.49	1,837,013.21	1.63	1,125,309.39	- 130,270.96
2	132,867.19	- 2,879.49	129,987.70	2.66	48,777.73	- 81,493.23
3	135,541.67	- 2,879.49	132,662.18	4.35	30,494.82	- 50,998.41
4	138,792.08	- 2,879.49	135,912.59	7.10	19,138.08	- 31,860.33
5	141,466.57	- 2,879.49	138,587.08	11.59	11,954.22	- 19,906.11
6	144,141.06	- 2,879.49	141,261.57	18.93	7,464.18	- 12,441.94
7	147,391.47	- 2,879.49	144,511.98	30.89	4,677.58	- 7,764.35
8	150,065.95	- 2,879.49	147,186.46	50.43	2,918.40	- 4,845.95
9	152,740.44	- 2,879.49	149,860.95	82.33	1,820.23	- 3,025.72
10	155,922.47	- 2,879.49	153,042.98	134.40	1,138.70	- 1,887.02
11	159,104.50	- 2,879.49	156,225.01	219.40	712.04	- 1,174.98
12	162,862.46	- 2,879.49	159,982.97	358.17	446.67	- -728.31
13	166,044.49	- 2,879.49	163,165.00	584.69	279.06	- -449.24
14	169,802.45	- 2,879.49	166,922.96	954.48	174.88	- -274.36
15	173,560.40	- 2,879.49	170,680.91	1558.13	109.54	- -164.82
16	176,742.44	- 2,879.49	173,862.95	2543.58	68.35	- -96.46
17	179,924.47	- 2,879.49	177,044.98	4152.27	42.64	- -53.82
18	183,682.42	- 2,879.49	180,802.93	6778.38	26.67	- -27.15
19	187,372.00	- 2,879.49	184,492.51	11065.38	16.67	- -10.48
20	192,213.43	- 2,879.49	189,333.94	18063.70	10.48	0.00

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda



La tasa con la que  $VAN = 0$ , es  $r = 63.245\%$  de acuerdo al análisis en la tabla anterior. En el numeral 8.5.1 el parámetro es  $k = 10.76\%$  con el que se calculó el VAN.

Como se puede observar ( $r > k$ ), mediante esta comparación se deduce que el proyecto es económicamente viable.

### **8.5.3. Determinación de Beneficio-Costo B/C del proyecto.**

Este indicador mide la rentabilidad de un proyecto a ejecutarse mediante la comparación de los costos y los beneficios. La forma para calcularlo se describe en la siguiente fórmula:

$$B/C = \frac{VAN \text{ INGRESOS}}{VAN \text{ COSTOS/GASTOS BRUTOS}} \quad [\text{Ec. 8.5.3-1}]$$

Dónde:

VAN Ingresos Brutos: Valor actual neto de los ingresos /Beneficios

VAN Costos/gastos brutos: Valor actual neto de los costos/gastos

A partir de la ecuación anterior se establece los siguientes criterios de toma de decisión:

- Si la B/C es mayor a 1, proyecto financieramente favorable
- Si la B/C es igual a 1, proyecto financieramente indiferente
- Si la B/C es menor a 1, proyecto financieramente rechazado

Tabla 68 - Cálculo del parámetro Beneficio/Costo

Período (t)	[A]	[B]	Factor (1+k) <sup>t</sup>	VAN ingresos	VAN egresos
	Ingresos	Egresos			
0	0.00	-2,380,889.75	1.00	0.00	- 2,380,889.75
1	1,839,892.70	-2,879.49	1.11	1,661,152.67	-2,599.76
2	132,867.19	-2,879.49	1.23	108,305.83	-2,347.20
3	135,541.67	-2,879.49	1.36	99,752.55	-2,119.17
4	138,792.08	-2,879.49	1.50	92,221.65	-1,913.30
5	141,466.57	-2,879.49	1.67	84,867.05	-1,727.43
6	144,141.06	-2,879.49	1.85	78,071.05	-1,559.62
7	147,391.47	-2,879.49	2.04	72,076.17	-1,408.10
8	150,065.95	-2,879.49	2.26	66,254.99	-1,271.31
9	152,740.44	-2,879.49	2.51	60,884.61	-1,147.81
10	155,922.47	-2,879.49	2.78	56,115.04	-1,036.30
11	159,104.50	-2,879.49	3.08	51,697.56	-935.63
12	162,862.46	-2,879.49	3.41	47,777.74	-844.73
13	166,044.49	-2,879.49	3.78	43,979.08	-762.67
14	169,802.45	-2,879.49	4.18	40,605.30	-688.58
15	173,560.40	-2,879.49	4.63	37,471.96	-621.69
16	176,742.44	-2,879.49	5.13	34,451.94	-561.29
17	179,924.47	-2,879.49	5.68	31,665.05	-506.76
18	183,682.42	-2,879.49	6.29	29,186.00	-457.53
19	187,372.00	-2,879.49	6.97	26,879.97	-413.09
20	192,213.43	-2,879.49	7.72	24,895.73	-372.96
Valor Actual Neto				2,748,311.93	- 2,404,184.68
BENEFICIO/COSTO (B/C)				1.14	

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

Como se puede observar en la tabla anterior el valor B/C=1.14, siendo este mayor a 1.0, mediante lo cual se deduce que el proyecto es financieramente favorable.

## Capítulo 9 – Productos

### 9.1. Presupuesto

Es el cálculo anticipado total económico de los costos directos e indirectos del actual proyecto vial incluyendo todos los rubros que intervienen en el mismo, el presupuesto es aproximado, sus previsiones se acercaran en mayor o menor valor al costo real de la obra, además es único, como lo es cada obra, sus condiciones de localización, clima y mano de obra son específicos para cada proyecto; el presupuesto es temporal, los costos que se establecen sólo son válidos mientras tengan vigencia los precios que sirvieron de base para su elaboración sirviendo así como herramienta de control, correlacionando la ejecución presupuestal con el avance físico. (ROJAS, 2011)

La elaboración del presupuesto referencial del proyecto se basa en los planos del proyecto, especificaciones técnicas, y cuantificación de los diferentes rubros. Para establecer los precios unitarios de establecen los respectivos análisis de precios unitarios con el fin de llegar al costo estimado del proyecto, el cual se presenta a continuación:

Tabla 69 - Presupuesto Referencial del Proyecto

<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL [Vía = 9m] TESIS CHRISTIAN CEPEDA</b>					
<b>Diseño vial a nivel de subrasante para la construcción de la vía de longitud de 6.0 km, que va desde la Av. Chone hasta la Av. Quevedo ubicada en el cantón Santo Domingo de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.</b>					
<b>CÓD.</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL RUBRO</b>	<b>Unidad</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
	<b>TRABAJOS DE CARRETERA</b>				<b>1,362,789.50</b>
	<b>DEMOLICIÓN, PREPARACIÓN DEL SITIO</b>				<b>108,012.84</b>
1	DESBROCE, DESBOSQUE Y LIMPIEZA (ha)	u	15.96	332.59	5,308.21
2	DERROCAMIENTO DE ESTRUCTURA EXISTENTE CON MAQUINARIA	m3	1,500.00	54.58	81,865.18
3	REPLANTEO Y NIVELACIÓN LINEAL	km	6.39	474.74	3,033.57
4	DESVÍO DE RÍO	u	4.00	4,451.47	17,805.88
	<b>MOVIMIENTOS DE TIERRA</b>				<b>1,254,776.66</b>
5	EXCAVACIÓN EN SUELO	m3	488,322.22	1.34	654,294.10
6	RELLENO COMPACTADO A MÁQUINA CON MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m3	113,720.37	1.76	200,033.13
7	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LA SUBRASANTE	m2	11,494.55	0.91	10,476.96
8	EXCAVACIÓN PARA CONFORMACIÓN DE TALUD - (PEINADO)	m3	33,928.07	2.36	80,044.67
9	LIMPIEZA DE DERRUMBES	m3	3,392.81	2.21	7,505.43
10	TRANSPORTE DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN (TRANSPORTE LIBRE 500m)	m3	95,054.40	3.12	296,444.13
11	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (carga, transporte, volteo)	m3	2,620.00	2.28	5,978.24
	<b>DRENAJES</b>				<b>1,018,100.25</b>
	<b>ALCANTARILLAS DE CAJÓN</b>				<b>962,257.74</b>
12	EXCAVACIÓN A MAQUINA EN EL LECHO DEL RIO.	m3	35,173.12	2.56	89,897.22
13	RELLENO COMPACTADO A MÁQUINA - MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	3,163.05	12.91	40,844.23
14	RELLENO COMPACTADO MANUAL - MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	2,530.44	17.72	44,843.12
15	ESCOLLERA DE PIEDRA SUELTA - (Diám. >=50 cm)	m3	630.00	20.00	12,601.84
16	MURO DE GAVIONES TRIPLE TORSIÓN (2x1x1)	m3	900.00	54.39	48,951.46

17	GEOTEXTIL NO TEJIDO PARA ESCOLLERAS Y GAVIONES	m2	1,278.00	3.05	3,903.63
18	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TABLESTACA DE a=430mm, e=6mm	m2	340.80	22.43	7,645.22
19	HORMIGÓN ESTRUCTURAL - (f'c=280 kg/cm2)	m3	1,668.95	171.20	285,730.41
20	HORMIGÓN EN REPLANTILLO - (f'c=180 kg/cm2)	m3	96.08	142.71	13,711.26
21	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	kg	172,495.70	1.57	271,241.81
22	ENCOFRADO PARA ESTRUCTURAS	m2	3,116.31	13.42	41,813.46
23	JUNTAS IMPERMEABLES PVC 22 CM	m	338.20	19.78	6,689.07
24	BOMBEO DE AGUA IGUAL/MAYOR 2" (hora)	u	480.00	5.10	2,447.52
25	TRANSPORTE DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN (TRANSPORTE LIBRE 500m)	m3	29,479.63	3.12	91,937.49
	<b>TUBERÍAS DE HORMIGÓN</b>				<b>55,842.51</b>
26	EXCAVACIÓN DE ZANJAS A MAQUINA EN TIERRA 0< H <2 M	m3	431.25	1.75	754.37
27	RELLENO COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m3	72.45	4.59	332.37
28	HORMIGÓN ESTRUCTURAL - (f'c=210 kg/cm2)	m3	136.67	150.57	20,579.00
29	MORTERO 1:4	m3	0.95	127.41	121.04
30	ENCOFRADO PARA ESTRUCTURAS	m2	575.00	13.42	7,715.13
31	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=600mm	m	59.40	120.49	7,157.01
32	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=800mm	m	53.58	180.09	9,649.21
33	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=1000mm	m	19.29	219.65	4,237.12
34	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=1200mm	m	16.10	329.02	5,297.26
			<b>TOTAL</b>		<b>\$ 2,380,889.75</b>
Son:	DOS MILLONES TRESCIENTOS OCHENTA MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y NUEVE 75/100 (No incluye IVA)				

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

## **9.2. Cronograma**

El cronograma valorado del proyecto tiene un plazo de ejecución de 1 año calendario (365 días), mediante el cual posteriormente el fiscalizador podrá controlar mensualmente el monto y porcentaje de ejecución del proyecto por medio de los similares programados. En el **Anexo No.12 - Cronograma Valorado** se puede observar el detalle completo del presente cronograma valorado.

Tabla 70 - Cronograma Valorado del Proyecto

CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJOS																	
FECHA INICIO PERIODO						01/08/2019	01/09/2019	01/10/2019	01/11/2019	01/12/2019	01/01/2020	01/02/2020	01/03/2020	01/04/2020	01/05/2020	01/06/2020	01/07/2020
FECHA FINAL PERIODO						31/08/2019	30/09/2019	31/10/2019	30/11/2019	31/12/2019	31/01/2020	29/02/2020	31/03/2020	30/04/2020	31/05/2020	30/06/2020	25/07/2020
						PLANILLA / DÍAS											
Código	RUBROS	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT	TOTAL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
						31	30	31	30	31	31	29	31	30	31	30	25
	<b>TRABAJOS DE CARRETERA - LÍNEA DE CONDUCCIÓN (SECCIÓN 2)</b>																
	<b>DEMOLICIÓN, PREPARACIÓN DEL SITIO</b>				<b>108,012.84</b>												
1	DESBROCE, DESBOSQUE Y LIMPIEZA (ha)	u	15.96	332.59	5,308.21	159.25	265.41	530.82	796.23	1,061.64	1,061.64	1,433.22					
						3.00%	5.00%	10.00%	15.00%	20.00%	20.00%	27.00%					
2	DERROCAMIENTO DE ESTRUCTURA EXISTENTE CON MAQUINARIA	m3	1500.00	54.58	81,865.18								8,186.52	12,279.78	16,373.04	20,466.30	24,559.55
													10.00%	15.00%	20.00%	25.00%	30.00%
3	REPLANTEO Y NIVELACIÓN LINEAL	km	6.39	474.74	3,033.57	606.71	910.07	1,516.79									
						20.00%	30.00%	50.00%									
4	DESVÍO DE RÍO	u	4.00	4451.47	17,805.88			4,451.47	4,451.47	4,451.47	4,451.47						
								25.00%	25.00%	25.00%	25.00%						
	<b>MOVIMIENTOS DE TIERRA</b>				<b>1,254,776.66</b>												
5	EXCAVACIÓN EN SUELO	m3	488322.22	1.34	654,294.10	45,800.59	58,886.47	71,972.35	85,058.23	65,429.41	98,144.12	111,230.00	117,772.94				
						7.00%	9.00%	11.00%	13.00%	10.00%	15.00%	17.00%	18.00%				
6	RELLENO COMPACTADO A MÁQUINA CON MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m3	113720.37	1.76	200,033.13								20,003.31	30,004.97	40,006.63	50,008.28	60,009.94
													10.00%	15.00%	20.00%	25.00%	30.00%
7	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LA SUBRASANTE	m2	11494.55	0.91	10,476.96								1,466.77	523.85	523.85	7,962.49	
													14.00%	5.00%	5.00%	76.00%	
8	EXCAVACIÓN PARA CONFORMACIÓN DE TALUD - (PEINADO)	m3	33928.07	2.36	80,044.67								11,206.25	4,002.23	64,836.18		
													14.00%	5.00%	81.00%		
9	LIMPIEZA DE DERRUMBES	m3	3392.81	2.21	7,505.43								1,050.76	375.27	6,079.40		
													14.00%	5.00%	81.00%		
10	TRANSPORTE DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN (TRANSPORTE LIBRE 500m)	m3	95054.40	3.12	296,444.13								41,502.18	14,822.21	240,119.75		
													14.00%	5.00%	81.00%		
11	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (carga, transporte, volteo)	m3	2620.00	2.28	5,978.24								836.95	298.91	4,842.37		
													14.00%	5.00%	81.00%		
	<b>DRENAJES</b>																
	<b>ALCANTARILLAS DE CAJÓN</b>				<b>962,257.74</b>												
12	EXCAVACIÓN A MAQUINA EN EL LECHO DEL RIO.	m3	35173.12	2.56	89,897.22		17,979.44	17,979.44	13,484.58	13,484.58	13,484.58	13,484.58					
							20.00%	20.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%					

13	RELLENO COMPACTADO A MÁQUINA - MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	3163.05	12.9 1	40,844.2 3								5,718.19	2,042.21	33,083.8 3		
													14.00%	5.00%	81.00%		
14	RELLENO COMPACTADO MANUAL - MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	2530.44	17.7 2	44,843.1 2								6,278.04	2,242.16	36,322.9 3		
													14.00%	5.00%	81.00%		
15	ESCOLLERA DE PIEDRA SUELTA - (Diám. >=50 cm)	m3	630.00	20.0 0	12,601.8 4								1,764.26	630.09	1,890.28	1,890.28	6,426.94
													14.00%	5.00%	15.00%	15.00%	51.00%
16	MURO DE GAVIONES TRIPLE TORSIÓN (2x1x1)	m3	900.00	54.3 9	48,951.4 6								6,853.20	2,447.57	39,650.6 8		
													14.00%	5.00%	81.00%		
17	GEOTEXTIL NO TEJIDO PARA ESCOLLERAS Y GAVIONES	m2	1278.00	3.05	3,903.63								546.51	195.18	3,161.94		
													14.00%	5.00%	81.00%		
18	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TABLESTACA DE a=430mm, e=6mm	m2	340.80	22.4 3	7,645.22								1,070.33	382.26	993.88	840.97	4,357.78
													14.00%	5.00%	13.00%	11.00%	57.00%
19	HORMIGÓN ESTRUCTURAL - (f'c=280 kg/cm2)	m3	1668.95	171. 20	285,730. 41				57,146. 08	57,146. 08	57,146. 08	57,146.0 8	57,146.0 8				
									20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%				
20	HORMIGÓN EN REPLANTILLO - (f'c=180 kg/cm2)	m3	96.08	142. 71	13,711.2 6				2,742.2 5	2,742.2 5	2,742.2 5	2,742.25	2,742.25				
									20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%				
21	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	kg	172495. 70	1.57	271,241. 81				54,248. 36	54,248. 36	54,248. 36	54,248.3 6	54,248.3 6				
									20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%				
22	ENCOFRADO PARA ESTRUCTURAS	m2	3116.31	13.4 2	41,813.4 6				8,362.6 9	8,362.6 9	8,362.6 9	8,362.69	8,362.69				
									20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%				
23	JUNTAS IMPERMEABLES PVC 22 CM	m	338.20	19.7 8	6,689.07				1,337.8 1	1,337.8 1	1,337.8 1	1,337.81	1,337.81				
									20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%				
24	BOMBEO DE AGUA IGUAL/MAYOR 2" (hora)	u	480.00	5.10	2,447.52				367.13	367.13	367.13	367.13	367.13	367.13	367.13	244.75	
									15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	10.00%	
25	TRANSPORTE DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN (TRANSPORTE LIBRE 500m)	m3	29479.6 3	3.12	91,937.4 9							13,790.6 2	13,790.6 2	13,790.6 2	13,790.6 2	13,790.6 2	22,984.3 7
												15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	25.00%
	<b>TUBERÍAS DE HORMIGÓN</b>				<b>55,842.5 1</b>												
26	EXCAVACIÓN DE ZANJAS A MAQUINA EN TIERRA 0< H <2 M	m3	431.25	1.75	754.37							150.87	150.87	452.62			
												20.00%	20.00%	60.00%			
27	RELLENO COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m3	72.45	4.59	332.37							46.53	16.62	269.22			
												14.00%	5.00%	81.00%			
28	HORMIGÓN ESTRUCTURAL - (f'c=210 kg/cm2)	m3	136.67	150. 57	20,579.0 0							1,028.95	2,057.90	5,144.75	1,440.53	10,906.8 7	
												5.00%	10.00%	25.00%	7.00%	53.00%	
29	MORTERO 1:4	m3	0.95	127. 41	121.04							6.05	12.10	24.21	6.05	72.62	
												5.00%	10.00%	20.00%	5.00%	60.00%	
30	ENCOFRADO PARA ESTRUCTURAS	m2	575.00	13.4 2	7,715.13							1,080.12	154.30	6,480.71			
												14.00%	2.00%	84.00%			
31	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=600mm	m	59.40	120. 49	7,157.01							1,001.98	143.14	357.85	5,654.04		
												14.00%	2.00%	5.00%	79.00%		



32	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=800mm	m	53.58	180.09	9,649.21							482.46	482.46	964.92	482.46	7,236.91	
												5.00%	5.00%	10.00%	5.00%	75.00%	
33	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=1000mm	m	19.29	219.65	4,237.12								593.20	84.74	3,559.18		
													14.00%	2.00%	84.00%		
34	TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS D=1200mm	m	16.10	329.02	5,297.26								741.62	105.95	4,449.70		
													14.00%	2.00%	84.00%		
					<b>2,380,889.75</b>												
	<b>MONTO PARCIAL PROGRAMADO</b>					<b>46,566.55</b>	<b>78,041.39</b>	<b>96,450.87</b>	<b>227,994.85</b>	<b>208,631.44</b>	<b>241,346.14</b>	<b>265,811.09</b>	<b>368,417.96</b>	<b>91,495.69</b>	<b>518,965.82</b>	<b>118,829.38</b>	<b>118,338.58</b>
	<b>PORCENTAJE PARCIAL PROGRAMADO</b>					<b>1.956%</b>	<b>3.278%</b>	<b>4.051%</b>	<b>9.576%</b>	<b>8.763%</b>	<b>10.137%</b>	<b>11.164%</b>	<b>15.474%</b>	<b>3.843%</b>	<b>21.797%</b>	<b>4.991%</b>	<b>4.970%</b>
	<b>MONTO ACUMULADO PROGRAMADO</b>					<b>46,566.55</b>	<b>124,607.94</b>	<b>221,058.81</b>	<b>449,053.66</b>	<b>657,685.10</b>	<b>899,031.24</b>	<b>1,164,842.32</b>	<b>1,533,260.28</b>	<b>1,624,755.97</b>	<b>2,143,721.79</b>	<b>2,262,551.17</b>	<b>2,380,889.75</b>
	<b>PORCENTAJE ACUMULADO PROGRAMADO</b>					<b>1.956%</b>	<b>5.234%</b>	<b>9.285%</b>	<b>18.861%</b>	<b>27.624%</b>	<b>37.760%</b>	<b>48.925%</b>	<b>64.399%</b>	<b>68.242%</b>	<b>90.039%</b>	<b>95.030%</b>	<b>100.000%</b>

Fuente: Elaborado por Christian Cepeda

### **9.3. Especificaciones Técnicas**

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obra, son muy importantes para definir la calidad de los trabajos en general y de los acabados en particular. (MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA, 2008)

En el **Anexo No.13 - Especificaciones Técnicas** se pueden observar las especificaciones correspondientes a los rubros del proyecto.

### **9.4. Análisis De Precios Unitarios (APU)**

Es el valor monetario de una actividad o rubro por unidad de medida escogida, cada uno incluye un costo directo del precio unitario de cada ítem incluye todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad mientras que los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente. (MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA, 2008)

Para el análisis de precios unitarios (APU) se han previsto costos directos e indirectos que se distribuyen así: 4% para gastos de planeación y 14% como utilidad.

### **9.5. Cuadrilla Tipo**

Para la elaboración de la cuadrilla tipo se ha categorizado el componente mano de obra en los APU de los diferentes rubros del presupuesto referencial, posteriormente se han calculado y encontrado los diferentes coeficientes de la cuadrilla tipo. (**Anexo No.10 - Fórmula Polinómica & Cuadrilla Tipo**). Se presenta a continuación un resumen de la misma:

Tabla 71 - Cuadrilla Tipo

<b>CUADRILLA TIPO</b>			
<b>TÉRMI NO</b>	<b>DETALLE</b>	<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>COEFICIEN TES</b>
D2	Ayudante de operador de equipo	97,518.67	0.307
C2	Operador de equipo liviano	2,841.05	0.009
C1	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	9,190.45	0.029
C1	Operador de equipo pesado	69,250.45	0.218
E2	Peón	53,148.98	0.168
D2	Cadenero	1,283.81	0.004
C1	Topógrafo 2, experiencia mayor a 5 años	474.04	0.001
C1	Chofer Tipo E	57,872.19	0.182
D2	Albañil	4,076.31	0.013
D2	Ferrero	18,733.03	0.059
D2	Encofrador	2,905.12	0.009
		<b>317,294.12</b>	<b>1.000</b>

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

## **9.6. Fórmula Polinómica**

Para la elaboración de la fórmula polinómica que servirá para realizar los ajustes de precios, se han asignado a diferentes categorías convenientemente escogidas. Es decir, los elementos que constituyen los diferentes componentes de los APU se han agrupado para el cálculo de los diferentes coeficientes de la fórmula polinómica. A continuación, se presenta un resumen de la misma: (**Anexo No.10 - Fórmula Polinómica & Cuadrilla Tipo**)

Tabla 72 - Fórmula polinómica

<b>FÓRMULA POLINÓMICA</b>			
<b>TÉRMI NO</b>	<b>DETALLE</b>	<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>COEFICIE NTES</b>
A	Acero en barras (Modif)	186,681.03	0.093
B	Mano de Obra	317,294.12	0.157
C	Madera aserrada, cepillada y/o escuadrada (preparada)	30,489.09	0.015
D	Materiales pétreos (Pichincha)	36,040.12	0.018
E	Equipo y maquinaria de Construc. vial	408,338.67	0.202
G	Tubos de hormigón armado y accesorios (Pichincha)	31,802.76	0.016
H	Hormigón premezclado	224,706.65	0.111
L	Alcantarillado sanitario - Zona Urbana	435,271.20	0.216
X	Obra Civil (Varios)	347,079.53	0.172
		<b>2,017,703.17</b>	<b>1.000</b>

*Fuente:* Elaborado por Christian Cepeda

## **Capítulo 10 - Conclusiones y Recomendaciones**

### **10.1. Conclusiones**

Una vez que se han cumplido tanto el objetivo general como los objetivos específicos propuestos en la realización del presente trabajo, se procederá a enunciar las conclusiones más importantes:

- Se han cumplido con las normas ASSHTO 2005, las mismas que permitieron la obtención de resultados precisos y fiables que se adaptaron adecuadamente a la geometría de la vía en estudio.
- Es necesario mantener un adecuado control en los abscisados de la trayectoria con el fin de dar un margen de error lo más mínimo posible en el diseño geométrico de la vía lo que repercutirá en los volúmenes de excavación y por ende en los costos de movimiento de tierras y construcción.

- Es imprescindible contar con estudios de los suelos comprobatorios de los sitios más relevantes donde va a construirse el proyecto, con el objetivo de verificar el comportamiento mecánico de los estratos y así confirmar la pendiente de excavación para los volúmenes de cortes y rellenos, así como la pendiente de inclinación de los taludes.
- La determinación de los índices de tráfico promedio diario anual (TPDA) son el parámetro fundamental para los proyectos viales, pues por medio de este se conocerá la velocidad media de diseño, valor que determinará los diferentes elementos que conforman el eje vial.
- Debe ponerse especial atención al asignar las gradientes en la alineación vertical, puesto que las curvaturas deben tener un valor tal que el vehículo pueda adaptarse a la circulación y seguir su trayecto sin riesgo alguno.

## **10.2. Recomendaciones**

- En el levantamiento topográfico del sitio del proyecto deberán chequearse en forma periódica los puntos y cotas con la finalidad de que los volúmenes de corte y relleno sean precisos y no perjudiquen los costos de remoción de tierras.
- Antes de planificar el proyecto, se recomienda efectuar conteos de volumen de tráfico en zonas aledañas con el fin de tener una base de datos que permita determinar el tráfico promedio diario anual con mayor precisión y en consecuencia, obtener un diseño de mayor confiabilidad.
- Se recomienda obtener información técnica del diseño de proyectos viales de características semejantes y del mismo sitio o sitios aledaños con la finalidad de tener una guía y respaldo del diseño vial que permita efectuar el mismo con mayor seguridad y garantía.

- Los informes de impacto ambiental deberán ser exhaustivamente revisados con el fin de que las operaciones de excavación de corte y relleno sean efectuadas de acuerdo a lo que dichos informes establecen y así la obra genere riesgos ambientales tolerables.

## Bibliografía

- Castillo Pazmiño, M. (2016). *Informe de impacto ambiental del estudio de diseño definitivo y supervisión a la ejecución de la obra del sistema de alcantarillado sanitario de la zona B de la ciudad de Santo Domingo*. Santo Domingo de los Tsáchilas: GAD Santo Domingo de los Tsáchilas.
- GAD Provincial de Santo Domingo de los Tsáchilas. (mayo de 2019). *GAD Provincial de Santo Domingo de los Tsáchilas*. Obtenido de <http://www.gptsachila.gob.ec/index.php/la-provincia/parroquias>
- INEC, I. N. (2010). *Resultados del Censo 2010 de Población y Vivienda en el Ecuador*. Quito: INEC.
- (2018). *Informe de Diseño Definitivo Fase 3 Sto Domingo Túnel 1*. Sto Domingo de los Tsáchilas.
- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC. (2010). *Censo de población y vivienda*. INEC.
- Loor Cedeño, C. (2018). *Estudio de suelo*. Santo Domingo de los Tsáchilas: SCHOSE CIA. LTDA.
- Manual de Carreteras y conservación vial, 2. (2013). *Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones*. LIMA: Dirección General de caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Desarrollo Social, .. (2013). *Metodología de Preparación y evaluación de Proyectos de Vialidad Intermedia*. Santiago de Chile: Gobierno de Chile.
- MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA, 2. (2008). *Manual para La Revisión de Costos y Presupuestos*. MANAGUA: MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA.
- Normas de Diseño geométrico de carreteras*. (2005). Quito: Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

ROJAS, P. A. (2011). DISEÑO GEOMETRICO DE VÍAS. En P. A. ROJAS, *DISEÑO GEOMETRICO DE VÍAS* (pág. 31). Bogotá: Escuela colombiana de ingeniería.

SERTOUR. (29 de 05 de 2019). *Empresa dedicada al turismo*. Obtenido de <https://sertou.wordpress.com/2-la-provincia/>





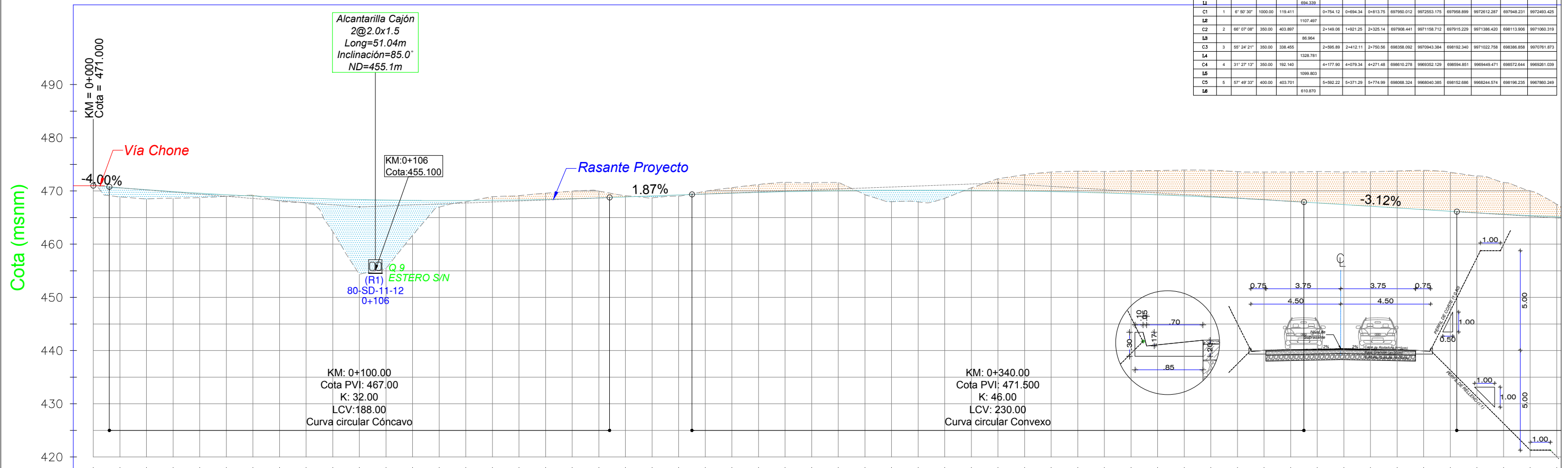
**“DISEÑO VIAL A NIVEL DE SUBRASANTE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA VÍA DE LONGITUD DE 6.0 KM, QUE VA DESDE LA AV. CHONE HASTA LA AV. QUEVEDO UBICADA EN EL CANTÓN SANTO DOMINGO DE LA PROVINCIA DE SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS”**

## **ANEXOS**

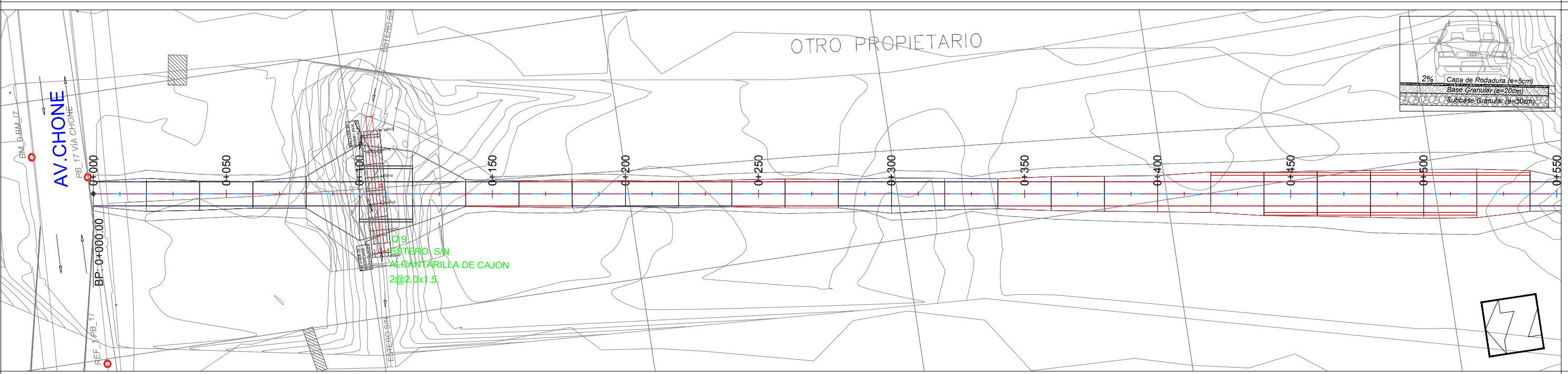
**CEPEDA CRUZ CHRISTIAN PATRICIO**

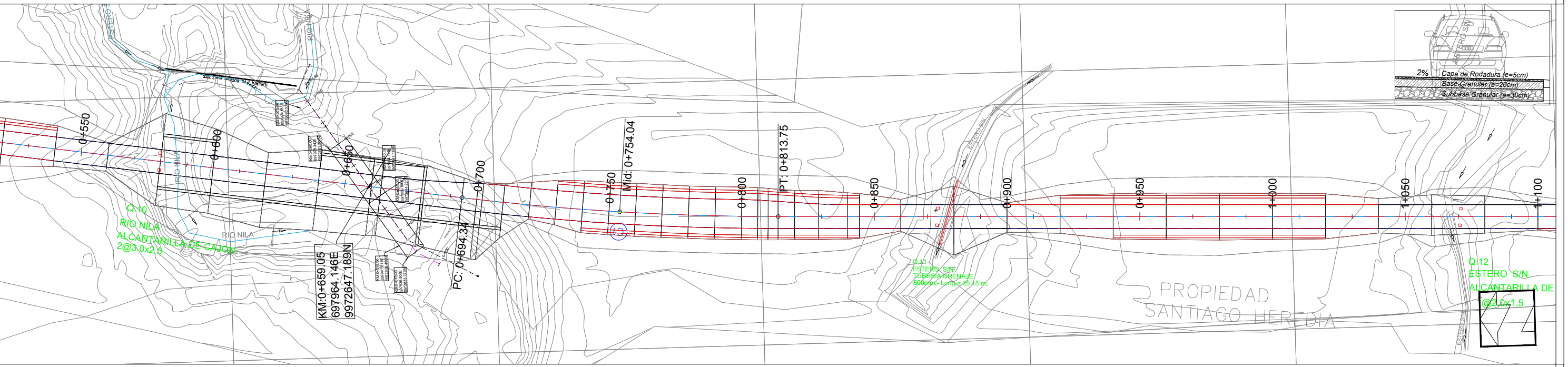
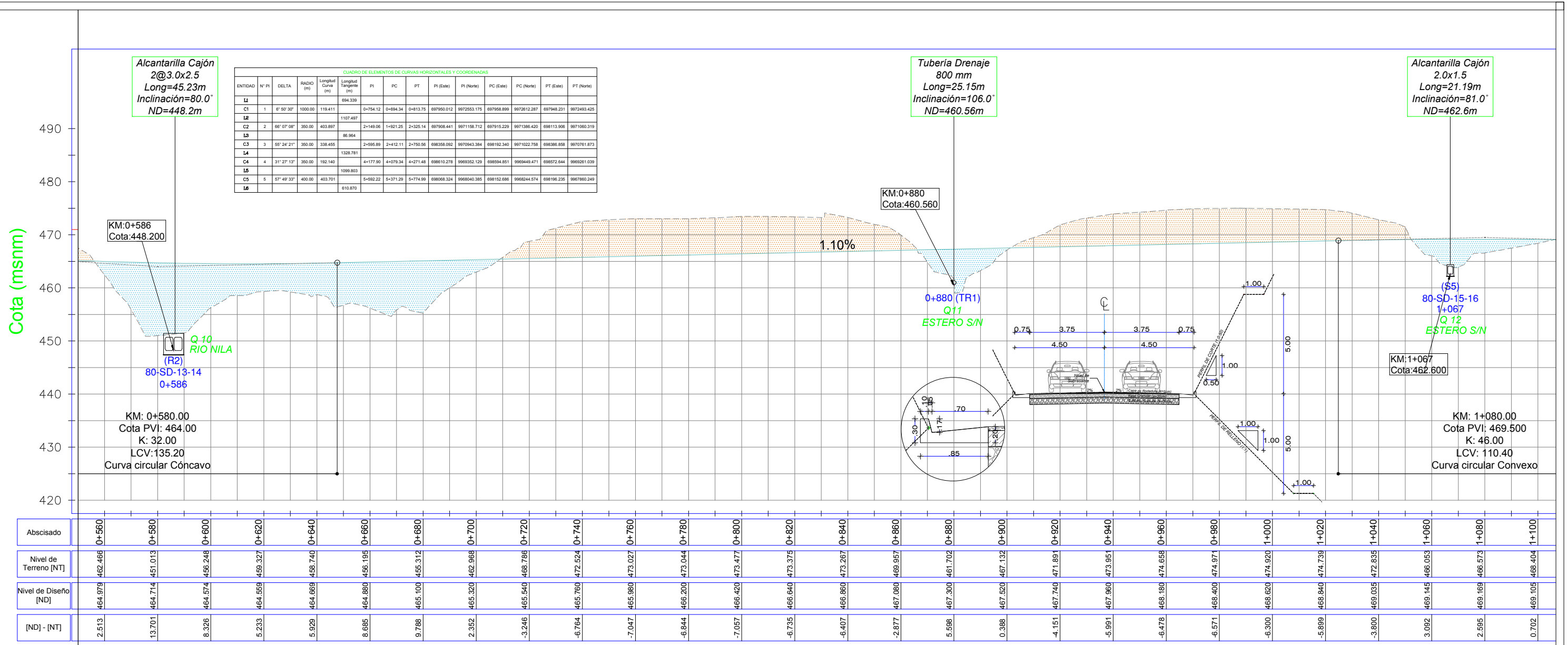
CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	N°	PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Oeste)	PC (Este)	PC (Oeste)	PT (Este)	PT (Oeste)
L1					684.339										
C1	1	6° 50' 30"	1000.00	119.411		0+754.12	0+684.34	0+813.75	697950.012	9972563.175	697958.899	9972812.287	697948.231	9972463.425	
L2					1107.497										
C2	2	66° 07' 08"	350.00	403.887		2+149.06	1+921.25	2+325.14	697908.441	9971158.712	697915.229	9971386.420	698113.906	9971000.319	
L3					86.954										
C3	3	55° 24' 21"	350.00	338.455		2+595.89	2+412.11	2+750.56	698358.092	9970943.384	698192.340	9971022.758	698386.858	9970761.873	
L4					1328.781										
C4	4	31° 27' 13"	350.00	162.140		4+177.90	4+079.34	4+271.48	698810.278	9969352.129	698584.851	9969449.471	698572.644	9968261.039	
L5					1099.803										
C5	5	57° 49' 33"	400.00	403.701		5+582.22	5+371.29	5+774.99	698068.324	9968040.385	698152.686	9968244.574	698196.235	9967860.249	
L6					610.870										



Abscisado	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400	0+420	0+440	0+460	0+480	0+500	0+520	0+540	
Nivel de Terreno [NT]	471.240	468.489	468.750	469.223	467.658	454.377	461.658	467.981	469.133	469.981	469.107	469.051	470.625	471.632	471.617	467.990	468.617	472.296	473.577	473.670	473.624	473.930	473.572	473.663	473.611	473.891	472.844	470.024	
Nivel de Diseño [ND]	471.000	470.231	469.581	469.056	468.656	468.381	468.231	468.206	468.306	468.531	468.875	469.250	469.600	469.867	470.046	470.138	470.144	470.062	469.894	469.638	469.638	469.296	468.867	468.351	467.750	467.125	466.500	465.884	465.368
[ND] - [NT]	-0.240	1.741	0.830	-0.167	0.998	14.004	6.573	0.225	-0.827	-1.450	-0.232	0.199	-1.024	-1.765	-1.571	2.148	1.527	-2.233	-3.683	-4.032	-4.528	-5.063	-5.221	-5.913	-6.486	-7.391	-6.960	-4.655	

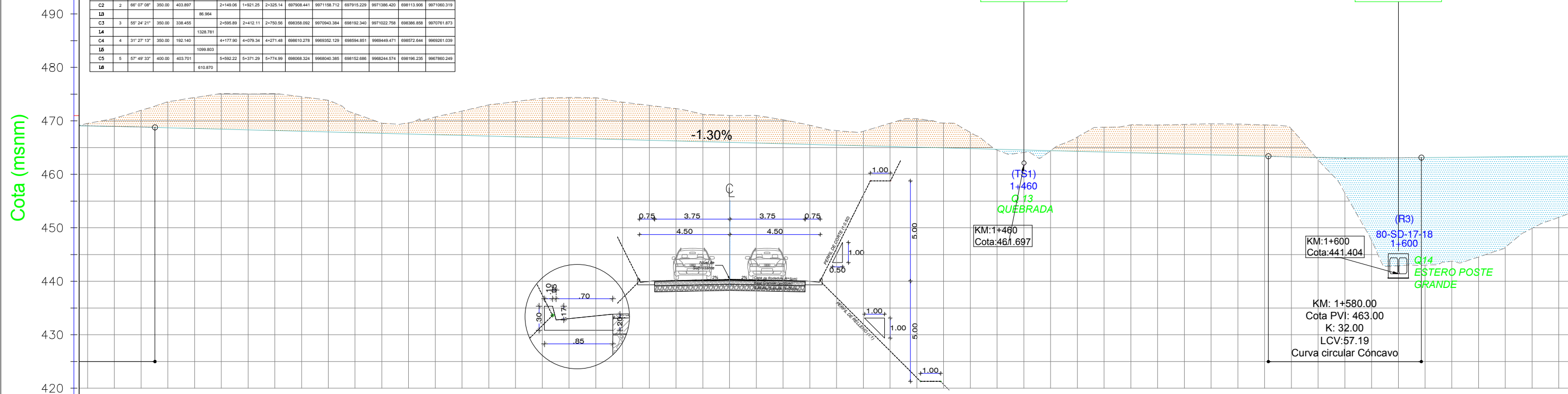




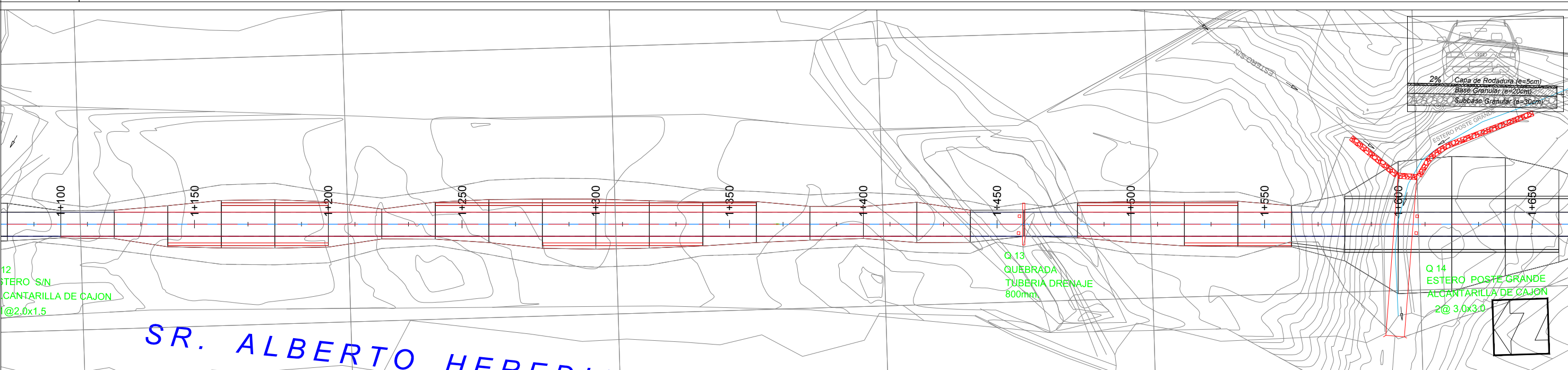
CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	Nº PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
L1					694.339									
C1	1	6° 50' 30"	1000.00	119.411	1107.497	0+754.12	0+894.34	0+813.75	697950.012	6972553.175	697958.899	6972612.287	697948.231	6972493.425
C2	2	66° 07' 08"	350.00	403.897	1107.497	2+149.06	1+921.25	2+325.14	697908.441	6971158.712	6979152.229	6971386.420	698113.906	6971060.319
L3					86.964									
C3	3	55° 24' 21"	350.00	338.455	1107.497	2+995.89	2+412.11	2+750.56	698358.092	6979243.384	698162.340	6971022.758	698368.858	6970761.873
L4					1328.781									
C4	4	31° 27' 13"	350.00	192.140	1109.803	4+177.90	4+079.34	4+271.48	698810.278	6960352.129	698854.851	6969449.471	698872.644	6969261.039
L5					1099.803									
C5	5	57° 49' 33"	400.00	403.701	1109.803	5+992.22	5+371.29	5+774.89	698068.324	6968043.385	698152.686	6969244.574	698196.235	6967860.249
L6					610.870									

Cota (msnm)



Abscisado	1+120	1+140	1+160	1+180	1+200	1+220	1+240	1+260	1+280	1+300	1+320	1+340	1+360	1+380	1+400	1+420	1+440	1+460	1+480	1+500	1+520	1+540	1+560	1+580	1+600	1+620	1+640	1+660	
Nivel de Terreno [NT]	470.467	473.590	475.126	475.111	473.843	469.583	470.743	473.000	474.271	474.324	472.911	471.247	471.025	469.199	468.061	470.413	467.638	464.094	466.999	469.253	469.349	469.416	468.503	466.490	442.892	443.792	446.368	451.962	
Nivel de Diseño [ND]	468.955	468.720	468.460	468.200	467.940	467.680	467.420	467.160	466.900	466.640	466.380	466.120	465.860	465.600	465.340	465.080	464.820	464.560	464.300	464.040	463.780	463.520	463.260	463.000	462.740	462.480	462.220	461.960	461.700
[ND] - [NT]	-1.512	-4.860	-6.666	-6.911	-5.903	-1.903	-3.323	-5.840	-7.371	-7.684	-6.531	-5.127	-5.165	-3.599	-2.721	-5.333	-3.018	0.466	-2.699	-5.213	-5.569	-5.896	-5.231	6.638	20.217	19.403	16.924	11.428	



SR. ALBERTO HEREDIA



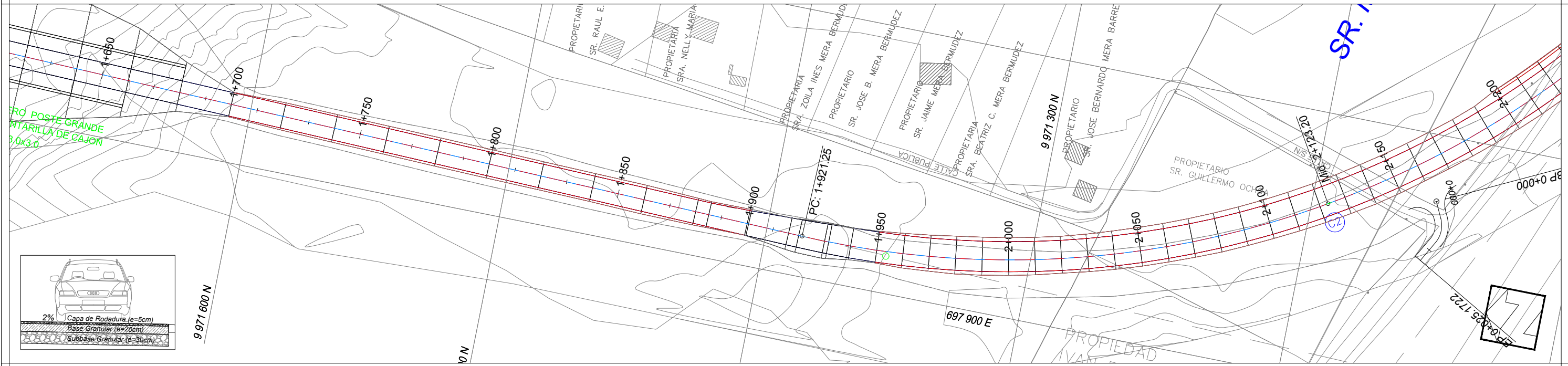
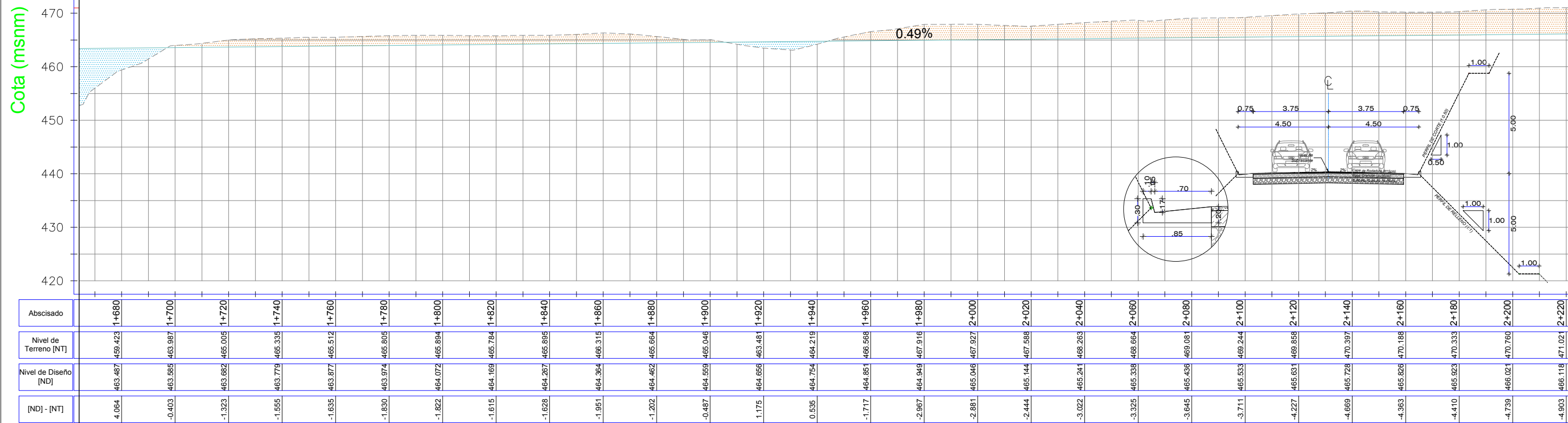
Diseño vial a nivel de subrasante para la construcción de la vía de longitud de 6.0 km, que va desde la Av. Chone hasta la Av. Quevedo ubicada en el cantón Santo domingo de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.

Perfil Horizontal y Vertical del Proyecto

03/12

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	N° PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
L1					694.339									
C1	1	6° 50' 30"	1000.00	119.411		0+754.12	0+694.34	0+813.75	997950.012	997253.175	997958.899	9972612.287	997948.231	9972493.425
L2					1107.497									
C2	2	66° 07' 08"	350.00	403.897		2+149.08	1+921.25	2+325.14	997908.441	9971158.712	997915.229	9971386.420	998113.906	9971060.319
L3					85.964									
C3	3	55° 24' 21"	350.00	338.455		2+595.89	2+412.11	2+750.58	998358.092	9979943.384	998192.340	9971022.758	998386.858	9970761.873
L4					1328.781									
C4	4	31° 27' 13"	350.00	192.140		4+177.90	4+079.34	4+271.48	998610.278	9969352.129	998594.851	9969449.471	998572.644	9969261.039
L5					1099.803									
C5	5	57° 49' 33"	400.00	403.701		5+592.22	5+371.29	5+774.99	998068.324	9968040.385	998152.686	9968244.574	998196.235	9967860.249
L6					610.870									



Diseño vial a nivel de subrasante para la construcción de la vía de longitud de 6.0 km, que va desde la Av. Chone hasta la Av. Quevedo ubicada en el cantón Santo domingo de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.

Perfil Horizontal y Vertical del Proyecto

04/12

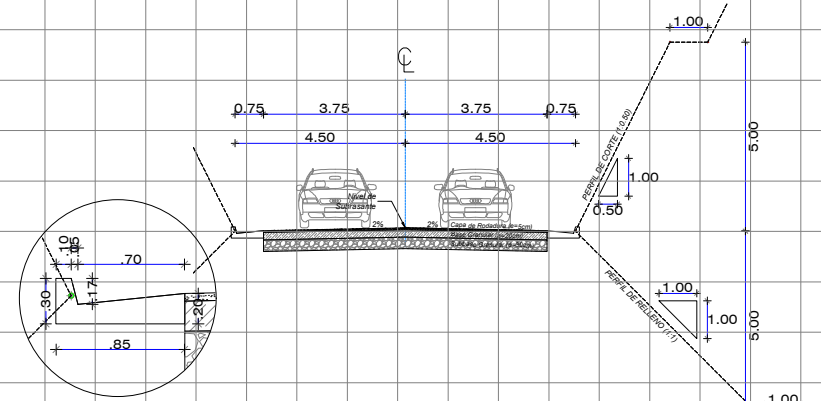
CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	N° PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
L1	1	6° 50' 30"	1000.00	119.411	694.339	0+754.12	0+894.34	0+813.75	697950.012	997253.175	697958.899	9972612.287	697948.231	9972493.425
C1	2	86° 07' 08"	350.00	403.897	1107.497	2+149.06	1+921.25	2+325.14	697908.441	9971158.712	697915.229	9971386.420	698113.906	9971060.319
L2	3	55° 24' 21"	350.00	338.455	86.964	2+595.89	2+412.11	2+750.56	698358.092	9970943.384	698192.340	9971022.758	698386.858	9970761.873
C2	4	31° 27' 13"	350.00	192.140	1328.781	4+177.90	4+079.34	4+271.48	698610.278	9969352.129	698594.451	9969449.471	698572.644	9969261.039
L3	5	87° 49' 33"	400.00	403.701	1099.803	5+592.22	5+371.29	5+774.99	698868.324	9968040.385	698152.686	9968244.574	698196.235	9967860.249
L4					610.870									

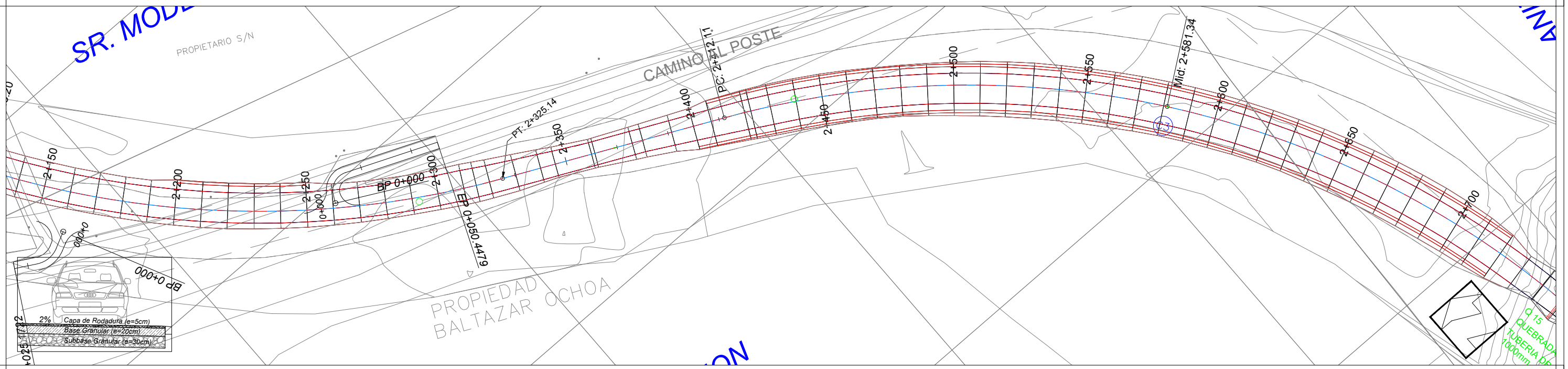
Cota (msnm)

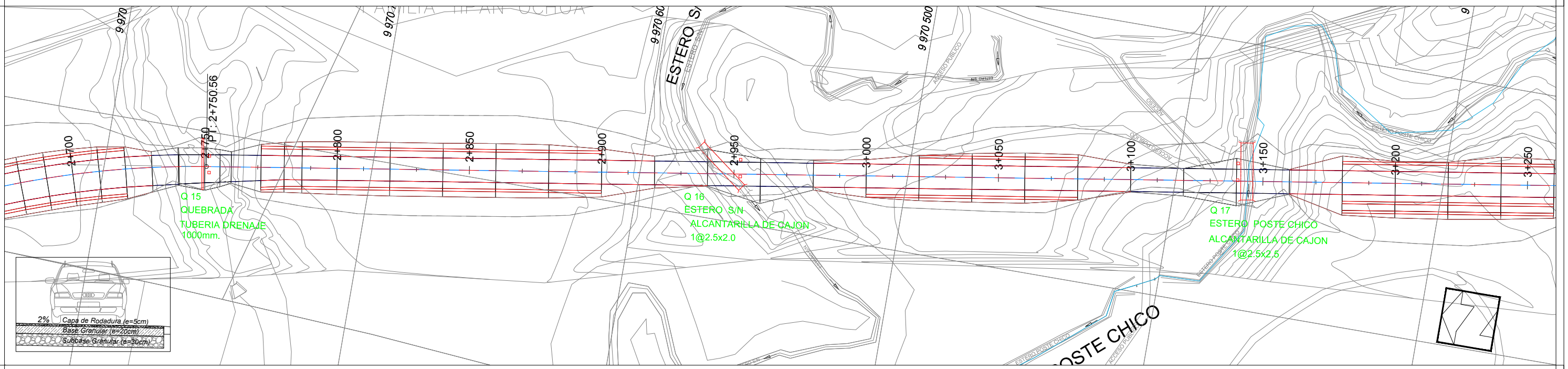
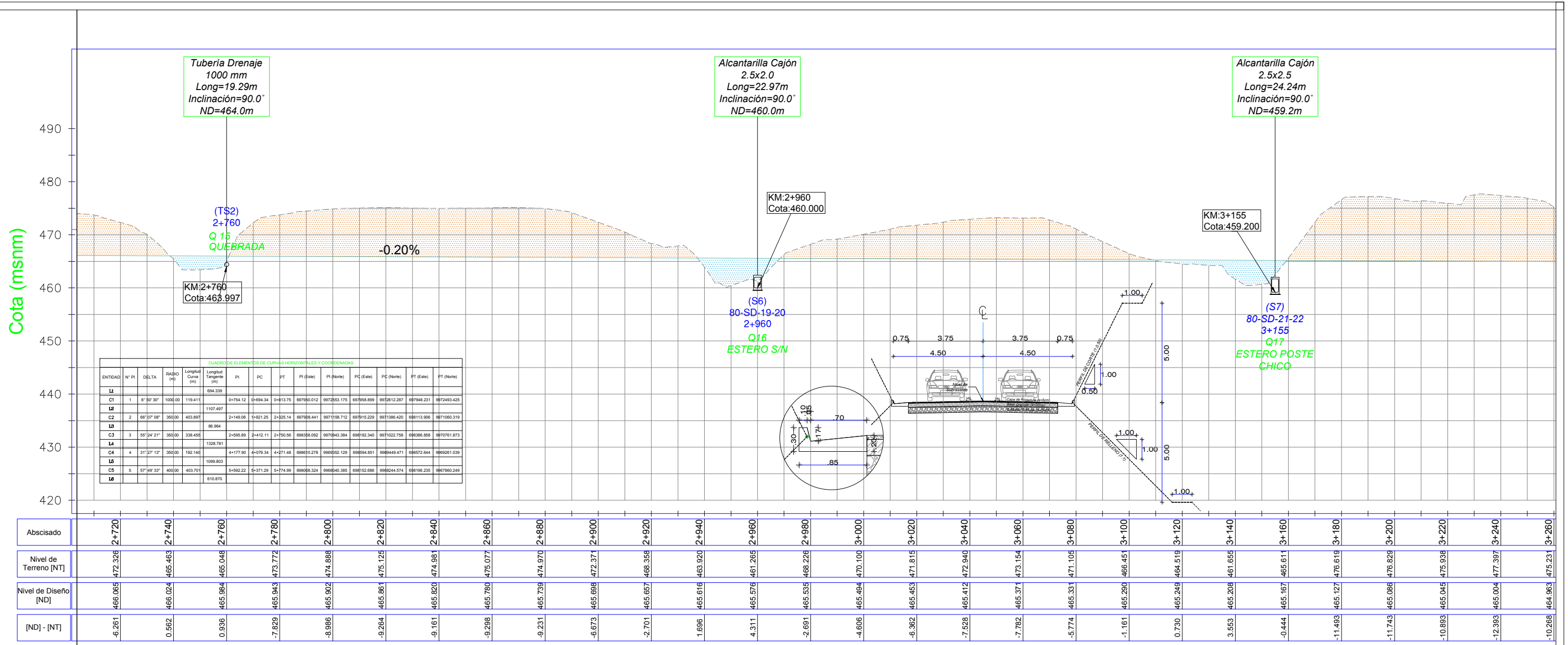
490  
480  
470  
460  
450  
440  
430  
420

KM: 2+360.00  
Cota PVI: 466.800  
K: 46.00  
LCV: 31.80  
Curva circular Convexo



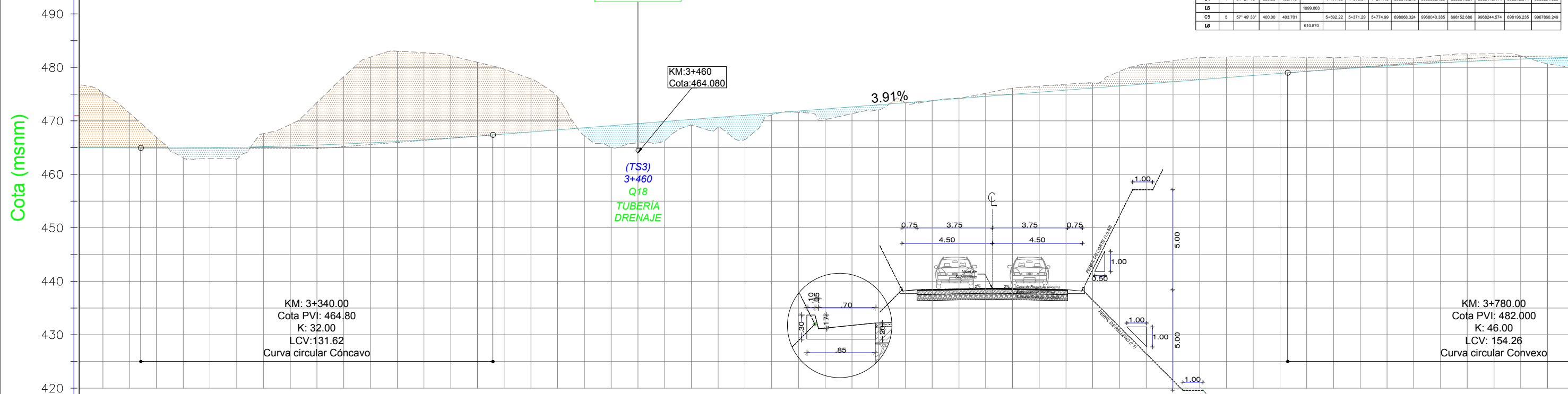
Abscisado	2+200	2+220	2+240	2+260	2+280	2+300	2+320	2+340	2+360	2+380	2+400	2+420	2+440	2+460	2+480	2+500	2+520	2+540	2+560	2+580	2+600	2+620	2+640	2+660	2+680	2+700	2+720	2+740
Nivel de Terreno [NT]	470.760	471.021	470.723	470.433	469.983	469.981	470.551	469.404	468.893	470.540	471.723	472.545	472.890	472.672	472.326	472.995	473.780	473.979	474.110	473.993	473.716	473.486	474.244	474.428	474.552	474.174	472.326	465.463
Nivel de Diseño [ND]	466.021	466.118	466.215	466.313	466.410	466.508	466.605	466.703	466.773	466.758	466.637	466.596	466.514	466.433	466.555	466.514	466.473	466.433	466.392	466.351	466.310	466.269	466.229	466.188	466.147	466.106	466.065	466.024
[ND] - [NT]	-4.739	-4.903	-4.508	-4.120	-3.572	-3.473	-3.946	-2.702	-2.120	-3.780	-5.005	-6.076	-6.481	-7.307	-7.547	-7.718	-7.642	-7.406	-7.217	-8.016	-8.240	-8.406	-8.240	-8.406	-8.068	-6.261	0.562	



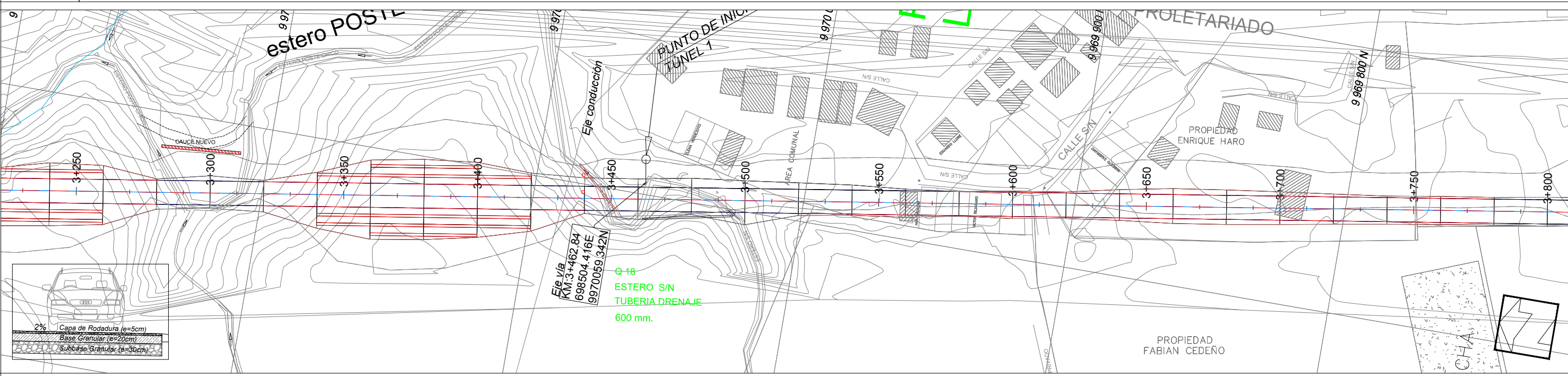


CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	Nº	PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
II						694.339									
CI	1	0° 50' 30"	1000.00	119.411		1107.497	3+754.12	3+894.34	3+813.75	697960.012	997263.175	697968.899	997261.287	697948.231	997249.425
II						68.964									
CI	2	68° 07' 08"	350.00	403.897		88.964	2+149.06	1+921.25	2+325.14	697908.441	9971168.712	697915.229	9971386.420	698113.906	9971360.319
II						1328.781									
CI	3	58° 24' 21"	350.00	338.485		1099.803	2+995.89	2+412.11	2+750.56	698306.002	9970943.384	698192.340	9971022.758	698386.858	9970761.873
II						1099.803									
CI	4	31° 27' 13"	350.00	192.140		1099.803	4+177.90	4+079.34	4+271.48	698610.278	998352.129	698594.851	9980443.471	698572.644	998261.039
II						610.870									
CI	5	57° 49' 33"	400.00	403.701		610.870	5+992.22	5+371.29	5+774.99	698068.324	998040.385	698152.686	998244.574	698196.239	998780.349
II						610.870									



Abscisado	3+260	3+280	3+300	3+320	3+340	3+360	3+380	3+400	3+420	3+440	3+460	3+480	3+500	3+520	3+540	3+560	3+580	3+600	3+620	3+640	3+660	3+680	3+700	3+720	3+740	3+760	3+780	3+800
Nivel de Terreno [NT]	475.231	466.925	462.968	467.635	473.427	481.935	482.755	480.963	477.863	467.235	465.876	469.199	466.522	471.579	471.343	473.424	474.261	476.131	476.857	479.249	481.269	481.959	482.011	481.792	481.788	482.260	482.544	480.710
Nivel de Diseño [ND]	464.963	464.928	464.986	465.189	465.477	465.910	466.468	467.151	467.927	468.709	469.491	470.273	471.055	471.836	472.618	473.400	474.182	474.964	475.745	476.527	477.309	478.091	478.873	479.655	480.437	481.219	482.001	482.783
[ND] - [NT]	-10.268	-1.998	2.018	-2.467	-7.951	-16.026	-16.288	-13.813	-9.935	1.474	3.615	1.073	4.533	0.257	1.275	-0.024	-0.079	-1.168	-1.111	-2.722	-3.960	-3.868	-3.138	-2.170	-1.501	-1.396	-1.190	1.046



Diseño vial a nivel de subrasante para la construcción de la vía de longitud de 6.0 km, que va desde la Av. Chone hasta la Av. Quevedo ubicada en el cantón Santo domingo de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.

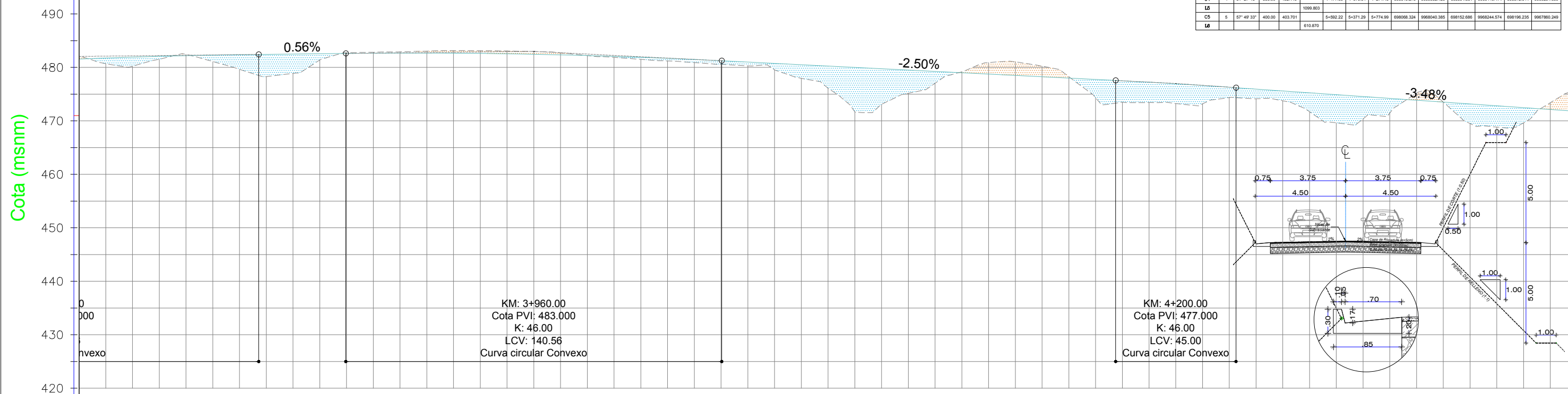
Perfil Horizontal y Vertical del Proyecto

07/12

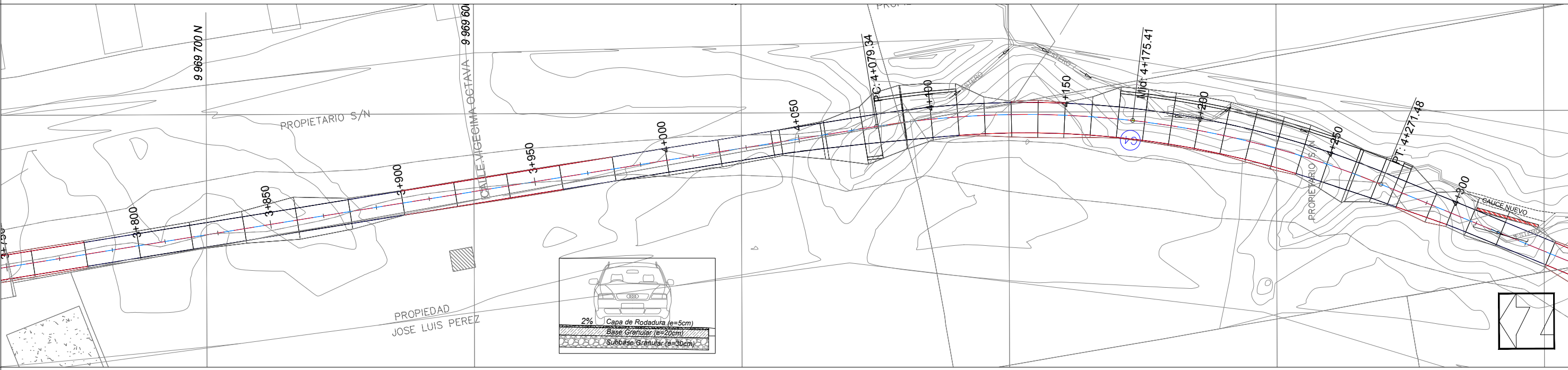


CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	Nº	PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
CI	1	0° 50' 30"	1000.00	119.411	694.339	347.169	3+754.12	3+854.34	3+954.75	697998.012	997293.175	697998.899	997293.287	697948.231	997248.425
CI	2	68° 07' 08"	350.00	403.897	68.964	34.482	3+149.06	1+921.25	2+325.14	697998.441	997158.712	697915.229	997138.420	698113.906	997138.319
CI	3	59° 24' 21"	350.00	338.485	1328.781	66.964	2+995.89	2+412.11	2+750.56	698336.002	997094.384	698192.340	9971022.758	698386.858	9970761.873
CI	4	31° 27' 13"	350.00	192.140	1099.803	54.962	4+177.90	4+079.34	4+271.48	69810.278	998332.129	698094.851	9980443.471	69873.644	998261.039
CI	5	57° 49' 33"	400.00	403.701	610.870	305.435	5+992.22	5+371.29	5+774.99	698068.324	998040.385	698152.686	998244.574	698196.239	998780.349



Abscisado	3+800	3+820	3+840	3+860	3+880	3+900	3+920	3+940	3+960	3+980	4+000	4+020	4+040	4+060	4+080	4+100	4+120	4+140	4+160	4+180	4+200	4+220	4+240	4+260	4+280	4+300	4+320	4+340
Nivel de Terreno [NT]	480.710	481.521	481.099	478.280	481.394	482.846	483.059	483.125	482.970	482.216	481.508	480.901	480.304	477.962	471.722	475.155	479.180	481.045	478.275	473.483	473.239	474.374	473.754	469.640	471.491	473.510	468.945	473.403
Nivel de Diseño [ND]	481.756	482.072	482.301	482.444	482.556	482.655	482.678	482.614	482.463	482.225	481.900	481.488	481.000	480.500	480.000	479.500	479.000	478.500	478.000	477.499	476.945	476.304	475.608	474.913	474.217	473.522	472.826	472.130
[ND] - [NT]	1.046	0.551	1.202	4.165	1.162	-0.191	-0.381	-0.511	-0.507	0.009	0.393	0.587	0.696	2.538	8.278	4.345	-0.180	-2.545	-0.275	4.016	3.706	1.929	1.855	5.273	2.726	0.012	3.981	-1.273



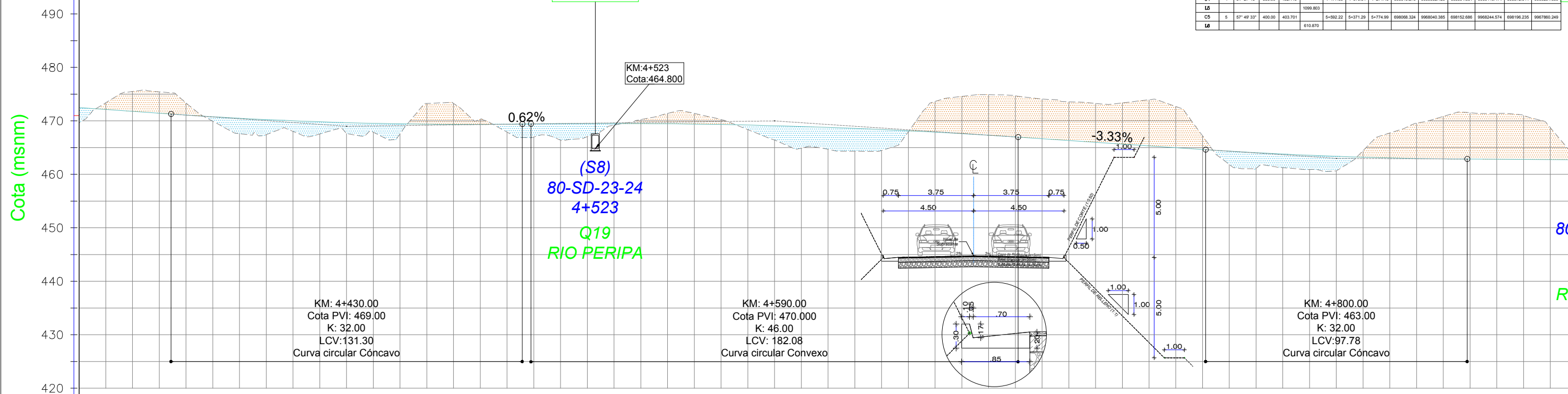
Diseño vial a nivel de subrasante para la construcción de la vía de longitud de 6.0 km, que va desde la Av. Chone hasta la Av. Quevedo ubicada en el cantón Santo domingo de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.

Perfil Horizontal y Vertical del Proyecto

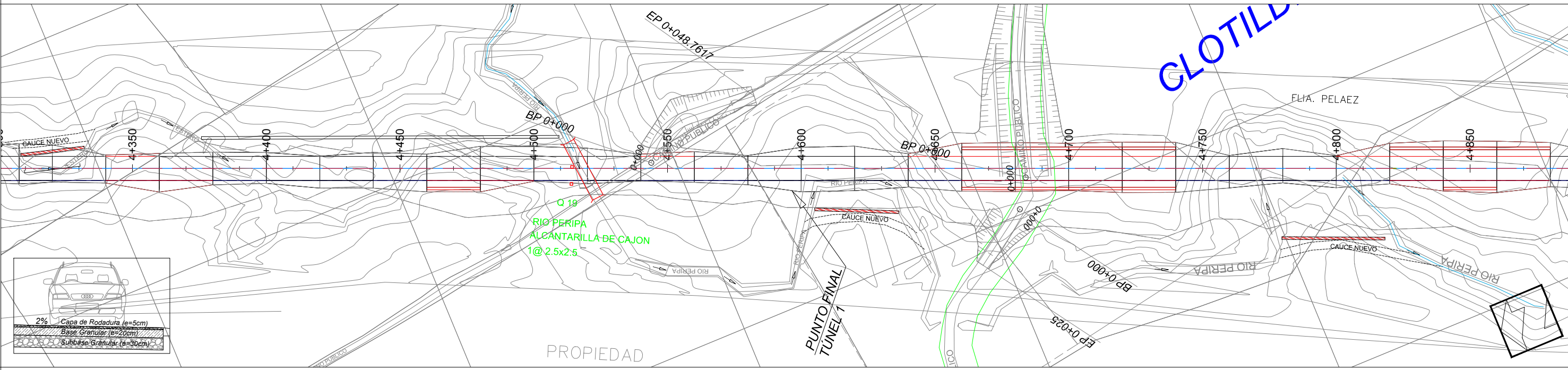
08/12

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	Nº PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
II					694.339									
CI	1	8° 50' 30"	1000.00	119.411	1107.497	5+754.12	0+694.34	0+813.75	697960.012	997263.175	697968.899	9972612.287	697948.231	9972483.425
II					1107.497									
CI	2	68° 07' 08"	350.00	403.897	68.964	2+149.06	1+921.25	2+325.14	697968.441	9971158.712	697915.229	9971386.420	698113.906	9971380.319
II					68.964									
CI	3	58° 24' 21"	350.00	338.485	1328.781	2+995.89	2+412.11	2+750.56	698366.002	9970943.384	698192.340	9971022.758	698386.658	9970761.873
II					1328.781									
CI	4	31° 27' 13"	350.00	192.140	1099.803	4+177.90	4+079.34	4+271.48	698610.278	998352.129	698594.851	9980443.471	698572.644	998261.039
II					1099.803									
CI	5	57° 49' 33"	400.00	403.701	610.870	5+982.22	5+371.29	5+774.99	698068.324	998040.385	698152.686	998244.574	698196.239	998780.349
II					610.870									



Abscisado	4+340	4+360	4+380	4+400	4+420	4+440	4+460	4+480	4+500	4+520	4+540	4+560	4+580	4+600	4+620	4+640	4+660	4+680	4+700	4+720	4+740	4+760	4+780	4+800	4+820	4+840	4+860	4+880	
Nivel de Terreno [NT]	473.403	475.431	469.928	467.438	467.566	467.893	473.255	470.315	466.997	467.075	470.255	471.404	468.385	464.908	464.319	467.975	474.583	474.698	473.578	473.364	472.695	461.847	461.254	460.662	467.745	470.841	471.995	468.743	
Nivel de Diseño [ND]	472.130	471.435	470.777	470.242	469.852	469.547	469.386	469.351	469.437	469.514	469.504	469.407	469.224	468.953	468.595	468.150	467.619	467.000	466.333	465.667	465.000	464.346	463.797	463.254	462.662	467.745	470.841	471.995	468.743
[ND] - [NT]	-1.273	-3.996	0.849	2.804	2.266	1.653	-3.869	-0.965	2.441	2.439	-0.750	-1.996	0.839	4.045	4.276	-6.964	-7.698	-7.245	-7.697	-7.695	-7.695	2.498	2.543	2.711	-4.670	-7.940	-8.562	-5.965	



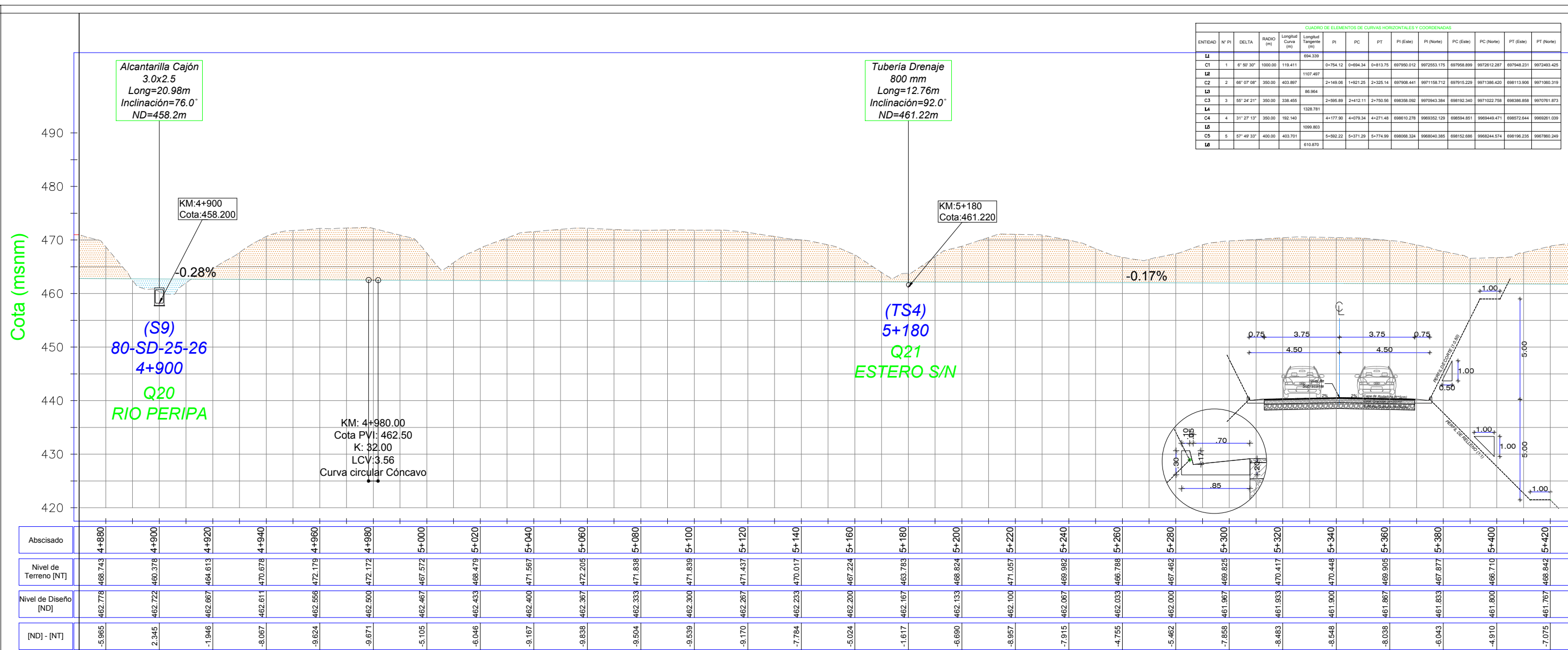
Diseño vial a nivel de subrasante para la construcción de la vía de longitud de 6.0 km, que va desde la Av. Chone hasta la Av. Quevedo ubicada en el cantón Santo domingo de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.

Perfil Horizontal y Vertical del Proyecto

09/12

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES Y COORDENADAS

ENTIDAD	Nº PI	DELTA	RADIO (m)	Longitud Curva (m)	Longitud Tangente (m)	PI	PC	PT	PI (Este)	PI (Norte)	PC (Este)	PC (Norte)	PT (Este)	PT (Norte)
II														
C1	1	8° 50' 30"	1000.00	119.411	694.339	5+754.12	0+894.34	0+813.75	697998.012	997293.175	697998.899	997291.287	697948.231	997243.425
E														
C2	2	66° 07' 08"	350.00	403.897	1107.497	2+149.06	1+921.25	2+325.14	697998.441	9971158.712	697915.229	9971386.420	698113.906	9971380.319
E														
C3	3	59° 24' 21"	350.00	338.465	66.964	2+995.89	2+412.11	2+750.56	698386.002	9970943.384	698192.340	9971022.758	698386.858	9970761.873
E														
C4	4	31° 27' 13"	350.00	192.140	1328.781	4+177.90	4+079.34	4+271.48	698610.278	9980352.129	698094.861	9980443.471	698672.644	9980261.039
E														
C5	5	57° 49' 33"	400.00	403.701	1099.803	5+992.22	5+371.29	5+774.99	698068.324	998040.385	698152.686	9980244.574	698196.239	998780.249
E														



Abscisado	4+880	4+900	4+920	4+940	4+960	4+980	5+000	5+020	5+040	5+060	5+080	5+100	5+120	5+140	5+160	5+180	5+200	5+220	5+240	5+260	5+280	5+300	5+320	5+340	5+360	5+380	5+400	5+420
Nivel de Terreno [NT]	468.743	460.378	464.613	470.678	472.179	472.172	467.572	468.478	471.567	472.205	471.838	471.839	471.437	470.017	467.224	463.783	468.924	471.057	469.982	466.788	467.462	469.825	470.417	470.448	469.905	467.877	466.710	468.842
Nivel de Diseño [ND]	462.778	462.722	462.667	462.611	462.556	462.500	462.467	462.433	462.400	462.367	462.333	462.300	462.267	462.233	462.200	462.167	462.133	462.100	462.067	462.033	462.000	461.967	461.933	461.900	461.867	461.833	461.800	461.767
[ND] - [NT]	-5.965	2.345	-1.946	-6.067	-9.624	-9.671	-5.105	-6.046	-9.167	-9.838	-9.504	-9.539	-9.170	-7.784	-5.024	-1.617	-6.690	-8.957	-7.915	-4.755	-5.462	-7.858	-8.483	-6.548	-6.038	-6.043	-4.910	-7.075

