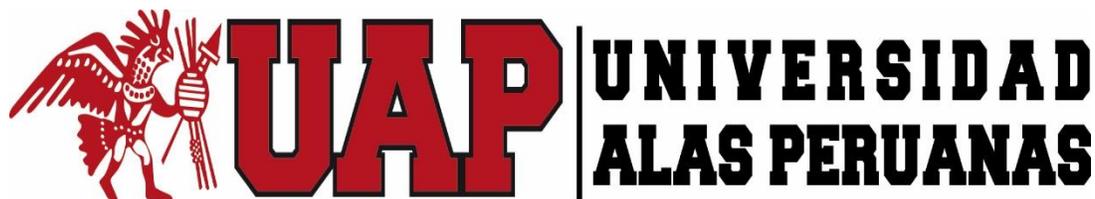


UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“MEJORAMIENTO DE LAS VÍAS ALTERNAS
DESDE LA AV. SÁENZ PEÑA HASTA LA AV.
AEROPUERTO DISTRITO DE CALLERÍA Y
YARINACocha – PROVINCIA DE CORONEL
PORTILLO – REGIÓN DE UCAYALI”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

PATRICK VICENTE MELENDEZ SUAREZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

PUCALLPA – PERÚ

2016

DEDICATORIA

- A Dios Por ser mi guía en este camino de vicisitudes y por haberme bendecido con la familia que tengo
- A Mis padres Luisa y Alberto, por el amor que sienten por mí y por estar siempre a mi lado.
- A Mis hermanos Natalia y Alberth, por ser mis compañeros de vida y compartir conmigo los momentos que la vida puso en nuestros caminos.
- A Mi esposa Viviana, por compartir conmigo los sacrificios que la vida nos enseñó a afrontar con valentía y también por el hermoso regalo fruto de su vientre.
- A Mi hijo Lyonel Alonso, por ser el regalo máspreciado que Dios me dio, por quien me esfuerzo cada día y al que siento que le debo más tiempo de mi vida

Patrick Vicente Melendez Suarez

AGRADECIMIENTO

El más sincero agradecimiento a mi asesor metodológico Lic. Pascual Aguirre Gamboa por los conocimientos transferido y el tiempo dado para la finalización de este trabajo.

De igual manera agradezco al Ing. León flores Saldaña por su apoyo incondicional en la realización de este trabajo sin su ayuda no hubiera podido realizar un excelente trabajo.

Igualmente, al Ing. Luis Alberto Rivera Echeagaray por la disposición prestada en los momentos que necesitaba hacerle una consulta.

A los profesores que a lo largo de mi formación me inculcaron valores y conocimientos los cuales contribuyeron en mi formación como persona y como profesional.

ÍNDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE	iv
FIGURAS	xii
TABLAS.....	xiii
CUADROS	xiv
GRÁFICOS	xvii
IMÁGENES	xviii
ECUACIONES	xix
1. RESUMEN	xx
2. ABSTRACT	xxii
3. INTRODUCCIÓN.....	xxiv
4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN	1
4.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	1
4.2 PROBLEMA GENERAL	2
4.3 PROBLEMAS ESPECÍFICOS	2
5. FORMULACIÓN DE OBJETIVOS.....	3
5.1 OBJETIVO GENERAL.....	3

5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
6. MARCO TEÓRICO.....	4
6.1 DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	4
6.1.1 ETAPAS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	4
6.1.2 FUNCIONES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	5
6.1.3 TIPOS DE PAVIMENTOS.....	5
6.1.3.1 Pavimentos Rígidos.....	6
6.1.4 FACTORES DE DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	6
6.2 SUELO DE FUNDACIÓN Y SUBRASANTE.....	7
6.3 CONCRETO HIDRÁULICO	12
6.3.1 DEFINICIÓN.....	12
6.3.2 CLASIFICACIÓN	12
6.4 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS.....	13
6.4.1 DEFINICIÓN.....	14
6.4.1.1 Estabilización Física:	14
6.4.1.1.1 Mezclas de Suelos.....	14
6.4.1.2 Estabilización Química:	15
6.4.1.3 Estabilización Mecánica:.....	15
6.5 DRENAJE EN PAVIMENTOS.....	16
6.5.1 Caudales de Escurrimiento.....	16
6.5.1.1 Método Racional.....	16
6.5.2 Coeficiente de Escorrentía.....	17
6.5.3 Intensidad de Lluvia.....	18
6.5.4 Área de Drenaje	19
6.5.5 Alcantarilla.	19
6.5.6 Alcantarillado Pluvial.....	19
6.5.7 Alineamiento.....	19
6.5.8 Base.	19
6.5.9 Berma.....	20
6.5.10 Bombeo de la Pista.....	20
6.5.11 Canal.	20

6.5.12 Coeficiente de Escorrentía.....	20
6.5.13 Cuenca.	20
6.5.14 Cuneta.....	20
6.5.15 Cuneta Medianera.	20
6.5.16 Drenaje.....	20
6.5.17 Duración de la Lluvia.	20
6.5.18 Flujo Uniforme.	21
6.5.19 Intensidad de Lluvia.....	21
6.6 TRÁFICO.....	21
6.6.1 Metodología del Conteo.....	21
6.6.1.1 Recopilación de la Información.....	22
a) Fuentes referenciales. -	22
b) Fuentes Directas. -	22
6.6.1.1.1 Calculo Del Tráfico Medio Diario Semanal.....	22
6.6.1.1.2 Factores De Corrección.....	22
6.6.1.1.3 Calculo Del Tráfico Medio Diario Anual (IMDA)	23
6.7 TOPOGRAFÍA.....	23
6.7.1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS	23
6.7.1.1 Levantamiento Topográfico	24
6.7.1.1.1 Estación Total. -.....	24
6.7.1.1.2 Sistema de Posicionamiento Global (GPS).....	27
6.7.1.1.3 Representación Gráfica - Dibujo Asistido por Computadora. -	29
7. TRABAJO DE CAMPO.....	31
7.1 ESTUDIO DE SUELOS.....	31
7.1.1 CARTOGRAFÍA UTILIZADA.....	31
7.1.2 METODOLOGÍA.....	32
7.1.3 UBICACIÓN.....	32
7.1.4 ESTRATIGRAFÍA.....	33
7.1.5 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	34
7.1.6 UNIDADES LITOLÓGICAS	34
7.1.6.1 ARENAS.....	34

7.1.6.2 ARCILLAS	34
7.1.6.3 LATERITAS.....	34
7.1.6.4 GRAVAS	35
7.1.7 CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS	35
7.1.8 RIESGOS GEOLÓGICOS	36
7.1.9 GEOTECNIA DE LA SUB RASANTE	36
7.1.9.1 SUELOS DE LA SUBRASANTE	37
7.1.9.1.1 INVESTIGACIONES DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	37
7.1.9.1.2 CLASIFICACIÓN	41
a) Suelos A – 1.....	42
b) Suelos A - 2.....	42
c) Suelos A - 3	43
d) Suelos A - 4.....	43
e) Suelos A - 5	44
f) Suelos A - 6	44
g) Suelos A - 7.....	45
h) Suelos Tipo A – 8 (Turba y Escombros)	45
7.1.9.1.3 SUELOS EXPANSIVOS	45
a) Factores intrínsecos.....	46
b) Factores extrínsecos.	46
7.1.9.1.4 COMPACTACIÓN DE SUELOS COHESIVOS	48
7.1.10 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA SUBRASANTE	49
7.1.10.1 ZONA GEOTÉCNICA I	50
7.1.10.2 ZONA GEOTÉCNICA II	52
7.1.10.3 ZONA GEOTÉCNICA III	54
7.1.11 PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	56
7.1.12 IDENTIFICACIÓN DE ZONAS POTENCIALMENTE PELIGROSAS	58
7.1.13 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE ALCANTARILLAS	62
7.1.13.1 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA	62
7.1.13.2 ASENTAMIENTOS.....	64
7.1.13.3 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	67

7.1.14 AGRESIÓN DEL SUELO AL CONCRETO	68
7.1.15 CANTERAS	69
7.1.15.1 CANTERA CURIMANÁ (HORMIGÓN)	70
7.1.15.2 CANTERA RÍO PACHITEA (HORMIGÓN)	71
7.1.15.3 KM. 17 (LIGANTE).....	72
7.1.15.4 KM. 36 (LIGANTE).....	73
7.1.16 RELLENOS CONTROLADOS	74
7.1.16.1 RELLENO CONTROLADO GRANULAR - HORMIGÓN DE CURIMANÁ (80%) Y LIGANTE DEL KM. 17 (20%)	74
7.1.16.2 RELLENO CONTROLADO NO GRANULAR – LIGANTE DEL KM. 17	75
7.1.17 DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO FLUIDO	76
7.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	80
7.2.1 ALCANCES	80
7.2.2 PERSONAL Y EQUIPO UTILIZADO.	80
7.2.2.1 PERSONAL.....	80
7.2.2.2 EQUIPO	81
7.2.3 TRABAJO DE CAMPO Y RESULTADOS.....	82
7.2.4 TRABAJO EN GABINETE, RESULTADOS DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.	82
7.2.4.1 RELACIÓN DE BENCH MARCK	83
7.2.4.2 RELACIÓN DE ESTACIONES.....	84
7.2.4.3 DESARROLLO DEL TRABAJO EN CAMPO Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO CONSIDERADO	88
7.3 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS	89
7.3.1 HIDROGRAFÍA.....	89
7.3.2 CLIMA Y PRECIPITACIÓN.....	89
7.3.3 RELIEVE	91
7.3.3.1 INFORMACIÓN BÁSICA	91
7.3.3.2 PERIODO DE RETORNO Y VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE	91
7.3.4 DISEÑO DE CANALETAS Y ALCANTARILLAS.	91

7.3.4.1 Generalidades	91
7.3.5 Diseño Geométrico	92
7.3.5.1 Coeficiente de Escorrentía C:	92
7.3.5.2 Intensidad de Lluvia (I):	92
7.3.5.3 Área a Drenar (A_i):	92
7.3.5.4 Caudal de Aporte (Q_{Ai}):	93
7.3.6 CÁLCULOS	93
7.4 ESTUDIO DE TRÁFICO	126
7.4.1 AV. CENTENARIO (LADO DERECHO).....	127
7.4.2 AV. CENTENARIO (LADO IZQUIERDO).....	128
7.4.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y METODOLOGÍA DEL CONTEO	128
7.4.3.1 Características Generales del Conteo	128
7.4.3.2 Resultados Obtenidos	132
7.4.3.3 Resultados de los Conteos	132
8. DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS	136
8.1 CONSIDERACIONES GENERALES	136
8.2 IDENTIFICACIÓN DE LA VÍA.....	136
8.3 ESTUDIO DE SUELOS.....	137
8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO RÍGIDO	137
8.5 CARACTERÍSTICAS DE LA SUB RASANTE	137
8.6 ESTUDIO DEL TRAFICO	138
8.6.1 INTRODUCCIÓN.....	138
8.6.2 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DEL TRAFICO.....	139
8.6.3 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DEL TRAFICO.....	139
8.6.4 TIPOS DE VEHÍCULOS A CONTAR SEGÚN CLASIFICACIÓN ...	140
8.6.5 RESULTADOS DEL CONTEO VEHICULAR	140
8.7 ESTIMACIÓN DEL ESAL DE DISEÑO.....	142
8.7.1 FACTOR DE CRECIMIENTO DEL TRÁFICO (G).....	142
8.7.2 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE DIRECCIÓN (D)	143

8.7.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL (L).....	143
8.7.4 PERIODO DE ANÁLISIS O PERIODO DE DISEÑO (Y)	143
8.8 DISEÑO DEL PAVIMENTO	143
8.8.1 MÉTODO DE DISEÑO AASHTO	143
8.8.2 PARÁMETROS DE DISEÑO	145
8.8.2.1 NUMERO PREVISTO DE APLICACIONES DE CARGA W18 (ESAL).....	145
8.8.2.2 DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL Z_R	145
8.8.2.3 DESVIACIÓN ESTÁNDAR TOTAL S_0	146
8.8.2.4 PERDIDA DE SERVICIABILIDAD ΔPSI	147
8.8.2.5 MODULO DE ROTURA DEL CONCRETO S'_c	147
8.8.2.6 COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA “J “	148
8.8.2.7 COEFICIENTE DE DRENAJE C_d	149
8.8.2.8 MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E_c	150
8.8.2.9 MODULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE k	150
8.8.3 DISEÑO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO	153
8.8.4 REFUERZO DEL PAVIMENTO	156
8.9 PROTECCIÓN DEL PAVIMENTO	157
8.9.1 JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCIÓN	157
8.9.2 JUNTAS TRANSVERSALES DE DILATACIÓN.....	159
8.9.3 DISEÑO DE DOWEL PARA LA JUNTA TRANSVERSAL.....	159
8.9.3.1 GENERALIDADES:	159
8.9.4 JUNTAS LONGITUDINALES.....	160
8.9.4.1 DISEÑO DE BARRAS PARA LA JUNTA LONGITUDINAL.	161
8.9.5 JUNTAS DE EXPANSIÓN CONTRA OTRA ESTRUCTURA	162
9. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL PAVIMENTO	163
10. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS, OBSERVACIONES	166
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	170
11.1 CONCLUSIONES	170
11.2 RECOMENDACIONES	171

12. BIBLIOGRAFÍA.....	172
14. REFERENCIAS.....	173
ANEXO	174

FIGURAS

FIGURA 1: ESTACIÓN TOTAL.....	25
FIGURA 2: PRISMA CON TARJETA INCORPORADA	26
FIGURA 3: GPS.....	29
FIGURA 4: CORRELACIÓN DEL MÓDULO CORREGIDO K DE LA SUBRASANTE Y EL MÓDULO DEFINITIVO AFECTADO POR EL POTENCIAL DE PÉRDIDA DE SOPORTE	152
FIGURA 5: CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO, BASADA EN VALORES MEDIOS DE CADA PARÁMETRO (SEGMENTO 1).....	154
FIGURA 6: CONTINUACIÓN - CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO, BASADA EN VALORES MEDIOS DE CADA PARÁMETRO (SEGMENTO 2).....	155
FIGURA 7: JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCIÓN	157
FIGURA 8: RECOMENDACIONES PARA EL USO DE DOWELLS.....	158
FIGURA 9: JUNTA DE CONSTRUCCIÓN (TIPO 2)	158
FIGURA 10: JUNTA DE DILATACIÓN (TIPO 3).....	159

TABLAS

TABLA 1: COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA PROMEDIO PARA ÁREAS URBANAS PARA 5 Y 10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.....	17
TABLA 2: PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	68
TABLA 3: CLASIFICACIÓN VEHICULAR.....	131
TABLA 4: ESPESOR PARA LA SELECCIÓN DE LOS PASADORES DE CARGA.....	160
TABLA 5: DIÁMETRO Y ÁREA DE ACEROS	161

CUADROS

CUADRO 1: FACTORES DE DISEÑO	6
CUADRO 2: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO	33
CUADRO 3: ALCANTARILLAS EXISTENTES EN LA VÍA.....	35
CUADRO 4: UBICACIÓN DE CALICATAS	38
CUADRO 5: NORMAS TÉCNICAS	40
CUADRO 6: ÍNDICES DE GRUPO DE LA CLASIFICACIÓN AASHTO	42
CUADRO 7: CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR SU POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	46
CUADRO 8: MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE LA EXPANSIÓN DE SUELOS.....	47
CUADRO 9: MEDIDAS PARA LA COMPACTACIÓN DE SUELOS COHESIVOS .	48
CUADRO 10: TRAMOS INCLUIDOS EN LA ZG-I	50
CUADRO 11: TRAMOS INCLUIDOS EN LA ZG-II	52
CUADRO 12: TRAMOS INCLUIDOS EN LA ZG-III	54
CUADRO 13: CATÁLOGO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE EN EL ÁREA DEL PROYECTO	56
CUADRO 14: IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS EN EL PROYECTO	58
CUADRO 15: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA Y FORMA	63
CUADRO 16: RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS DE SUELOS EN EL ÁREA DE ESTUDIO	64
CUADRO 17: RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.....	66
CUADRO 18: CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO.....	67

CUADRO 19: CONTENIDO DE AGENTES AGRESIVOS AL CONCRETO EN EL SUELO	69
CUADRO 20: CANTERA CURIMANÁ (HORMIGÓN).....	70
CUADRO 21: CANTERA RÍO PACHITEA (HORMIGÓN).....	71
CUADRO 22: KM. 17 (LIGANTE).....	72
CUADRO 23: KM. 36 (LIGANTE).....	73
CUADRO 24: RELLENO CONTROLADO GRANULAR - HORMIGÓN DE CURIMANÁ (80%) Y LIGANTE DEL KM. 17 (20%).....	74
CUADRO 25: RELLENO CONTROLADO NO GRANULAR – LIGANTE DEL KM. 17	75
CUADRO 26: CONTENIDO GRANULOMÉTRICO Y CALIDAD DE AGREGADOS EVALUADOS.....	78
CUADRO 27: RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA.	79
CUADRO 28: PROPORCIONES DE DISEÑO.	79
CUADRO 29: RELACIÓN DE BM	83
CUADRO 30: RELACIÓN DE ESTACIONES (LADO DERECHO).....	84
CUADRO 31: RELACIÓN DE ESTACIONES (LADO IZQUIERDO).....	86
CUADRO 32: INVENTARIO VIAL	89
CUADRO 33: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL EN LA SITUACIÓN SIN PROYECTO	133
CUADRO 34: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL EN LA SITUACIÓN CON PROYECTO	135
CUADRO 35: PRÓCTOR MODIFICADO Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR) SUBRASANTE NATURAL.....	138
CUADRO 36: RESUMEN DE CONTEO DE TRÁFICO VEHICULAR SEMANAL ACTUAL (IMDS, IMDA) ESTACIÓN N° 1 – AV. CENTENARIO INTERSECCIÓN CON AV. SALVADOR ALLENDE.....	141
CUADRO 37: DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL CORRESPONDIENTE A DIFERENTES NIVELES DE CONFIABILIDAD.....	146

CUADRO 38: COEFICIENTES DE TRANSFERENCIA DE CARGAS RECOMENDADO PARA VARIOS TIPOS DE PAVIMENTO Y CONDICIONES DE DISEÑO.....	149
CUADRO 39: COEFICIENTES DE DRENAJE RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	149
CUADRO 40: CONVERSIÓN DE LOS CBR EN SU EQUIVALENTE K.....	151
CUADRO 41: EFECTO DE UNA SUB-BASE NO TRATADO SOBRE EL VALOR K DE LA SUBRASANTE	151
CUADRO 42: NUEVO K POR EFECTO DE LA SUB BASE	151
CUADRO 43: “K” DEFINITIVO APLICANDO LA PÉRDIDA DE SOPORTE (LS)..	152
CUADRO 44: RESUMEN DEL PROCESO DE ITERACIÓN.....	156
CUADRO 45: PRESUPUESTO	163
CUADRO 46: PESOS Y MEDIDAS MÁXIMAS PERMITIDAS	174
CUADRO 47: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.....	180
CUADRO 48: PROCTOR MODIFICADO Y CBR.....	181

GRÁFICOS

GRÁFICO 1: VARIACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN PLUVIAL ENTRE LOS AÑOS 1985 – 2006.....	90
---	-----------

IMÁGENES

IMAGEN 1 : VEHÍCULOS CATEGORÍA L Y M (LADO DERECHO)	127
IMAGEN 2 : VEHÍCULOS CATEGORÍA L Y M (LADO IZQUIERDO).....	128
IMAGEN 3 : ESTACIÓN N° 01	129
IMAGEN 4 : ESTACIÓN N° 02	129
IMAGEN 5 : ESTACIÓN N° 03	130

ECUACIONES

ECUACIÓN 1: CAUDAL PICO	16
ECUACIÓN 2: ÍNDICE MEDIO DIARIO SEMANAL	22
ECUACIÓN 3: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL	23
ECUACIÓN 4: ÍNDICE DE GRUPO	41
ECUACIÓN 5: CAPACIDAD ÚLTIMA	63
ECUACIÓN 6: CAPACIDAD ADMISIBLE	63
ECUACIÓN 7: ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN	65
ECUACIÓN 8: ASENTAMIENTO FINAL POR CONSOLIDACIÓN	65
ECUACIÓN 9: ÍNDICE DE COMPRESIÓN VIRGEN	66
ECUACIÓN 10: ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN	66
ECUACIÓN 11: ACELERACIÓN ESPECTRAL	68
ECUACIÓN 12: PERIODO DE RETORNO Y VIDA ÚTIL	91
ECUACIÓN 13: CAUDAL DE APORTE (QAI)	93
ECUACIÓN 14: ECUACIÓN DE LA REGRESIÓN	144
ECUACIÓN 15: MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	150
ECUACIÓN 16: ÁREA DEL ACERO POR UNIDAD DE LONGITUD	161
ECUACIÓN 17: LONGITUD DE LA BARRA DE ACERO	162

1. RESUMEN

En la presente tesis se detallan los procedimientos técnicos para el diseño de un pavimento rígido, proyectados en los distritos de Callería y Yarinacocha. Este trabajo de investigación cuenta con once ítems.

En el primer ítem se realiza una descripción general de la composición del trabajo de investigación, mediante el resumen.

En el segundo ítem se hace la traducción del resumen al idioma inglés.

En el tercer ítem se hace una introducción al tema a investigar y los alcances que tendrá este trabajo.

En el cuarto ítem se formula el problema de investigación, en el que se desarrolla una descripción de la realidad problemática y se define el problema general y específico.

En el quinto ítem se formulan los objetivos.

En el sexto ítem se desarrolla el marco teórico, que establece los principales puntos que intervienen en el desarrollo de estos proyectos, como la topografía, los principales estudios de suelos que se deben realizar en proyectos de pavimentación, las bases para un buen diseño geométrico de carreteras, los principales factores que intervienen en el dimensionamiento de losas de concreto en pavimentos y la descripción del método AASHTO para pavimento rígido, así como todo lo relacionado con el diseño del drenaje pluvial, en general las normas y/o métodos de diseño que se utilizan para el diseño de pavimentos.

En el séptimo ítem se detalla el trabajo de campo y la metodología a emplear para la recolección de datos que servirán para el diseño de pavimentos.

En el octavo ítem se realiza el diseño de pavimento, el que consta de las capas estructurales que soportan la carpeta de rodadura, así como también de las dimensiones y características del pavimento rígido.

El noveno ítem se hace un análisis económico del pavimento para la determinar la viabilidad de la vía diseñada; presentándose el presupuesto. El producto de estos estudios se presenta en los planos que forman parte del anexo al final de este documento.

En el décimo ítem se realiza la discusión de los resultados.

En el onceavo ítem se realizan las conclusiones y recomendaciones del trabajo de investigación.

Palabras claves: Mejoramiento, Vías, Avenida

2. ABSTRACT

This thesis details the technical procedures for the design of a rigid pavement, projected in the districts of Callería and Yarinacocha. This research work has eight items.

In the first item, a general description of the composition of the research work is made, through the summary.

In the second item, the translation of the abstract to the English language is done.

The third item is an introduction to the subject to be investigated and the scope of this work.

In the fourth item, the research problem is formulated, in which a description of the problematic reality is developed and the general and specific problem is defined.

In the fifth item, the objectives are formulated.

The sixth item develops the theoretical framework, which establishes the main points involved in the development of these projects, such as topography, the main studies of soils that must be done in paving projects, the basis for a good geometric design of Roads, the main factors involved in the sizing of concrete slabs in pavements and the description of the AASHTO method for rigid pavement, as well as everything related to the design of storm drainage, in general the standards and / or design methods to be applied. Used for pavement design.

The seventh item details the fieldwork and the methodology to be used for the collection of data that will be used for the design of pavements.

In the eighth item, the pavement design is realized, which consists of the structural layers that support the rolling folder, as well as the dimensions and characteristics of the rigid pavement.

The ninth item is an economic analysis of the pavement to determine the viability of the designed route; Presenting the budget. The product of these studies is presented in the blueprints that are part of the annex at the end of this document.

In the tenth item, the discussion of the results is made.

In the eleventh item, the conclusions and recommendations of the research work are made.

Keywords: Improvement, Roads, Avenue

3. INTRODUCCIÓN

Las sociedades en desarrollo se enfrentan a múltiples problemas de interrelación entre los componentes de una estructura urbana y su interrelación con su medio natural.

Uno de los componentes de la estructura urbana es el transporte, por lo que es un medio de integración y desarrollo de una sociedad; frente a esto los profesionales técnicos encargados de la planeación, diseño y construcción de estructuras viales, toman decisiones con criterios fundamentales basados en el equilibrio con la naturaleza y en armonía con su imagen urbana.

El contenido de este trabajo permite visualizar al entorno geográfico del distrito de Callería y Yarinacocha, identificando los problemas más relevantes desde el punto de vista de la infraestructura vial. Por lo que este trabajo se centra en el diseño y construcción del pavimento rígido y de las obras complementarias de este proyecto vial.

Los criterios principales que se aplicaron son principalmente de decisión, para implementar soluciones efectivas a procesos puntuales. Este trabajo tiene una visión integradora del diseño de pavimentos. Sin embargo, no es el objetivo abarcar puntualmente todos los aspectos que intervienen en el diseño, pero que si tener una visión panorámica de la funcionalidad que tienen las partes que componen su estudio. En síntesis, explica, define y puntualiza recomendaciones y especificaciones básicas sobre el diseño de pavimentos rígidos

4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

La ciudad de Pucallpa fue fundada alrededor del año 1883 en plena época de euforia por el comercio del caucho. Mediante Ley N° 9815 del 2 de julio de 1943 se creó la provincia de Coronel Portillo como parte del departamento de Loreto y estableciéndose como su capital a la ciudad de Pucallpa. Posteriormente, mediante ley N° 23416 del 1 de junio de 1982 se creó el departamento de Ucayali con lo que Pucallpa fue elevada a la categoría de capital departamental, situación que mantiene hasta la actualidad constituyéndose en la ciudad más importante del departamento y segunda en la Amazonia peruana.

Con el desarrollo de la ciudad se constituyeron vías importantes, como vías troncales, arteriales, colectoras y locales, la Av. Centenario está clasificada como vía regional y es intersectada por varias vías principales y que está comprendida en el tramo de la Av. Sáenz Peña con el Jr. 7 de junio tiene como función principal el de colectar el tránsito pesado y ligero hacia el centro de la ciudad. Con una longitud de 7257 m en sus dos carriles está comprendida dentro de la jurisdicción del distrito de Callería y el Distrito de Yarinacocha, teniendo la vía una antigüedad de 30 años aproximadamente.

El tesista, ha seleccionado, priorizado y aprobado las vías del presente estudio, con el fin de intentar incorporar una nueva forma de producir desarrollo urbano en el espacio público para consolidar la ciudad de Pucallpa; por lo tanto, el proyecto está orientado a ampliar en dos carriles auxiliares la Av. Centenario y así cubrir el déficit de espacio público - vehicular, con la finalidad de mejorar la accesibilidad y

transitabilidad en la ciudad, de ésta manera mejorar también los accesos a los diversos equipamientos urbanos y servicios; fortalecer el tejido social y la organización local, y mejorar la calidad ambiental del entorno.

Por tales motivos y teniendo en consideración que la contribución de las vías urbanas, representan para las ciudades verdaderos factores que promueven el desarrollo económico y social.

4.2 PROBLEMA GENERAL

¿Cómo mejorar las inadecuadas condiciones de transitabilidad vial y peatonal de la vía comprendida entre Av. Sáenz Peña hasta la Av. Aeropuerto del Distrito de Callería y Yarinacocha- Provincia de Coronel Portillo – Región de Ucayali?

4.3 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿De qué manera influye el mejoramiento de esta vía en el desarrollo socioeconómico del distrito de Callería y Yarinacocha?

¿Qué efectos negativos traerá consigo la construcción de esta vía urbana en el distrito de Callería y Yarinacocha?

5. FORMULACIÓN DE OBJETIVOS

5.1 OBJETIVO GENERAL

Mejorar la transitabilidad vial y peatonal en la vía ruta desde la Av. Sáenz Peña hasta la Av. Aeropuerto, Distrito de Callería y Yarinacocha, Provincia Coronel Portillo – Ucayali

5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el estudio de mejoramiento de la actual vía que nos permita obtener el documento técnico a nivel de ejecución.
- Mejorar el nivel de vida de los pobladores de la zona.
- Lograr minimizar el costo del transporte y el ahorro de horas - hombre.
- Lograr una mejor interrelación entre los distritos beneficiados con éste proyecto.

6. MARCO TEÓRICO

6.1 DISEÑO DE PAVIMENTOS

Es el proceso por el cual los componentes estructurales (superficie de rodadura, base, subbase, relleno, subrasante, mejoramiento, etc.) de un segmento de carretera o vía son determinados para que la vía tenga un comportamiento adecuado para el usuario¹.

En forma resumida el diseño de la estructura del pavimento es: Establecer espesores y rigideces de los materiales para mantener la vía bajo un cierto nivel de deterioro, confort, transitabilidad y seguridad.

6.1.1 ETAPAS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Las etapas del diseño del pavimento dependen en gran medida si se trata de una estructura nueva o si es más bien un mejoramiento o rehabilitación de una vía existente, a continuación, se presenta la secuencia de diseño de pavimento de una vía nueva.

- Estudio de la subrasante.
- Definición del tipo de superficie de rodadura y los componentes estructurales.
- Selección de los materiales.
- Estudio del tráfico.

¹ ICG, Ingeniería de Pavimentos, tercera edición. pág.12

- Estudio de las condiciones ambientales y de drenaje.
- Sectorización del tramo.
- Diseño de los espesores de cada capa.
- Análisis del ciclo de vida (incluido mantenimiento y construcción).
- Determinación del tipo de pavimento y de los espesores finales.

6.1.2 FUNCIONES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

Una estructura de pavimento cumple las siguientes funciones:

- Proporciona a los usuarios circulación segura, cómoda, y confortable con adecuada regularidad (rugosidad), y suficiente resistencia a la fricción.
- Proporcionar a los vehículos acceso bajo cualquier condición de clima.
- Capacidad de carga suficiente de los materiales que componen la estructura.
- Reducir y distribuir la carga de tráfico para que esta no dañe la subrasante y/o el suelo de fundación.
- Proteger la subrasante y el suelo de fundación del clima (agua, congelamiento).
- Cumplir requerimientos medio ambientales y estéticos.
- Limitar el ruido y la contaminación del aire.
- Reducir los costos de operación vehicular, reducir el tiempo de viaje y reducir los accidentes.
- Tener suficiente durabilidad para que no se deteriore antes de tiempo debido a las variables ambientales (agua, oxidación, efectos de la temperatura).

6.1.3 TIPOS DE PAVIMENTOS

Entre los principales tipos de pavimentos están: asfálticos o flexible, de concreto portland o rígido, compuestos, semirrígidos o segmentados, afirmados o de tierra.

Los pavimentos se denominan flexibles o rígidos por la forma en que transmiten los esfuerzos y deformaciones a las capas inferiores que dependen de la relación de rigideces relativas de las capas. Un pavimento flexible transmite esfuerzos

concentrados en una pequeña área, mientras que un pavimento rígido distribuye los esfuerzos en una mayor área.

6.1.3.1 Pavimentos Rígidos

Están compuestos por una o varias capas de concreto hidráulico apoyado en capas granulares, pudiendo ser:

- Simple o monolítico.
- Simple con pasadores o barras de transferencia (dowels) JPCP.
- Con refuerzo discontinuo distribuido sin función estructural JRCP.
- Con refuerzo continuo sin función estructural CRCP.
- Con refuerzo estructural.
- Preesforzado.

6.1.4 FACTORES DE DISEÑO DE PAVIMENTOS

Los factores de diseño pueden ser divididos en cuatro categorías: tráfico y carga, medio ambiente, materiales y criterios de falla (Huang, 2004).

Los factores de diseño son mostrados en el siguiente cuadro. Sin embargo, se debe indicar que los métodos de diseño consideran solamente parte de ellos en el proceso de diseño debido a las simplificaciones introducidas en la metodología o en otros casos por la complejidad del análisis si se tuviese que considerar todas las variables o factores que afectan el diseño de un pavimento.

CUADRO 1: FACTORES DE DISEÑO

TIPO	FACTOR
Tráfico y carga	Carga por eje: ejes simples, eje simple dual, eje tandem y eje tridem.
	Número de repeticiones: por cada tipo de eje (espectro de cargas) o en ejes equivalentes.
	Área de contacto del neumático.
	Presión de contacto del neumático.
	Velocidad del vehículo.
Medio ambiente	Temperatura del medio ambiente y en cada capa.

	Gradiente térmico: variante horaria de la temperatura.
	Precipitación pluvial.
	Nivel freático.
	Radiación solar.
Materiales	Capacidad de soporte de la subrasante: módulo resiliente, CBR, módulo de reacción.
	Características de los mejoramientos.
	Bases y subbases granulares: CBR, módulo resiliente y módulo de poisson.
	Materiales estabilizados: resistencia a la compresión. Módulo resiliente.
	Mezcla asfáltica en caliente: módulo dinámico, propiedades de fatiga y parámetros de deformación permanente.
	Concretos hidráulico: coeficiente de expansión, módulo de rotura, propiedades de fatiga y módulo de elasticidad.
	Acero de refuerzo: esfuerzo de fluencia.
	Mezclas asfálticas en frío.
Criterios de falla y condiciones de servicio	Fisuras por fatiga.
	Ahuellamiento
	Fisuras
	Erosión y bombeo
	Rugosidad
	Deslizamiento
	Fallas en juntas

Fuente: lcg

6.2 SUELO DE FUNDACIÓN Y SUBRASANTE

Al igual que en la casi totalidad de aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales que se eligen para la fundación de pavimentos, son de dos tipos claramente diferenciados. Los que se denominan materiales gruesos (arenas,

gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen el primer grupo, el segundo grupo está formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos.

Es bien conocida la gran diferencia de comportamiento que tienen ambos grupos de suelos, respecto a sus características de resistencia y deformación, estas diferencias ocurren por la naturaleza y la estructura íntima que adoptan las partículas individuales o sus grumos, los suelos finos forman agrupaciones compactas y bien familiares, en cambio los suelos gruesos adoptan formas vaporosas con grandes volúmenes de vacíos y ligas poco familiares en el caso de los finos.

En los suelos gruesos tales como las arenas y las gravas, la deformación del conjunto por efecto de cargas externas, sólo puede tener lugar, por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que dejan entre sí las mayores, o por ruptura y molienda de sus partículas. La expansión de suelos gruesos, es un fenómeno que para efectos prácticos no se considera en el diseño de carreteras. La estabilidad de los suelos gruesos ante la presencia del agua es grande, si se prescinde de la posibilidad de arrastres internos de partículas menores por efecto de la circulación de corrientes de agua interiores, efecto que relativamente es poco común en las carreteras. Por tanto, si el suelo grueso está constituido por partículas mineralógicamente sanas, su resistencia al esfuerzo cortante es grande, y está basada en mecanismos de fricción interna de sus partículas, o en la resistencia que oponen esas partículas a deslizarse unas con respecto a otras, dependiendo por tanto de la fricción interna y de su dureza.

Para cualquier sollicitación se cumple que, a mayor presión ejercida sobre el conjunto de partículas por las cargas exteriores, la resistencia del conjunto crece, tal como establecen las leyes de fricción. Evidentemente, cualquier aumento en la compacidad del conjunto trae consigo un aumento en su resistencia intrínseca y al reacomodo. En caso de producirse algún deslizamiento o reacomodo entre partículas, debido a elevados esfuerzos, la deformación ocasionada es de magnitud relativamente pequeña. Un material de esta naturaleza bien compactado, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad, permanentes en el tiempo y muy poco dependientes del contenido de agua que el material adquiera con el

transcurso del tiempo. Estas características son favorables para el desempeño estructural de las carreteras.

El caso de los suelos finos arcillosos, su tendencia a adoptar estructuras internas abiertas, con alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una capacidad de deformación mucho más alta. Si se ejerce presión sobre suelos finos saturados se puede ocasionar un fenómeno de consolidación, que induce al agua acumulada entre sus partículas a salir del conjunto, produciendo una reducción del volumen que originará deformaciones del conjunto, las que afectarán la estabilidad del pavimento.

En los suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen los vacíos, comunican presión al agua interior, que se desplazará hacia el exterior, ocasionando deformaciones volumétricas grandes. Las estructuras pre comprimidas, al cesar la presión externa y absorber agua, tienden a disipar los estados de tensión superficial actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura sólida pre comprimida se expanda, de manera que los suelos arcillosos son muy proclives a la compresión bajo cargas y a la expansión, cuando al cesar la acción de cualquier carga exterior, se produce la liberación de sus esfuerzos y comienza a actuar la succión interior del agua externa.

En cualquier caso, la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes: De compresión, a expensas de su gran volumen de vacíos y de la salida del agua interior por efecto de las cargas exteriores, o de expansión, a causa de la succión interna que produce la expansión de la estructura sólida, que absorbe agua del exterior.

La magnitud de estos fenómenos (compresión de la estructura bajo carga externa o expansión de una estructura pre comprimida por liberación de presión externa y absorción de agua), depende de la naturaleza del suelo arcilloso. Hay arcillas como la bentonita o la montmorillonita, mucho más activas en estos procesos que otras como, por ejemplo, la caolinita. Este cambio en la naturaleza físico-química y mineralógica influye en el comportamiento de interrelación de las partículas y los

grumos, que se traduce en diferencias muy importantes en la relación de vacíos o vaporosidad de su estructura interna. Algunas arcillas pueden tener una relación de vacíos de 2, 3 ó 4 (volumen de vacíos 2, 3 ó 4 veces más grande que el volumen de los sólidos), lo cual representa una capacidad de deformación volumétrica mucho mayor. Por razones constructivas, las arcillas se incorporan en los suelos que se utilizan en las carreteras, tras procesos de compactación, lo que hace que estén pre comprimidas, por lo que serán proclives a procesos de succión de agua externa y/o expansión, en un grado mayor cuanto más intensa haya sido la compactación con que se colocaron.

Obviamente, un cierto grado de compactación inicial es necesario, pero siempre ocurrirá que cuanto mayor sea ese proceso inicial, mayor será el potencial de succión comunicado y, por ende, también será mayor el potencial de expansión adquirido con absorción de agua; el cual al desarrollarse producirá un suelo maleable de fácil deformación por la compresión de cualquier nueva carga. Esta deformación producirá un “efecto de acordeón”, cuyas consecuencias serán altamente perjudiciales para la carretera.

Estas consideraciones hacen ver la importancia del proceso de compactación de suelos finos. Si no se alcanzan en principio condiciones adecuadas, la carretera será inestable, pero si la compactación es mayor a un determinado límite, la carretera también llegará a ser inestable con el transcurso del tiempo, si es que los materiales están en contacto con el agua libre exterior.

Las consideraciones anteriores conducen a la conclusión de que los suelos arcillosos son indeseables en el cuerpo general de las carreteras y, desde luego, en cualquier capa de la sección estructural de su pavimento. Sin embargo, razones constructivas y económicas obligan a una cierta presencia de suelos finos, la cual debe ser mínima y cuidadosamente tratada.

En efecto, el material que se desea para construir carreteras está constituido por suelos gruesos, pero resultaría antieconómico e innecesario eliminar por completo a los finos, con el avance actual de las técnicas constructivas, habrá que coexistir con un cierto volumen de éstos, teniendo presente, que cuanto más abajo se ubiquen los suelos finos, el impacto proveniente de las cargas del tráfico será

menor, de manera que su presencia será menos nociva. Por ello, la tecnología tradicional exige el uso de suelos gruesos casi puros en las capas bases y sub-bases del pavimento, y va aceptando contenidos crecientes de suelos finos en subrasantes y terrecerías.

Por razones económicas, no es posible eliminar completamente la presencia de suelos finos de la sección estructural de una carretera, pero debe tenerse muy en cuenta que las investigaciones de la Mecánica de Suelos indican que contenidos relativamente muy pequeños de arcilla, formando parte de una matriz de suelo grueso, bastan para dar a esa matriz un comportamiento indeseable, haciéndola compresible y expansiva. El límite en el contenido de finos depende de la actividad de la arcilla.

El análisis exigido para determinar la actividad de los suelos arcillosos hace prácticamente imposible el investigar la naturaleza de los finos dentro del proceso industrial de construcción de una carretera, por lo cual el contenido de finos suele controlarse limitando el porcentaje de partículas que pasan el tamiz No. 200.

La investigación desarrollada dentro de la tecnología de la Mecánica de Suelos hace ver las grandes diferencias que produce la inclusión de finos arcillosos en una matriz de gravas utilizadas en bases y sub-bases de pavimentos asfálticos, según sea la actividad y la naturaleza de las arcillas incorporadas, pero, a la vez, muestra también que contenidos de finos por debajo del 10% del total, no tienen una influencia determinante en la resistencia y en la deformabilidad del conjunto, que mantendrá un comportamiento que básicamente puede considerarse como el de un suelo grueso. Contenidos superiores a ese valor le dan al suelo un comportamiento notablemente indeseable, de manera que contenidos de materiales arcillosos en el orden del 12%, ya inducen a un comportamiento que corresponde al de un suelo fino.

Por lo anterior, el contenido de materiales finos que pasan el tamiz No. 200, en cualquier matriz de suelo grueso que se utilice en las capas superiores de una carretera (bases y sub-bases), no debe exceder de un 10%. Este valor debe reducirse a la mitad en las carpetas asfálticas. Además, debe tenerse en cuenta que no menos de un 4% ó 5% de partículas finas van a ser aportadas por la propia

fracción gruesa, como resultado de los procesos usuales de trituración, por este hecho se debe reducir, en la misma proporción, el contenido de materiales puramente arcillosos.

En las subrasantes de carreteras puede haber una mayor tolerancia, aceptándose contenidos de finos que pasan el tamiz No. 200 hasta un porcentaje del 15%, en las carreteras más ocupadas, y hasta un 25% en aquellas de menor ocupación.

El contenido de materiales finos y sus efectos en las secciones estructurales de las carreteras, también deben controlarse con la medición del índice de plasticidad de la fracción que pasa la malla No. 40. El valor del límite líquido no debe ser mayor a 25% y 30% en bases y sub-bases, y no mayor a 50% en subrasantes.

Evidentemente, el empleo prudente de los materiales térreos con límites adecuados en el contenido de materiales finos arcillosos, permite el empleo de estándares de compactación adecuados, para dar a las capas de la sección estructural de una carretera la consistencia necesaria, de manera que se garantice la permanencia de sus propiedades durante su vida de servicio.

6.3 CONCRETO HIDRÁULICO

6.3.1 DEFINICIÓN

El concreto hidráulico es una combinación de cemento Portland, agregados pétreos, agua y en ocasiones aditivos, para formar una mezcla moldeable que al fraguar forma un elemento rígido y resistente.

6.3.2 CLASIFICACIÓN

De acuerdo con su forma de elaboración, el concreto hidráulico se clasifica como:

- **Concreto hidráulico hecho en obra**

Se fabrica en la obra mediante un equipo mecánico ligero denominado revolvedora, dosificando generalmente sus componentes en volumen, o bien con equipos mayores como plantas dosificadoras, donde el proporcionamiento se hace por masa.

- **Concreto premezclado**

Se dosifica o pre mezcla en una planta, por lo general no ubicada dentro de la obra, y posteriormente se le transporta en camiones mezcladores o de volteo al sitio requerido. La dosificación siempre se hace en masa. Si la planta sólo dosifica, ésta introduce los materiales a un equipo revolvedor mecánico automotor, con capacidad promedio de 6 m³, el cual, durante el trayecto de la planta a la obra, realiza el mezclado.

6.4 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

Cuando un suelo presenta resistencia suficiente para no sufrir deformaciones ni desgastes inadmisibles por la acción del uso o de los agentes atmosféricos y conserva además esta condición bajo los efectos climatológicos normales en la localidad, se dice que el suelo es estable.

El suelo natural posee a veces la composición granulométrica y la plasticidad, así como el grado de humedad necesario para que, una vez apisonado, presente las características mecánicas que lo hacen utilizable como firme de un camino.

Los métodos empleados en la antigüedad para utilizar los suelos en la construcción eran empíricos y, como las demás actividades artesanas, se transmitían de generación en generación. Los conocimientos en la actualidad sobre este campo se basan principalmente en estudios sistemáticos con fundamento científico corroborado mediante la experimentación.

En general puede decirse que todos los suelos pueden ser estabilizados, pero si la estabilización ha de lograrse por aportaciones de otros suelos o por medios de otros elementos (por ejemplo, cemento, cal, cloruro de sodio) el costo de la operación puede resultar demasiado alto si el suelo que se trata de corregir no posee determinadas condiciones.

Entre las aplicaciones de un suelo modificado o estabilizado se encuentran la mejora de los suelos granulares susceptibles a las heladas y el tratamiento de los suelos limosos y/o arcillosos para reducir los cambios de volumen.

6.4.1 DEFINICIÓN

Llamamos estabilización de un suelo al proceso mediante el cual se someten los suelos naturales a cierta manipulación o tratamiento de modo que podamos aprovechar sus mejores cualidades, obteniéndose un firme estable, capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de clima más severas.

Se dice que es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su plasticidad. Las tres formas de lograrlo son las siguientes:

6.4.1.1 Estabilización Física:

Este se utiliza para mejorar el suelo produciendo cambios físicos en el mismo. Hay varios métodos como lo son:

6.4.1.1.1 Mezclas de Suelos

Este tipo de estabilización es de amplio uso, pero por si sola no logra producir los efectos deseados, necesitándose siempre de por lo menos la compactación como complemento.

Por ejemplo, los suelos de grano grueso como las grava-arenas tienen una alta fricción interna lo que lo hacen soportar grandes esfuerzos, pero esta cualidad no hace que sea estable como para ser firme de una carretera ya que al no tener cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos se pueden separar e incluso salirse del camino.

Las arcillas, por lo contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.

6.4.1.2 **Estabilización Química:**

Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas patentizadas y cuyo uso involucra la sustitución de iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

- Cal: disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es muy económica.
- Cemento Portland: aumenta la resistencia de los suelos y se usa principalmente para arenas o gravas finas.
- Productos Asfálticos: es una emulsión muy usada para material triturado sin cohesión.
- Cloruro de Sodio: impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.
- Cloruro de Calcio: impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.
- Escorias de Fundición: este se utiliza común mente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.
- Polímeros: este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.
- Hule de Neumáticos: este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

6.4.1.3 **Estabilización Mecánica:**

Es aquella con la que se logra mejorar considerablemente un suelo sin que se produzcan reacciones químicas de importancia.

- Compactación: este mejoramiento generalmente se hace en la sub-base, base y en las carpetas asfálticas.

6.5 DRENAJE EN PAVIMENTOS

Para el Diseño de las mismas, tomando como referencia el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), para la aplicación de los conceptos de cada uno de ellos, se tendrá en cuenta los siguientes:

6.5.1 Caudales de Escurrimiento

Los caudales de escurrimiento serán calculados según:

- El Método Racional, aplicable hasta áreas de drenaje no mayores a 13 Km².
- Técnicas de Hidrogramas unitarios que podrán ser empleados para áreas mayores a 0.5 Km², y definitivamente para áreas mayores a 13 Km².

Metodologías más complejas como las que emplean técnicas de tránsito del flujo dentro de los ductos y canalizaciones de la red de drenaje, técnicas de simulación u otras, podrán ser empleadas a discreción del diseñador.

Para el Diseño de Caudales de Escurrimiento se aplicó el Método Racional.

6.5.1.1 Método Racional

Para áreas urbanas, donde el área de drenaje está compuesta de sub áreas o sub cuencas de diferentes características, el caudal pico proporcionado por el método racional viene expresado por la siguiente forma:

ECUACIÓN 1: CAUDAL PICO

$$Q_j = \frac{I \sum C_j A_j}{360}$$

Donde:

Q_j = es el caudal pico en m³/seg.

C_j = es el coeficiente de escurrimiento para j-ésima sub-cuenca.

A_j = es el área de drenaje de la j-ésima de las sub-cuencas en Ha.

I = Intensidad de lluvia de diseño en mm /hora.

Las sub cuencas están definidas por las entradas o sumideros a los ductos y/o canalizaciones del sistema de drenaje.

La cuenca está definida por la entrega final de las aguas a un deposito natural o artificial de agua (corriente estable de agua, lago, laguna, reservorio, etc.).

6.5.2 Coeficiente de Escorrentía

La selección del valor del coeficiente de escorrentía deberá sustentarse considerándose los efectos de:

- Característica de la superficie.
- Tipo de área urbano.
- Intensidad de la lluvia (teniendo en cuenta su tiempo de retorno).
- Pendiente del terreno.
- Condición futura dentro del horizonte de vida del proyecto.

El diseñador puede tomar en cuenta otros efectos que considere apreciable: proximidad del nivel freático, porosidad del subsuelo, almacenamiento por depresiones del terreno, etc.

TABLA 1: COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA PROMEDIO PARA ÁREAS URBANAS PARA 5 Y 10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO

Características de la superficie	Coeficiente de Escorrentía
Calles	
Pavimento Asfáltico	0,70 a 0,95
Pavimento de concreto	0,80 a 0,95
Pavimento de Adoquines	0,70 a 0,85
Veredas	0,70 a 0,85
Techos y Azoteas	0,75 a 0,95
Césped, suelo arenoso	
Plano (0 - 2%) Pendiente	0,05 a 0,10
Promedio (2 - 7%) Pendiente	0,10 a 0,15
Pronunciado (>7%) Pendiente	0,15 a 0,20
Césped, suelo arcilloso	
Plano (0 - 2%) Pendiente	0,13 a 0,17
Promedio (2 - 7%) Pendiente	0,18 a 0,22
Pronunciado (>7%) Pendiente	0,25 a 0,35
Praderas	0.20

FUENTE: RNE²

Para veredas, techos y azoteas 0.50-0.95.

Para pavimento de concreto: 0.85-0.95.

El coeficiente de escorrentía para el caso de áreas de drenaje con condiciones heterogéneas será estimado con un promedio ponderado de los diferentes coeficientes correspondientes a cada tipo de cubierta (techos, pavimentos, áreas verdes, etc.), donde el factor de ponderación es la fracción del área de cada área total.

Para el Diseño de Canaletas, la elección del Coeficiente de Escorrentía según el RNE se aplicó:

Para veredas, techos y azoteas: 0.95.

Para pavimento de concreto: 0.95.

6.5.3 Intensidad de Lluvia

La intensidad de la lluvia de diseño para un determinado punto del sistema de drenaje es la intensidad promedio de una lluvia cuya duración es igual al tiempo de concentración del área que se drena hasta ese punto, y cuyo periodo de retorno es igual al del diseño de la obra de drenaje.

La ruta de un flujo hasta un punto del sistema de drenaje está constituida por:

La parte donde el flujo fluye superficialmente desde el punto más remoto del terreno hasta su punto de ingreso al sistema de ductos y/o canalizaciones.

La parte donde el flujo fluye dentro del sistema de ductos y/o canalizaciones desde la entrada en él hasta el punto de interés.

Para nuestro Diseño de Canaletas, según información del Estudio Hidrológico se tiene la precipitación total mensual, donde el valor a considerarse la máxima horaria intensidad de lluvia en los último 10 años de:

² RNE en la tabla 1 b (Pág. 231) se tiene los coeficientes de escorrentía promedio para áreas urbanas

$I = 160.30 \text{ mm/hora}$

6.5.4 Área de Drenaje

Debe determinarse el tamaño y la forma de la cuenca o sub cuenca bajo consideración utilizando mapas topográficos actualizados.

Los intervalos entre las curvas de nivel deben ser lo suficiente para poder distinguir la dirección del flujo superficial.

Deben medirse el área de drenaje que contribuye al sistema que se está diseñando y las sub-áreas de drenaje que contribuyen a cada uno de los puntos de ingreso a los ductos y canalizaciones del sistema de drenaje.

El esquema de la divisoria del drenaje debe seguir las fronteras reales de la cuenca, y de ninguna manera las fronteras comerciales de los terrenos que se utilizan en el diseño de los alcantarillados de desagües.

Al trazar la divisoria del drenaje deberán atenderse la influencia de las pendientes de los pavimentos, la localización de conductos subterráneos y parques pavimentados y no pavimentados, la calidad de pastos, céspedes y demás características introducidas por la urbanización.

6.5.5 Alcantarilla.

Conducto subterráneo para conducir agua de lluvia, aguas servidas o una combinación de ellas.

6.5.6 Alcantarillado Pluvial.

Conjunto de alcantarillas que transportan aguas de lluvia.

6.5.7 Alineamiento.

Dirección en el plano horizontal que sigue el eje del conducto.

6.5.8 Base.

Capa de suelo compactado, debajo de la superficie de rodadura de un pavimento.

6.5.9 **Berma.**

Zona lateral pavimentada o no de las pistas o calzadas, utilizadas para realizar paradas de emergencia y no causar interrupción del tránsito en la vía.

6.5.10 **Bombeo de la Pista.**

Pendiente transversal contada a partir del eje de la pista con que termina una superficie de rodadura vehicular, se expresa en porcentajes.

6.5.11 **Canal.**

Conducto abierto o cerrado que transporta agua de lluvia.

6.5.12 **Coefficiente de Escorrentía.**

Coefficiente que indica la parte de la lluvia que escurre superficialmente.

6.5.13 **Cuenca.**

Es el área de terreno sobre la que actúan las precipitaciones pluviométricas y en las que las aguas drenan hacia una corriente en un lugar dado.

6.5.14 **Cuneta.**

Estructura hidráulica descubierta, estrecha y de sentido longitudinal destinada al transporte de aguas de lluvia, generalmente situada al borde de la calzada.

6.5.15 **Cuneta Medianera.**

(Mediana Hundida) Cuneta ubicada en la parte central de una carretera de dos vías (ida y vuelta) y cuyo nivel está por debajo del nivel de la superficie de rodadura de la carretera.

6.5.16 **Drenaje.**

Retirar del terreno el exceso de agua no utilizable.

6.5.17 **Duración de la Lluvia.**

Es el intervalo de tiempo que media entre el principio y el final de la lluvia y se expresa en minutos.

6.5.18 Flujo Uniforme.

Flujo en equilibrio dinámico, es aquel en que la altura del agua es la misma a lo largo del conducto y por tanto la pendiente de la superficie del agua es igual a la pendiente del fondo del conducto.

Hay Tres Tipo De Flujo:

- Crítico o Supercrítico, es Considerado flujo veloz al nivel efectivo Y situadas aguas arriba.
- Sub crítico, es considerado flujo lento al nivel efectivo del agua situada aguas abajo.

6.5.19 Intensidad de Lluvia.

Es el caudal de la precipitación pluvial en una superficie por unidad de tiempo. Se mide en milímetros por hora (mm/hora) y también en litros por segundo por hectáreas (lts/seg/Ha).

6.6 TRÁFICO

El tráfico se define como el desplazamiento de bienes y/o personas en los medios de transporte; mientras que el tránsito viene a ser el desplazamiento de vehículos y/o personas de un punto llamado origen y otro destino.

6.6.1 Metodología del Cuento

Para la elaboración del informe del estudio de tráfico es necesario contar con la información de campo, que nos va a permitir efectuar los trabajos de gabinete para luego llevar a cabo el análisis del resultado obtenido, es así que como requisito mínimo para la elaboración del estudio es necesario contar con las siguientes etapas como mínimo:

- Recopilación de la información en campo (tráfico)
- Procesamiento y cálculo de datos tomados en campo
- Análisis de los resultados obtenidos.

6.6.1.1 Recopilación de la Información

La información básica para la elaboración del estudio procede de dos fuentes diferentes: referenciales y directas.

a) Fuentes referenciales. -

Existentes a nivel oficial, son las referidas respecto a la información del IMD y Factores de Corrección, existentes en los documentos oficiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Unidades de peaje más cercano al área de estudio).

b) Fuentes Directas. -

Recopilación de la información en campo a través de conteos vehiculares. Estas labores exigieron una etapa previa de trabajo en gabinete, además del reconocimiento de la vía, para identificar la estación de control vehicular y finalmente realizar el aforo vehicular programado.

6.6.1.1.1 Calculo Del Tráfico Medio Diario Semanal

El Promedio de Tráfico Diario Semanal o Índice Medio Diario Semanal (IMDS), se obtiene a partir del volumen diario registrado en el conteo vehicular, aplicando la siguiente fórmula:

ECUACIÓN 2: ÍNDICE MEDIO DIARIO SEMANAL

$$IMDS = \bar{X} = \frac{TS}{7}$$

En donde:

IMDS = Índice Medio Diario Semanal

X = Media Aritmética

TS= Tráfico Semanal de cada uno de los días de conteo.

6.6.1.1.2 Factores De Corrección

Dado que el flujo vehicular se ha realizado en una muestra de un periodo de una semana y requiriéndose estimar el comportamiento anualizado del tránsito,

para determinar el IMDA, resulta necesario usar factores de corrección que permitan expandir el volumen de esa muestra al universo anual.

6.6.1.1.3 Calculo Del Tráfico Medio Diario Anual (IMDA)

El IMDA (Índice Medio Diario Anual) es obtenido a partir del IMDS (Índice Medio Diario Semanal) y del Factor de Corrección Estacional (FC).

ECUACIÓN 3: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL

$$IMDA = IMDS \pm K * \sigma$$

$$\sigma = \frac{S}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{N-n}{N-1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

K =	1.96	Para un nivel de confiabilidad al 95%
N =	365	Número de días del año
n =	7	Número de días de la semana
σ =		DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL
S =		DESVIACIÓN ESTÁNDAR MUESTRAL

6.7 TOPOGRAFÍA

6.7.1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

El uso de las nuevas tecnologías ha alcanzado innumerables áreas del conocimiento, entre ellas la Topografía. Aun cuando la tecnología GPS ha estado disponible desde hace más de 30 años, su uso, manipulación y manejo de la información sigue presentando innumerables dudas, especialmente a los nuevos usuarios.

El desarrollo de este trabajo presenta como eje central los distintos aspectos contemplados en el Levantamiento topográfico haciendo énfasis en el uso del GPS para el posicionamiento, y de la Estación Total como binomio de equipos que han modificado de forma contundente la manera de capturar, registrar, almacenar y procesar los datos de campo.

6.7.1.1 Levantamiento Topográfico

Se entiende por levantamiento Topográfico al conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiera; en resumen como, “el proceso de medir, calcular y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una extensión de tierra”. En los últimos años, la aparición de los levantamientos por satélite que pueden ser operados de día o de noche (Paul R. Wolf, 1997) incluso con lluvia y que no requiere de líneas de visual libres entre estaciones, ha representado un gran avance respecto a los procedimientos de levantamientos convencionales, que se basan en la medición de ángulos y distancias para la determinación de posiciones de puntos. La aparición de nuevas tecnologías persigue prioritariamente mejorar la captura y registro de datos como es el caso de las libretas electrónicas que permite transformar esos datos en información en formatos digitales y gráficos. Aun cuando las Nuevas tecnologías han impactado en el cómo se capturan y se procesan los datos, el conjunto de las actividades que contempla el levantamiento topográfico puede discriminarse en las mismas etapas que la topografía clásica tradicionalmente ha considerado, entre las que se puede mencionar la selección de equipos, planificación, señalización y captura de datos.

6.7.1.1.1 Estación Total. -

Se conoce con este nombre, al instrumento que integra en un sólo equipo las funciones realizadas por el teodolito electrónico, un medidor electrónico de distancias y un microprocesador para realizar los cálculos que sean necesarios para determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno.

FIGURA 1: ESTACIÓN TOTAL



Entre las operaciones que realiza una Estación Total (FIGURA 1) puede mencionarse: Obtención de promedios de mediciones múltiples angulares y de distancias, corrección electrónica de distancias por constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura, correcciones por curvatura y refracción terrestre, reducción de la distancia inclinada a sus componentes horizontal y vertical, así como el cálculo de coordenadas de los puntos levantados. El manejo y control de las funciones de la Estación Total, se realiza por medio de la pantalla y el Teclado, las funciones principales se ejecutan pulsando una tecla, como la introducción de caracteres alfanuméricos, medir una distancia. Otras funciones que se emplean poco o que se utilizan sólo una vez, son activadas desde el menú principal, funciones como la introducción de constantes para la corrección atmosférica, constantes de prisma, revisión de un archivo, búsqueda de un elemento de un archivo, borrado de un archivo, configuración de la Estación, puertos de salida, unidades de medición, la puesta en cero o en un valor predeterminado del círculo horizontal se realizan también desde el menú principal. La pantalla es también conocida como panel de control, en ella se presentan las lecturas angulares en el sistema sexagesimal, es decir los círculos son divididos en 360° , de igual manera se puede seleccionar para el círculo vertical, ángulos de elevación o ángulos cenitales (el cero en el horizonte o en el cenit respectivamente).

El modo de operar una Estación Total es similar al de un teodolito electrónico, se comienza haciendo estación en el punto topográfico y luego se procede a la nivelación del aparato. Para iniciar las mediciones es necesario orientar la Estación Total previamente, para lo cual se requiere hacer estación en un punto de

coordenadas conocidas o supuestas y conocer un azimut de referencia, el cual se introduce mediante el teclado. Para la medición de distancias el distanciómetro electrónico incorporado a la Estación Total calcula la distancia de manera indirecta en base al tiempo que tarda la onda electromagnética en viajar de un extremo a otro de una línea y regresar.

En el campo se hace estación con la Estación Total en uno de los extremos cuya distancia se desea determinar y en el otro extremo se coloca un reflector o prisma (FIGURA 02); es requisito indispensable que la visual entre la Estación Total y el reflector o prisma se encuentre libre de obstáculos, el instrumento transmite al prisma una señal electromagnética que regresa desde el reflector, la determinación precisa de la distancia se obtiene una vez que se han aplicado las correcciones atmosféricas, de temperatura y de presión correspondiente. Estas correcciones son efectuadas por el microprocesador una vez que el operador ha introducido por teclado estos valores. La Estación Total mide distancias repetidamente, el resultado que aparece en pantalla es el promedio del número de veces que el operador haya seleccionado. El tiempo estimado en los equipos modernos es de entre 3 y 4 segundos para distancias de 2.5 kilómetros, con una precisión de $\pm (3 \text{ mm} + 2 \text{ ppm})$ o menor. Los prismas son circulares, de cristal óptico de alta calidad, fabricados observando estrictas tolerancias y vienen acompañados de un conjunto de accesorios: porta prismas, soportes de prismas, bases nivelantes, trípodes, balizas o bastones para prismas, trípodes para soporte de balizas o Bastones

FIGURA 2: PRISMA CON TARJETA INCORPORADA



La Estación Total, equipo (ESTACIÓN TOTAL MARCA LEICA) se ha popularizado desde finales del siglo XX e inicio del XXI, evita las incidencias negativas del factor humano durante la medición y cálculo, con un incremento sustancial de la eficiencia y de la eficacia en las operaciones de campo; puede decirse entonces que la Estación Total constituye el instrumento universal moderno en la práctica de la Topografía, que puede ser utilizada para cualquier tipo de Levantamiento topográfico de una manera rápida y precisa y el vaciado de datos de campo libre de error.

La Estación Total es utilizada tanto en levantamientos planimétrico como altimétricos, independientemente del tamaño del proyecto. Los levantamientos realizados con este instrumento son rápidos y precisos, el vaciado de los datos de campo está libre de error, el cálculo se hace a través del software y el dibujo es asistido por computadora, lo cual garantiza una presentación final, el plano topográfico, en un formato claro, pulcro y que cumple con las especificaciones técnicas requeridas.

6.7.1.1.2 Sistema de Posicionamiento Global (GPS)

Al realizar un levantamiento con GPS y Estación Total se entiende por captura de datos a la acción de registrar y almacenar las magnitudes requeridas para el cálculo de las coordenadas de los puntos levantados. La captura de datos se inicia con el posicionamiento de los puntos de control, puntos que van a definir la línea de referencia o línea base que se requiere para orientar la estación total; continúa con la captura de los puntos de interés, finalizando con los puntos de detalle.

Un equipo GPS diferencial consta de dos receptores, cada uno posee una antena integrada, que es suficiente cuando el mismo es utilizado como navegador, y una antena externa que debe instalarse en el punto donde se estaciona cada receptor.

En campo uno de los receptores se estaciona en el punto de coordenadas conocidas el cual se identifica como punto BASE o punto de referencia; el segundo receptor el ROVER se estaciona en el punto de coordenadas desconocidas. Ambos receptores recogen simultáneamente las señales emitidas por los satélites almacenando esta información en su memoria interna de semiconductores o en una tarjeta SD, según lo haya programado el usuario. Este sistema se denomina

diferencial ya que el mismo, a partir de las mediciones GPS capturadas en el receptor BASE y mediante un proceso de ajuste, determina las correcciones o las “diferencias” necesarias para obtener las coordenadas del punto que son las coordenadas conocidas, y aplica estas mismas correcciones a las mediciones capturadas por el ROVER para el cálculo de las coordenadas del punto cuya posición se desconoce. Este equipo viene programado de manera que sólo registra los datos provenientes de satélites ubicados a 10° del horizonte, aun cuando registre satélites ubicados entre 0° y 10° no registrará estos datos. Tiene capacidad para aceptar hasta 12 satélites, pero se requiere como mínimo 5 satélites con buena disponibilidad y geometría para realizar el posicionamiento del punto, esto hace posible su uso aun en zonas boscosas o donde existen edificaciones en la cercanía.

Para desarrollar el Presente Trabajo se usó un GPS marca Garmin 76Csx (FIGURA 04) con el que se inició la captura de datos de los puntos del terreno, se empieza por hacer estación y nivelar la Estación Total sobre uno de los puntos de control posicionado previamente con el GPS, se ingresan las coordenadas de este punto y se dirige una visual al otro punto de control y se ingresan las coordenadas del segundo punto de control o el azimut de esta línea base; este procedimiento orienta la Estación, y define la línea base o línea de referencia que no es otra cosa que una línea de la cual se conoce las coordenadas rectangulares de sus extremos o la coordenada de uno de ellos y el azimut de la misma. Con esta información el microprocesador estará en capacidad de calcular y presentar en pantalla las coordenadas rectangulares de los puntos donde se ha colocado el prisma y se han registrado mediciones. Al desplazar la Estación Total a otro punto, para completar la captura de datos, se repite el procedimiento de orientación de la Estación. Es importante señalar las ventajas de la captura y almacenamiento electrónico de datos comparados con los métodos tradicionales de registro manual, entre las que cabe mencionar:

- a)** Rapidez en el levantamiento, ya que sólo con pulsar una tecla realiza las mediciones necesarias y los almacena en el dispositivo seleccionado por el operador.
- b)** Eliminación de errores de lectura y anotación en las libretas de campo

- c) Rapidez en el trabajo de oficina, los datos son bajados directamente a la computadora en pocos minutos, procediendo, mediante el software apropiado, a realizar los cálculos necesarios para finalmente obtener el dibujo topográfico asistido por computadora.

Entre las desventajas se pueden mencionar:

- a) Impericia del operador para realizar la colección electrónica de manera correcta
- b) Pérdida de datos de campo debido a fallas del dispositivo de almacenamiento.
- c) pérdida accidental de los datos de campo

FIGURA 3: GPS



6.7.1.1.3 Representación Gráfica - Dibujo Asistido por Computadora. -

Las mediciones realizadas en un Levantamiento topográfico deben ser representadas gráficamente de manera precisa; debido a que los planos topográficos son utilizados para el desarrollo de proyectos de infraestructura se hace necesario plasmar en ellos en forma resumida la mayor información posible.

Los sistemas de dibujo asistido por computadora conocidos como CAD, por sus siglas en inglés Computer Aided Drawing, se han vuelto muy comunes en los trabajos de Topografía, en estos sistemas el componente más importante es el software asociado a los mismos, este permite al operador interactuar con la computadora y activar las diferentes funciones del sistema; hoy en día existen en el

mercado una variedad de programas utilizados para realizar el dibujo del plano topográfico que permiten obtener un producto con un acabado impecable en un tiempo muy corto, con las ventajas que ofrece el formato digital de almacenamiento y reproducción tantas veces y al momento requerido.

Los componentes básicos de un sistema CAD son un computador de cierta capacidad, el software respectivo y una impresora o plotter. Estos sistemas permiten dibujar los planos topográficos en tiempo real y permite la observación del mismo en la pantalla del computador permitiendo realizar las modificaciones que sean necesarias.

Se toman en cuenta al dibujar el plano topográfico de manera manual: selección de la escala, cuadrícula, leyenda, recuadro de identificación etc. El uso de los sistemas CAD presenta varias ventajas entre las que se puede mencionar la velocidad en la elaboración del plano topográfico, eliminación de errores, mayor precisión y la obtención de un producto final más consistente y acabado; el almacenamiento en formato digital permite obtener tantas copias como se desee de manera rápida y en el momento requerido, otra ventaja es que estos formatos se pueden transmitir de forma electrónica de un usuario a otro a través de la red. Puede afirmarse que las herramientas CAD brindan al usuario la posibilidad de obtener productos de elevadísima calidad bajo regímenes de alta eficiencia técnica y económica propendiendo a la eliminación de errores y equivocaciones de apreciación, de lectura o de Transcripción. Sin embargo, a pesar de todas las ventajas antes señaladas se recomienda que el responsable de campo, quien está familiarizado con la zona, revise el plano topográfico para detectar posibles errores; por otro lado, se resalta la importancia del entrenamiento previo en el uso de estas herramientas para evitar errores y equivocaciones en su uso.

7. TRABAJO DE CAMPO

7.1 ESTUDIO DE SUELOS

La longitud de estudio abarca las vías alternas, no pavimentadas, de la Avenida denominada Centenario cuya longitud aproximada alcanza la magnitud de 3.622 kilómetros en el carril derecho y 3.635 kilómetros en el carril izquierdo. Es decir, el proyecto presenta una longitud total de 7.257m y está ubicado en el distrito de Callería y Yarinacocha, provincia de Coronel Portillo, departamento de Ucayali.

Por la necesidad de disponer de una adecuada infraestructura básica de transportes en el área urbana de Pucallpa, en el departamento de Ucayali, y para mejorar las condiciones de tránsito y drenaje pluvial, se ha creído conveniente la implementación del Proyecto de Mejoramiento del camino en mención.

El presente estudio se ha desarrollado dentro de los lineamientos de los requerimientos técnicos exigidos y en concordancia con el Reglamento Nacional de Edificaciones³

Teniendo como sustento las consideraciones antes mencionadas se realizó la prospección geológica-geotécnica de la plataforma de la vía y definió la calidad de la sub-rasante, material recuperable y canteras. Asimismo, se identificó problemas de geodinámica externa e interna.

7.1.1 CARTOGRAFÍA UTILIZADA

³ RNE capítulo E.050 Suelos y Cimentaciones y la Norma “CE.010 Pavimentos Urbanos”

Mapa Físico - Político del Departamento de Ucayali.

Carta del IGN a escala 1/100 000, hoja 17-N.

Geología del Cuadrángulo de Pucallpa hoja 17-n, (INGEMMET, 1996).

7.1.2 **METODOLOGÍA**

El programa de trabajo consistió en:

- Recopilación y evaluación de la información existente.
- Prospección geológica – geotécnica de la zona.
- Ubicación y ejecución de pozos exploratorios.
- Toma de muestras alteradas e inalteradas.
- Realización de ensayos de campo y laboratorio.
- Análisis y evaluación de la información recopilada - determinación del perfil estratigráfico.
- Trabajo de gabinete. Elaboración del Informe.

7.1.3 **UBICACIÓN**

La zona del proyecto, geográficamente, está ubicada en la llanura del Ucayali, en el área urbana del distrito de Callería y Yarinacocha, en la localidad conocida como Pucallpa, en la cuenca del río Ucayali.

La extensión del proyecto abarca la región natural Omagua (entre los 100 a 400 msnm), que se caracteriza por presentar un relieve homogéneo y de planicie ondulada.

El clima es Tropical Ecuatorial Caluroso y Húmedo clasificación realizada por (Köppen, 1948). Esta región se caracteriza por presentar lluvias permanentes a lo largo del año, siendo los niveles mínimos de precipitación mensual de 60 mm.

El Proyecto se ubica sobre las vías alternas de la avenida denominada Centenario, inicia en la intersección con la avenida Sáenz Peña y culmina en la

intersección con la Av. Aeropuerto, en los distritos de Callería y Yarinacocha. Asimismo, se encuentra inscrito en las siguientes coordenadas geográficas:

CUADRO 2: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

COORDENADAS			ALTITUD msnm
INICIO	550,794 E	9°073,457 N	155
FINAL	547,275 E	9°072,568 N	155

Fuente: Elaboración Propia

El área de estudio se encuentra ubicado en:

Distrito : Callería y Yarinacocha.
Provincia : Coronel Portillo.
Departamento : Ucayali.

7.1.4 ESTRATIGRAFÍA

El proyecto se encuentra asentado sobre una llanura fluvial paralela al curso del río Ucayali. Este depósito pertenece al cuaternario, del holoceno reciente, y está ampliamente expuesto en el área de trabajo. El mismo tiene su origen en los relieves montañosos situados al este y oeste del área en estudio. Su coloración es variable, está relacionada a su origen y pueden ser marrón oscuro, marrón pardo, blanquecino a marrón, entre otros. Una vez depositados, los materiales pasan a constituir el soporte de la vegetación y, al paso del tiempo, los ácidos orgánicos generan cambios en su coloración, pudiendo variar de marrón oscuro a marrón rojizo amarillento siempre supeditados a la litología subyacente del lugar de origen o la fuente de alimentación.

Asimismo, la litología varía ligeramente de composición limo-arenosa a arcillosa, depositadas en capas gruesas semiconsolidadas masivas.

7.1.5 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La principal estructura, donde se ubica el área de estudio, se encuentra definida por la margen izquierda del río Ucayali. Así, esta se caracteriza por una cobertura de material cuaternario donde no se observan pliegues ni fallas.

7.1.6 UNIDADES LITOLÓGICAS

En el área de ubicación del proyecto se han identificado tres unidades litológicas: arenas, arcillas y lateritas. Asimismo, se ha identificado una cuarta unidad en la fuente de agregado más cercana al proyecto.

7.1.6.1 ARENAS

Estos depósitos se caracterizan por su composición granulométrica que presenta reducida presencia de materiales gruesos (gravas) o finos (limos y arcillas). Los depósitos de arena de origen fluvial son abundantes en la zona y se ubican a lo largo del río Ucayali y sus tributarios. Estos se caracterizan por su ubicación en forma de playas, la presencia de impurezas orgánicas, su empleo como material de construcción y su previa explotación en época de estiaje.

7.1.6.2 ARCILLAS

Estos materiales se caracterizan por su granulometría fina. El depósito está formado por suelos transportados de coloración variable, con tonalidades que van desde rojizas a parduscas. Este material es abundante en el área y constituye la terraza sobre la que se asienta la ciudad de Pucallpa.

7.1.6.3 LATERITAS

Estos suelos se forman por procesos físico-químicos en climas tropicales con materiales de coloración rojiza. En general, los suelos tropicales contienen importantes cantidades de materia orgánica que, al descomponerse, actúan como un agente reductor cambiando el óxido férrico a óxido ferroso, pudiendo cambiar su color rojo primario al secundario verde-grisáceo.

7.1.6.4 GRAVAS

Se ha identificado este material en la fuente de agregados ubicada en el río Aguaytía, a 60 km de la ciudad de Pucallpa, en la localidad de Curimaná. A lo largo del curso del río Aguaytía existen diversas canteras donde se ubica este tipo de depósitos tales como Curimaná, Nuevo Piura y Naranjillo. Su explotación es temporal y exclusivamente en época de estiaje.

La importancia de este material radica en su empleo como agregado de construcción de infraestructura urbana en la ciudad de Pucallpa.

Además, se ha identificado, en la zona, la comercialización de gravas y arenas transportadas desde el río Pachitea a través de embarcaciones dedicadas al transporte y comercialización de agregados. A diferencia de los materiales del río Aguaytía, su explotación es permanente, durante todo el año.

7.1.7 CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS

La presencia de agua en los materiales geológicos afecta a sus propiedades y comportamiento mecánico. Las aguas superficiales y subterráneas dan lugar a procesos de meteorización física y química y pueden provocar cambios en el relieve y movimientos del terreno, como hinchamientos, contracciones, asentamientos, entre otros.

Durante la prospección no se ha establecido la existencia de formaciones acuíferas y/o zonas de infiltración de aguas subterráneas. Sin embargo, se ha observado la existencia de áreas inundables en épocas de máximas avenidas debido a que constituye la quebrada natural del terreno.

En el siguiente cuadro, se detallan las cotas más bajas del proyecto.

CUADRO 3: ALCANTARILLAS EXISTENTES EN LA VÍA

UBICACIÓN PROGRESIVA, Km.	CALLE	REFERENCIA
00 + 060 (Derecha) 00 + 040 (Izquierda)	Av. Centenario y Sáenz Peña.	Alcantarilla N° 01
00 + 590 (Derecha)	Av. Centenario y Augusto B. Leguía.	Alcantarilla N° 02

00 + 580 (Izquierda)		
00 + 990 (Derecha) 00 +985 (Izquierda)	Av. Centenario y Carlos Franchini.	Alcantarilla N° 03
01 + 370 (Derecha) 01 + 368 (Izquierda)	Av. Centenario y 01 de Mayo.	Alcantarilla N° 04
02 + 185 (Derecha) 02 + 200(Izquierda)	Av. Centenario y calle s/n	Alcantarilla N° 05
02 + 320 (Derecha) 02 + 320 (Izquierda)	Av. Centenario y Pachacutec	Puente N° 01
02 + 667 (Derecha) 02 + 665 (Izquierda)	Av. Centenario y Ca. Pomarosa	Alcantarilla N° 06
03 + 010 (Derecha) 03 + 010 (Izquierda)	Av. Centenario y Av. Aviación	Alcantarilla N° 07
03 + 510 (Derecha) 03 + 505 (Izquierda)	Av. Centenario.	Alcantarilla N° 08

Fuente: Elaboración Propia

7.1.8 RIESGOS GEOLÓGICOS

Esta zona está constituida por las ondulaciones existentes en el área de planicies. La misma, se forma en las zonas que constituyen el drenaje natural del terreno y se caracteriza por presentar inundaciones pasajeras durante la época de máximas avenidas. En ella, se acumula agua de escasa fluidez debido a las ondulaciones de terreno, la reducida pendiente del terreno y la presencia de gran cantidad de viviendas sobre el depósito. La existencia de estas zonas es común en áreas denominadas “Caños”, que constituyen las quebradas naturales del terreno.

7.1.9 GEOTECNIA DE LA SUB RASANTE

El estudio de los materiales que constituyen la actual estructura del pavimento (afirmado) y su subrasante permite determinar sus propiedades físico-mecánicas, y con estas características, establecer la estabilidad y calidad del pavimento en proyecto de mejoramiento. Estas propiedades se determinan con ensayos de campo y laboratorio, infiriendo el perfil estratigráfico de la vía mediante pozos de

exploración, recolectando muestras y transportándolas al laboratorio para ser ensayadas como corresponde.

El estudio del subsuelo a través de pozos de exploración (calicatas) permite, no solo inferir el terreno de fundación, sino recabar muestras y datos representativos de la zona de estudio, lo que permitirá realizar planteamientos técnicos óptimos para el desarrollo del proyecto.

Durante la ejecución de la recolección de muestras del material de la actual superficie de rodadura se ha establecido que, sobre su conformación, existe una elevada influencia antrópica desarrollada durante etapas previas de expansión urbana, mejora del tránsito sobre la vía y mitigación de inundaciones por tormentas. Actualmente, la vía se encuentra conformada por una capa de afirmado (camino de bajo volumen de tráfico) sobre rellenos de calidad variable, en el predomina el transporte de pasajeros en vehículos motorizados, automóviles, camionetas y camiones.

7.1.9.1 SUELOS DE LA SUBRASANTE

7.1.9.1.1 INVESTIGACIONES DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Previa zonificación, inspeccionando el estado actual de la plataforma, la superficie de rodadura, las ondulaciones del terreno y los drenajes naturales, se han ubicado y excavado calicatas (pozos a cielo abierto) convenientemente distanciados y distribuidos en todas las calles, utilizando herramientas manuales, a partir del nivel de rasante actual de la vía desde una profundidad mínima de 1.50 m hasta una profundidad máxima de 12.00 m. En total, se han excavado 30 calicatas y 46 pozo de exploración y se han denominado como C-01 a C-30, Pd-01 a Pd-25 (Pozos de exploración en vía alterna derecha) y Pi-01 a Pi-21 (Pozos de exploración de vía alterna izquierda), respectivamente, a lo ancho de la plataforma y el eje de la vía.

El resumen de la ubicación de los pozos de exploración y sus características más relevantes (clasificación de suelos, profundidad de exploración, etc.), se muestran en la Cuadro 4.

CUADRO 4: UBICACIÓN DE CALICATAS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, LÍMITES DE PLASTICIDAD CLASIFICACIÓN DE SUBRASANTE NATURAL																				
UBICACIÓN	IDENTIFICACION		REGISTR ON°	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% QUE PASA)					LÍMITES DE PLASTICIDAD, %			CLASIFICACION		HUMEDAD NATURAL W _n , %	V _m Tn/m ³	φ °	C Kg/cm ²	Q _{adm} Kg/cm ²		
	Calicat	Muestr		Prof. (m)	3/4"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	LL	LP	IP	SUCS						AASHTO	
00+155	D	C-01	M-01	1.50	1223	100.0	100.0	100.0	100.0	89.5	45.1	35.6	9.5	ML	A-5 (11)	22.87	---	---	---	
00+320	D	C-03	M-01	1.50	1225	100.0	100.0	100.0	99.8	95.7	58.1	40.6	17.5	MH	A-7-5 (24)	29.67	---	---	---	
00+490	D	C-04	M-01	2.00	1226	100.0	99.0	98.0	95.1	78.5	42.3	24.0	18.3	CL	A-7-6 (14)	24.87	---	---	---	
00+690	D	C-06	M-01	2.00	1228	100.0	100.0	99.6	83.3	24.9	N.P.	N.P.	N.P.	SM	A-2-4 (0)	10.56	---	---	---	
00+855	D	C-08	M-01	2.00	1230	100.0	100.0	99.9	99.3	94.0	52.4	39.6	12.8	MH	A-7-5 (17)	23.07	1.88	20.74	0.14	0.80
01+040	D	C-09	M-01	2.00	1231	100.0	100.0	100.0	99.6	91.5	53.4	27.5	25.8	CH	A-7-6 (27)	32.31	---	---	---	---
01+195	D	C-16	M-01	1.60	1238	100.0	100.0	100.0	99.9	82.8	33.2	29.7	3.5	ML	A-4 (3)	16.94	---	---	---	---
01+465	D	C-17	M-01	1.50	1239	100.0	100.0	100.0	99.9	96.9	64.4	40.3	24.1	MH	A-7-5 (31)	24.47	---	---	---	---
01+715	D	C-18	M-01	1.50	1240	100.0	100.0	100.0	99.5	65.1	32.2	21.0	11.2	CL	A-6 (5)	15.40	---	---	---	---
02+030	D	C-19	M-01	1.50	1241	100.0	100.0	100.0	99.9	87.6	45.5	39.7	5.9	ML	A-5 (9)	20.76	---	---	---	---
02+220	D	C-21	M-01	1.70	1243	100.0	100.0	100.0	95.4	31.5	22.2	20.9	1.4	SM	A-2-4 (0)	12.82	---	---	---	---
02+390	D	C-23	M-01	1.60	1245	100.0	100.0	99.9	99.6	70.8	34.3	19.2	15.1	CL	A-6 (9)	21.99	---	---	---	---
02+520	D	C-24	M-01	1.50	1246	100.0	100.0	100.0	99.8	96.0	48.3	40.3	8.0	ML	A-5 (13)	18.47	---	---	---	---
02+710	D	C-27	M-01	2.00	1249	100.0	99.9	99.9	99.5	83.3	49.3	26.2	23.1	CL	A-7-6 (20)	22.30	---	---	---	---
03+645	D	C-29	M-01	2.00	1251	100.0	100.0	100.0	99.9	91.4	58.8	36.4	22.4	MH	A-7-5 (25)	36.76	---	---	---	---
00+100	I	C-02	M-01	2.00	1224	100.0	100.0	100.0	99.8	91.2	61.3	33.0	28.3	MH	A-7-5 (30)	32.98	2.04	19.07	0.22	0.94
00+250	I	C-05	M-01	2.00	1227	100.0	100.0	100.0	99.7	98.1	57.5	44.0	13.5	MH	A-7-5 (21)	25.19	---	---	---	---
00+320	I	C-07	M-01	1.60	1229	100.0	100.0	100.0	99.7	87.1	48.3	34.7	13.6	ML	A-7-5 (15)	21.54	---	---	---	---
00+415	I	C-10	M-01	1.50	1232	100.0	100.0	99.9	99.3	89.5	49.9	34.4	15.5	ML	A-7-5 (17)	18.02	---	---	---	---

00+520	I	C-11	M-01	2.00	1233	100.0	100.0	100.0	100.0	99.9	92.6	60.5	45.0	15.4	MH	A-7-5 (21)	27.22	---	---	---	---
00+895	I	C-12	M-01	1.50	1234	100.0	100.0	100.0	99.8	99.5	78.1	25.6	21.5	4.1	CL-ML	A-4 (1)	18.03	---	---	---	---
01+075	I	C-13	M-01	2.00	1235	100.0	100.0	100.0	100.0	99.9	89.4	27.8	16.6	11.2	CL	A-6 (8)	15.36	---	---	---	---
01+325	I	C-14	M-01	1.60	1236	100.0	100.0	100.0	100.0	99.9	71.6	30.4	18.9	11.5	CL	A-6 (6)	17.67	---	---	---	---
01+575	I	C-15	M-01	1.50	1237	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	77.6	44.0	33.0	11.0	ML	A-7-5 (10)	15.38	---	---	---	---
01+945	I	C-20	M-01	1.50	1242	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	84.9	39.6	38.0	1.6	ML	A-4 (4)	17.72	---	---	---	---
02+190	I	C-22	M-01	1.50	1244	100.0	100.0	100.0	98.5	97.2	82.9	32.4	27.7	4.7	ML	A-4 (4)	18.05	---	---	---	---
02+450	I	C-25	M-01	1.60	1247	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.6	58.6	53.5	5.1	MH	A-5 (14)	23.44	---	---	---	---
02+635	I	C-26	M-01	1.50	1248	100.0	100.0	100.0	100.0	99.9	94.5	55.2	46.1	9.1	MH	A-5 (15)	23.30	---	---	---	---
02+890	I	C-28	M-01	1.50	1250	100.0	100.0	100.0	100.0	99.9	34.8	27.9	19.7	8.2	SC	A-2-4 (0)	27.42	---	---	---	---
03+515	I	C-30	M-01	1.50	1252	100.0	99.9	99.8	99.4	99.4	69.4	28.5	22.0	6.5	CL-ML	A-7-6 (14)	16.89	---	---	---	---
02+320	I	Pd-21	M-01	6.00	1253	100.0	100.0	100.0	100.0	99.4	72.5	38.2	24.3	13.9	CL	A-6 (9)	24.88	2.11	28.40	0.21	1.72
02+330	D	Pi-21	M-01	6.00	1254	100.0	100.0	100.0	99.9	99.6	70.8	34.3	19.2	15.1	CL	A-6 (9)	21.99	---	---	---	---
Donde:																					
LL	-	Límite líquido				IP	-	Indice plástico											ϕ	-	Angulo de fricción interna del suelo
LP	-	Límite plástico				N.P.	-	No plástico											C	-	Cohesión del suelo
γ_m	-	Peso volumétrico o densidad aparente del suelo																	Q_{adm}	-	Presión admisible o capacidad de carga del suelo
SUCS	-	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D-2487)																	AASHTO	-	American Society for Testing and Materials (ASTM D-3282)

Fuente: Elaboración Propia

Las muestras disturbadas representativas de suelos que conforman la subrasante se han obtenido en cantidades suficientes para realizar los ensayos correspondientes, habiendo sido debidamente identificadas y embaladas en bolsas plásticas y de polietileno para su conservación y traslado al laboratorio.

En los registros de excavación, se han anotado el espesor de los estratos de suelo y aplicando el procedimiento de campo (visual-manual) se han obtenido la clasificación de Suelos (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) que se corrobora con los ensayos de laboratorio.

Los ensayos estándares se han llevado a cabo en el laboratorio de la Universidad, en la ciudad de Pucallpa.

Para determinar las propiedades índices y geotécnicas de las muestras se han programado realizar los siguientes ensayos de acuerdo a los procedimientos de la American Society for Testing and Materials (ASTM), la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y las Normas Técnicas Peruanas (NTP) que se indican a continuación:

CUADRO 5: NORMAS TÉCNICAS

Contenido de humedad	339.127
Análisis granulométrico por tamizado	339.128
Límite Líquido, plástico e índice de plasticidad	339.129
Clasificación de suelos, sistema SUCS	339.134
Clasificación de suelos, sistema AASHTO	339.135
Próctor Modificado	339.141
Próctor Estándar	339.142
Valor Relativo de Soporte (C.B.R.)	339.145
Corte directo consolidado y drenado	339.171
Peso unitario volumétrico	400.017
Gravedad específica y absorción	400.021
	400.022

Fuente: Elaboración Propia

El resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas (características granulométricas, características de plasticidad, resultados de los ensayos Próctor y Valor Relativo de Soporte – CBR, etc.) se muestra en el Cuadro 48.

7.1.9.1.2 CLASIFICACIÓN

Para el presente trabajo se ha realizado la clasificación de las muestras de suelos por los siguientes sistemas:

- AASHTO de American Association of State Highway and Transportation Officials: ASTM D – 3282, AASHTO M – 145 o NTP 339.135
- SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: ASTM D – 2487 o NTP 339.134.

Como el estudio es con fines de pavimentación, se ha incidido en el Sistema AASHTO, la que se describe en las siguientes líneas.

El Sistema distingue siete grupos básicos. El mejor suelo utilizado para construcción de carretera viene clasificado como del tipo A - 1, sigue en calidad el A – 2, continuando hasta el A – 7; el que presenta las peores características para ser utilizado en la conformación de la estructura del pavimento.

Los siete grupos básicos están divididos en sub-grupos con un índice de grupo, con el fin de aproximar dentro de las valoraciones del grupo. Los incrementos del valor de los índices de grupo reflejan una reducción en la capacidad para soportar cargas por el efecto combinado de aumento del límite líquido e índice de plasticidad y disminución en el porcentaje de la fracción de material grueso.

La evaluación del índice de Grupo se obtiene mediante del uso de una fórmula basada en la granulometría y características de plasticidad del suelo (Límite Líquido e índice de Plasticidad). El índice de grupo está definido por la siguiente expresión:

ECUACIÓN 4: ÍNDICE DE GRUPO

$$I = (F - 35)[0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F - 15)(IP - 10)$$

Fuente: ICG

Donde:

Porcentaje de material que pasa la malla N° 200 (0.075 mm)

F : expresado como un número entero. Este porcentaje está basado en la fracción que pasa la malla 3" (75 mm).

LL : Límite líquido.

IP : Índice Plástico.

El índice de grupo se expresa en un paréntesis después del número de grupo del suelo, pudiendo clasificar el material de acuerdo a la siguiente tabla:

CUADRO 6: ÍNDICES DE GRUPO DE LA CLASIFICACIÓN AASHTO

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	ÍNDICE DE GRUPO
Excelente	Igual a 0
Buena	de 0 a 1
Regular	de 2 a 4
Mala	de 5 a 9
Muy mala	mayor a 10

Fuente: ICG

a) Suelos A – 1

Son mezclas bien graduadas de gruesos a finos con aglutinante no plástico o de baja plasticidad. Este tipo de suelo presenta una gran estabilidad a las cargas de las ruedas, sin afectarles las condiciones de humedad al problema de expansión. Su uso es satisfactorio para bases granulares.

b) Suelos A - 2

Están constituidos de material fino y grueso mezclados con aglutinantes, pero son inferiores a los suelos tipo A - 1 debido a su mala graduación, a un aglutinante inferior o a ambas cosas. Estos suelos, presentan gran estabilidad cuando están compactados con su óptimo contenido de humedad y pueden reblandecerse cuando se humedecen, o volverse sueltos o polvorientos durante los periodos de sequía. Si se usan como capa base, los tipos plásticos pueden perder estabilidad, debido a la saturación por capilaridad o deficiencia de drenaje. Se subdividen en:

Suelos A-2-4 y A-2-5 incluyen aquellos materiales granulares que tienen un suelo aglutinante con características de los suelos de los grupos A-4 y A-5, respectivamente.

Los suelos A-2-6 y A-2-7 incluyen aquellos materiales granulares que tienen aglutinante con características de los suelos de los grupos A-6 y A-7.

c) Suelos A - 3

Están compuestos por arenas deficientes en aglutinante. Son típicas en este grupo la arena fina de desiertos y la arena transportada por el viento (Costa Peruana), así como las mezclas en depósitos fluviales de mala graduación con pequeñas cantidades de arena gruesa y grava.

Estos suelos presentan una deficiente estabilidad a la carga de las ruedas, excepto cuando están húmedos. Las condiciones de humedad solo las afectan ligeramente; no presentan cambios de volumen y constituyen una subrasante adecuada para pavimentos de todo tipo cuando están confinados. Pueden ser compactados por vibración, con Rodillo de acero o Rodillos de llantas o cubiertas neumáticas.

d) Suelos A - 4

Están compuestos predominantemente por limos con pequeño porcentaje de material grueso y poco porcentaje de arcilla. Este suelo presenta una superficie firme para circulación cuando están secos, con poca deformación después de ser cargados. Cuando son saturados se dilatan perjudicialmente o pierden estabilidad.

Su composición varía desde limos arenosos, barros limosos y arcillosos. Son difíciles de compactar ya que el rango del porcentaje de humedad para obtener una compactación satisfactoria es muy pequeño.

La estructura del pavimento requiere espesores máximos cuando son colocados sobre sub rasantes de suelos conformados por este grupo.

e) Suelos A - 5

Son similares a los suelos tipos A - 4, con excepción que incluyen suelos de muy mala gradación. Son susceptibles a la expansión cuando se retira la carga, aunque se encuentren en estado seco. Sus propiedades elásticas dificultan la conveniente compactación de bases del tipo flexibles colocadas durante la construcción y no son recomendables como subrasantes para capas delgadas de base flexibles estabilizadas, ni para superficies bituminosas.

Están sujetos a la acción de la congelación. Se han observado que los pavimentos colocados sobre subrasantes de este tipo de suelo se agrietan excesivamente.

f) Suelos A - 6

Se componen predominantemente de arcilla con poco contenido de agregado grueso. En los estados de plasticidad blanda o rígida solo absorben agua adicional cuando se les manipula.

Alcanzan una buena capacidad de soporte cuando son compactadas con su humedad óptima alcanzando su densidad máxima, pero pierden resistencia cuando absorben humedad.

Los índices de plasticidad altos por encima de 18, de estos suelos indican una naturaleza cohesiva del material aglutinante (Arcillas y coloide), solamente serán adecuados para rellenos y subrasante cuando se colocan y mantienen con un bajo contenido de humedad.

Mientras que el flujo de aguas por gravitación es muy pequeño, la presión capilar que ocasiona que el agua se mueva de las porciones más húmedas a las más secas es muy grande y se pueden desarrollar por este motivo grandes fuerzas expansivas.

No son adecuados para material de subrasante por causa de los grandes cambios de volumen originados por los cambios de humedad y la pérdida de la capacidad de soporte después de haber sido saturado por causa de lluvias o filtraciones de agua.

g) Suelos A - 7

Están compuestos primordialmente de arcillas como los suelos A - 6, pero debido a las partículas de limo de tamaño uniforme, a la materia orgánica, escamas de mica, o carbonates de cal, son elásticos. A un determinado contenido de humedad se deforman y abultan apreciablemente cuando se les retira las cargas. Presentan las mismas características descritas para los suelos del tipo A - 6. Son muy difíciles de compactar convenientemente lo que hace que sean especialmente inadecuados para pavimentos flexibles.

Los suelos del tipo A - 7 - 5 corresponden aquellos que presentan índices de plasticidad moderados, en relación al límite líquido y pueden ser altamente elásticos, así como estar sujetos a considerables cambios de volumen.

Los suelos del tipo A - 7 - 6 corresponden a suelos con índice de plasticidad muy altos con relación al límite líquido y están sujetos a cambios de volumen extremadamente altos.

h) Suelos Tipo A – 8 (Turba y Escombros)

Los suelos compuestos por turbas y escombros son muy blandos, contienen grandes cantidades de materia orgánica y humedad, no pudiendo por ningún motivo ser usados en ningún tipo de construcción.

7.1.9.1.3 SUELOS EXPANSIVOS

Se denominan suelos expansivos a aquellos depósitos limosos o arcillosos cuya estructura mineralógica y fábrica le permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Por el contrario, al cambiar las condiciones de humedad, el agua almacenada en estos materiales se reduce y, por consiguiente, se produce una disminución del volumen denominada contracción o retracción.

En general, la expansión y contracción de un suelo tiene un carácter potencial y los factores condicionantes para su activación pueden ser intrínsecos o extrínsecos. Así, es necesario que se de ambas condiciones para su activación:

a) Factores intrínsecos.

El depósito de suelo existente, limo o arcilla de alta plasticidad, debe tener una mineralogía y fábrica adecuada que permita absorber cantidades significativas de agua con importantes alteraciones de volumen.

b) Factores extrínsecos.

Debe producirse una variación en la humedad del suelo, por causas diversas tales como variaciones climáticas o cambios hidrológicos al interior del depósito.

En general, la contracción de suelos va unido a periodos de sequía y la expansión a periodos de máximas avenidas.

Por otro lado, la identificación de suelos expansivos y su caracterización ha sido materia de evaluación y presentación de innumerables propuestas. De ellas, se recoge el desarrollado El Bureau of Reclamation de los EE.UU. y recogido por RNE en el capítulo E.050. El mismo, identifica cuatro grados de expansividad (I la IV), tal como se indica en el cuadro siguiente, en el que aparecen los intervalos de valores que definen estos cuatro grados en lo referente al contenido de finos, límite líquido e índice de plasticidad.

CUADRO 7: CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR SU POTENCIAL DE EXPANSIÓN

Grado	Expansividad	Finos¹ %	Límite Líquido¹ %	Índice de plasticidad² %	Expansión en consolidómetro³ %
I	Baja	< 30	< 35	< 20	< 10
II	Baja a media	30 – 60	35 – 50	12 – 34	10 – 20
III	Media a alta	60 – 95	50 – 65	23 - 45	20 – 30
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 32	> 30

¹ Fuente: Rico, A y Del Castillo, H, Ingeniería en las vías Terrestres, 1984. México.

² Fuente: Luis Gonzales, Ingeniería Geológica, 2004. Madrid.

³ Expansión en el consolidómetro bajo una presión de 0.07 kg/cm².

El principal problema al construir pavimentos sobre suelos expansivos es el evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos. Puede afirmarse que ningún método debe considerarse plenamente exitoso en esta misión, si bien el empleo del apropiado en el caso particular de que se trate puede reducir significativamente los daños.

El tratamiento de suelos expansivos ha sido material de estudios diversos y, en general, todas las soluciones o medidas de mitigación de este fenómeno pueden clasificarse en tres grandes categorías cuya descripción se detalla en el cuadro siguiente:

CUADRO 8: MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE LA EXPANSIÓN DE SUELOS

MEDIDA	DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	DESVENTAJAS
Reemplazo del suelo existente.	Mejorar el terreno mediante el remplazo parcial o total del espesor activo o el estrato de la estructura del pavimento propensa a sufrir expansión y contracción. El material de sustitución deberá estar constituida por un suelo inactivo.	Incrementa los volúmenes de transporte y eliminación de material. Eleva los costos del proyecto.
Colocación de sobrecarga sobre el terreno.	Neutralizar la presión de expansión, previamente evaluada, a través de la colocación de una sobrecarga suficiente sobre el terreno o pavimento. El material de sobrecarga es, usualmente, peso de suelo inactivo.	Requiere el aumento del nivel de la rasante, muchas veces a niveles restrictivos. Incrementa los volúmenes de transporte y eliminación de material. Eleva los costos del proyecto.
Reducción o control del	Reducir las variaciones en el contenido de agua del terreno mediante la construcción de	Requiere el desarrollo de infraestructura de drenaje

MEDIDA	DESCRIPCIÓN DE LA MEDIDA	DESVENTAJAS
contenido de agua	sistemas de drenaje, sub drenaje y protección de juntas.	natural y pluvial, superficial y subterráneo.

Fuente: ICG

7.1.9.1.4 COMPACTACIÓN DE SUELOS COHESIVOS

Una de las causas más comunes en las fallas de pavimentos rígidos sobre terrenos cohesivos de alta plasticidad es la generación de vacíos y la pérdida de soporte producto de cambios volumétricos en el terreno de apoyo causados por cambios en el contenido de agua. Para mitigar el fenómeno de expansión y contracción es importante seguir las siguientes recomendaciones:

CUADRO 9: MEDIDAS PARA LA COMPACTACIÓN DE SUELOS COHESIVOS

Contenido de agua óptimo	El contenido de agua óptimo de un suelo propenso a la expansión estará dado por las condiciones de campo. En general, se recomienda que la compactación se realice a mayores contenidos de humedad. En ese sentido, los ensayos de compactación con bajo niveles de energía (Próctor Estándar) producen menores densidades pero mayores humedades óptimas de compactación.
Energía de compactación adecuada	La utilización de pruebas de control de calidad de compactación con altos niveles de energía (Próctor Modificado) produce mayores densidades, pero menores valores de humedad óptima. Sin embargo, su empleo puede ser peligroso pues el terreno estará propenso a la absorción de agua y a la expansión consiguiente. Por ello, se ha hecho uso, a lo largo del presente estudio, del ensayo de Próctor Estándar. Su empleo permite mitigar el riesgo a sufrir expansiones debido a que los resultados obtenidos presentan menores densidades y mayores contenidos de agua. Es decir, valores de humedad cercano a la humedad natural del terreno.

<p>Equipo de compactación adecuada</p>	<p>Se recomienda el empleo del equipo denominado “rodillo pata de cabra” debido a que produce resultados muy deseables en las subrasantes conformadas por suelos finos:</p> <p>Ejercen presiones estáticas muy grandes sobre el terreno.</p> <p>Brindan una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa.</p> <p>Proveen una buena liga entre capas sucesivas.</p> <p>Evitan la formación de “grumos” y bloques no homogéneos de suelo.</p>
--	---

Fuente: Guía AASHTO

7.1.10 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA SUBRASANTE

El proyecto se desarrolla sobre las vías constituidas por los carriles alternos de la Av. Centenario, denominados derecha e izquierda (desde la progresiva 00+000) en el presente trabajo. La misma está compuestas por una vía de bajo volumen de tránsito con una capa de rodadura conformada por material de afirmado, de 0.20 m de profundidad. El nivel de transitabilidad fluctúa de bueno, en época seca, a intransitable, en época de máximas precipitaciones.

Estas se asientan sobre un estrato compuesto por arenas, arcillas y limos inorgánicos de plasticidad baja a media, producto de rellenos antrópicos, lentos y periódicos sobre depósitos fluviales, desarrollados durante las etapas de crecimiento y desarrollo de la ciudad. Estos depósitos se encuentran asentados sobre arcillas y limos inorgánicos de plasticidad media a alta. En general, los espesores de cada estrato son variables y su potencia promedio se detalla en los siguientes párrafos, acorde a su zonificación.

Se ha realizado la zonificación geotécnica siguiendo los siguientes criterios:

1. Propiedades físicas del material que constituye el terreno de sub-rasante.
2. Propiedades mecánicas del material que constituye el terreno de sub-rasante.
3. Condiciones hidrogeológicas del terreno.

7.1.10.1 ZONA GEOTÉCNICA I

La Zona Geotécnica I comprende los siguientes tramos:

CUADRO 10: TRAMOS INCLUIDOS EN LA ZG-I

Calle	Progresiva, km.
Vía alterna derecha	00+000 – 00+045
	00+065 – 00+522
	00+630 – 00+982
	01+020 – 01+370
	01+500 – 02+245
	02+335 – 02+430
	02+450 – 03+020
	03+060 – 03+635
03+655 – 03+706	
Vía alterna izquierda	00+126 – 00+575
	00+830 – 00+975
	00+995 – 01+060
	02+185 – 02+295
	02+610 – 03-702

Fuente: Elaboración Propia

En primer lugar, aflora la superficie de rodadura compuesta por la capa de afirmado de 0.20 m de espesor. El depósito está constituido por gravas y arenas envueltas en una matriz limosa (GP-GM).

A continuación, aflora un estrato de relleno no controlado y contaminado con estratos de material orgánico (RNC), no apto para su empleo con fines de ingeniería, compuesto por residuos antrópicos mezclados con limos y arcillas de baja plasticidad, producto de rellenos y mejoras del terreno de fundación durante etapas de expansión del área urbana de Pucallpa, incremento de las condiciones de habitabilidad de la zona y mejora del nivel de tránsito de la población. La profundidad de este estrato es variable, entre 0.60 m y 2.00 m de profundidad. La existencia de

este tipo de depósitos constituye un peligro para cualquier obra de infraestructura y su remoción es necesaria.

A continuación, aflora el estrato que constituye la fundación del pavimento proyectado. Los suelos que predominan en los sub-tramos de la ZG-I, son de origen fluvial, los que eventualmente intercalan con depósitos de suelos antrópico de corta edad, producto de rellenos y mejoras del terreno de fundación durante etapas de expansión del área urbana de Pucallpa, incremento de las condiciones de habitabilidad de la zona y mejora del nivel de tránsito de la población. La sub-rasante en estas zonas presenta estratos de suelo cohesivo en cuyas propiedades plásticas predominan los limos y arcillas inorgánicas de plasticidad variable, entre baja y alta (Clasificación AASHTO: A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6), que, eventualmente, intercalan con arenas limosas de baja plasticidad (Clasificación AASHTO: A-2-4). En su composición, predominan las arcillas inorgánicas de baja plasticidad con poco o nada de material granular. El color de estos materiales es rojo con manchas grises claras. La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, en promedio es de 98.4% de su contenido granulométrico; sus propiedades de plasticidad variable. Las propiedades hidráulicas de estos materiales vienen establecidas por su límite líquido e índice plástico. En promedio, presenta un Límite Líquido de 43.0%, con un valor máximo de 60.5%, e Índice Plástico de 8.2%, con un valor máximo de 25.8%. Asimismo, los resultados de expansión en el consolidómetro bajo una carga 7kPa arroja un valor promedio de 3.8%, clasificando como de Grado I, de expansividad baja. La potencia de este estrato supera la profundidad de exploración.

Secos son suelos estables. Sin embargo, cuando su contenido natural de agua es alto, al ser predominante suelos arcillosos, la estabilidad para soportar cargas es muy baja. A un adecuado intervalo de humedad se compactan satisfactoriamente. La ubicación del estrato natural se presenta a profundidades mínimas de 0.60 m. Ello mitiga y reduce las variaciones de humedad a las que estará sometido el material de subrasante. Es decir, estos suelos están propensos a sufrir expansiones o contracciones bajas.

Asimismo, para garantizar la mitigación del fenómeno de expansión y contracción en estos depósitos se recomienda tomar medidas de control del contenido de agua en el tramo. Ello se consigue garantizando la impermeabilización del terreno a través de la construcción de veredas (bordes), bombeo adecuado de la calzada, sellado de juntas apropiadas, mantenimiento y mejora del sistema de drenaje pluvial lateral y su desembocadura en las alcantarillas proyectadas.

Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 2.3 para una densidad máxima de 100% del Próctor Estándar y percentil del 75%, valor que se recomienda alcanzar durante la etapa de construcción.

7.1.10.2 ZONA GEOTÉCNICA II

La Zona Geotécnica II comprende los siguientes tramos:

CUADRO 11: TRAMOS INCLUIDOS EN LA ZG-II

Calle	Progresiva, km.
Vía alterna derecha	00+550 – 00+630
	01+370 – 01+500
Vía alterna izquierda	00+000 – 00+030
	00+060 – 00+125
	00+595 – 00+830
	01+100 – 01+295
	01+415 – 02+185
	02+335 – 02+610

Fuente: Elaboración Propia

En primer lugar, aflora la superficie de rodadura compuesta por la capa de afirmado de 0.20 m de espesor. El depósito está constituido por gravas y arenas envueltas en una matriz limosa (GP-GM).

Luego, aflora el estrato que constituye la fundación del pavimento proyectado. Los suelos que predominan en los sub-tramos de la ZG-II, son de origen fluvial, los que eventualmente intercalan con depósitos de suelos antrópico de corta edad. La

sub-rasante en estas zonas presenta estratos de suelo cohesivo en cuyas propiedades plásticas predominan los limos inorgánicos de plasticidad media a alta (Clasificación AASHTO: A-5, A-7-5). El color de estos materiales es rojo con manchas grises claras (blanquecino). La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, en promedio es de 99.9% de su contenido granulométrico; sus propiedades de plasticidad arrojan plasticidad media a alta. Las propiedades hidráulicas de estos materiales vienen establecidas por su límite líquido e índice plástico. En promedio, presenta un Límite Líquido de 53.6%, con un valor máximo de 64.4%, e Índice Plástico de 14.0%, con un valor máximo de 28.3%. Además, los resultados de expansión en el consolidómetro bajo una carga 7kPa arrojan valores de 10.3%, clasificando como de Grado II, de expansividad media. La potencia de este estrato supera la profundidad de exploración.

Secos son suelos estables. Sin embargo, cuando su contenido natural de agua es alto, al ser predominante suelos limosos de alta compresibilidad, la estabilidad para soportar cargas es muy baja. A un adecuado intervalo de humedad se compactan satisfactoriamente. Estos suelos están propensos a sufrir expansiones o contracciones medias cuando su contenido de agua presenta alteraciones importantes. Asimismo, debido a la singularidad de esta zona, se recomienda reemplazar el estrato superficial, hasta una profundidad máxima de 0.60 m respecto a la rasante proyectada, para garantizar la protección, ante variaciones importantes de humedad, del terreno natural o sub-rasante. El material de reemplazo a emplear deberá cumplir con las características recomendadas en el acápite 5.2 del presente documento.

Además, para garantizar la mitigación del fenómeno de expansión y contracción en estos depósitos se recomienda tomar medidas de control del contenido de agua en el tramo. Ello se consigue garantizando la impermeabilización del terreno a través de la construcción de veredas (bordes), bombeo adecuado de la calzada, sellado de juntas apropiadas, mantenimiento y mejora del sistema de drenaje pluvial lateral y su desembocadura en las alcantarillas proyectadas.

Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.7 para una densidad máxima de 100% del Próctor Estándar, valor que se recomienda alcanzar durante la etapa de construcción.

7.1.10.3 ZONA GEOTÉCNICA III

La Zona Geotécnica III comprende los siguientes tramos:

CUADRO 12: TRAMOS INCLUIDOS EN LA ZG-III

Calle	Progresiva, km.
Vía alterna derecha	00+045 – 00+065
	00+522 – 00+550
	00+982 – 01+020
	02+245 – 02+335
	02+430 – 02+450
	03+022 – 03+060
	03+635 – 03+655
Vía alterna izquierda	00+030 – 00+060
	00+575 – 00+595
	00+975 – 00+995
	01+060 – 01+100
	01+295 – 01+415
	02+295 – 02+335

Fuente: Elaboración Propia

En primer lugar, aflora la superficie de rodadura compuesta por la capa de afirmado de 0.20 m de espesor. El depósito está constituido por gravas y arenas envueltas en una matriz limosa (GP-GM).

Luego, aflora un estrato de relleno no controlado y contaminado con material orgánico (R.N.C.), no apto para su empleo con fines de ingeniería, compuesto por residuos antrópicos mezclados, tales como residuos sanitarios, con limos y arcillas de plasticidad media, producto de rellenos antiguos en la zona sobre una antigua

quebrada natural. Su formación responde a procesos antrópicos de relleno no controlado generados por la población con la finalidad de ganar áreas habitables y mitigar el fenómeno de inundación. El estrato alcanza la profundidad máxima de 3.00 m y su remoción total es necesaria pues constituye un peligro para cualquier obra de infraestructura.

A continuación, aflora el estrato que constituye la fundación del pavimento proyectado. Los suelos que predominan en los sub-tramos de la ZG-III, son de origen fluvial. La sub-rasante en estas zonas presenta estratos de suelo cohesivo en cuyas propiedades plásticas predominan los limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta (Clasificación AASHTO: A-6, A-7-5). El color de este material es rojo con manchas grises claras. La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, en promedio es de 99.9% de su contenido granulométrico; sus propiedades de plasticidad arrojan plasticidad media a alta. Las propiedades hidráulicas de estos materiales vienen establecidas por su límite líquido e índice plástico. En promedio, presenta un Límite Líquido de 39.6%, con un valor máximo de 58.8%, e Índice Plástico de 15.0%, con un valor máximo de 22.4%.

La ubicación del estrato de terreno natural alcanza la profundidad de 3.00 m, siendo el terreno de relleno proyectado de propiedades mecánicas superiores. Es decir, por la posición estratigráfica del terreno natural y por las características del material de relleno, el depósito presenta un potencial de expansión bajo, en donde la posibilidad de variación en el contenido de agua del terreno será reducida.

Asimismo, para garantizar la óptima preservación de las propiedades mecánicas del material se recomienda tomar medidas de control del contenido de agua en el tramo. Ello se consigue garantizando la impermeabilización del terreno a través de la construcción de veredas (bordes), bombeo adecuado de la calzada, sellado de juntas apropiadas, mantenimiento y mejora del sistema de drenaje pluvial lateral y su desembocadura en las alcantarillas proyectadas.

Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.7 para una densidad máxima de

100% del Próctor Estándar, valor que se recomienda alcanzar durante la etapa de construcción.

7.1.11 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Los cuadros que se muestran a continuación, resumen el inventario estructural de la vía actual y las propiedades de los materiales existentes.

CUADRO 13: CATÁLOGO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE EN EL ÁREA DEL PROYECTO

Estructura del pavimento	ZG - I	ZG - II	ZG - III
Capa de afirmado	Depósito de gravas y arenas envueltas en una matriz limosa (GP-GM). Este estrato constituye la capa de rodadura de la vía actual. Su espesor promedio es de 0.20 m. En varios sub-tramos es inexistente.	Depósito de gravas y arenas envueltas en una matriz limosa (GP-GM). Este estrato constituye la capa de rodadura de la vía actual. Su espesor promedio es de 0.20 m. En varios sub-tramos es inexistente.	Depósito de gravas y arenas envueltas en una matriz limosa (GP-GM). Este estrato constituye la capa de rodadura de la vía actual. Su espesor promedio es de 0.20 m. En varios sub-tramos es inexistente.
Relleno no controlado y contaminado	Relleno no controlado y contaminado con material orgánico (R.N.C. u OL), no apto para su empleo con fines de ingeniería, compuesto por limos, arcillas y residuos antrópicos, producto de rellenos antiguos sobre el terreno vegetal natural. El estrato presenta profundidad variable, entre 0.50 m y 2.00 m, acorde a lo señalado en el perfil stratigráfico longitudinal del terreno (Plano G-06 y G-07). La existencia de este	Inexistente en el sub-tramo.	Relleno contaminado con material sanitario, limos, arcillas y material orgánico (R.N.C. y OL), no apto para su empleo con fines de ingeniería, compuesto por residuos antrópicos, producto de rellenos sanitarios antiguos sobre una antigua quebrada natural o caño. El estrato alcanza una profundidad de 3.00 m por debajo del terreno natural actual, acorde a lo señalado en el perfil stratigráfico longitudinal del terreno

Estructura del pavimento	ZG - I	ZG - II	ZG - III
	tipo de depósitos constituye un peligro para cualquier obra de infraestructura.		(Plano G-06 y G-07). La existencia de este tipo de depósitos constituye un peligro para cualquier obra de infraestructura.
Sub-rasante	Constituidas por limos y arcillas inorgánicas de plasticidad variable (A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6) que, eventualmente, interclan con arenas limosas de baja plasticidad (A-2-4). La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos finos, en promedio es superior al 98.4% de su contenido granulométrico. El terreno clasifica, por su potencial de expansión, como de Grado I, de expansividad baja. Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 2.3 para una densidad máxima de 100% del Próctor Estándar y percentil del 75%.	Constituida por limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta (A-5, A-7-5). La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, en promedio es superior al 99.9% de su contenido granulométrico. El terreno clasifica, por su potencial de expansión, como de Grado I, de expansividad baja. Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.7 para una densidad máxima de 100% del Próctor Estándar.	Debido al espesor del relleno controlado a conformar, la sub-rasante estará constituida por arenas limosas de baja plasticidad (A-4), relleno controlado no granular. La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, en promedio es superior al 92.2% de su contenido granulométrico. El terreno clasifica, por su potencial de expansión, como de Grado I, de expansividad baja. Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.7 para una densidad máxima de 100% del Próctor Estándar.

Fuente: Elaboración Propia

7.1.12 IDENTIFICACIÓN DE ZONAS POTENCIALMENTE PELIGROSAS

La ciudad de Pucallpa se asienta en la margen izquierda del río Ucayali, sobre una terraza fluvial formada por un material de granulometría fina y propiedades cohesivas. El depósito está formado por suelos transportados de coloración variable, con tonalidades que van desde rojizas a parduscas, y se caracterizan por poseer una estructura mineralógica y fábrica que le permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Asimismo, al cambiar las condiciones de humedad, el agua almacenada en estos materiales se reduce y, por consiguiente, se produce una disminución del volumen denominada contracción o retracción.

Este fenómeno ha generado la falla, figuración y posterior rotura de pavimentos rígidos en gran parte de la infraestructura urbana de la ciudad. En general, la expansión y contracción de un suelo tiene un carácter potencial y los factores condicionantes para su activación pueden ser intrínsecos o extrínsecos. Así, se ha identificado las siguientes zonas por su potencial de expansión o contracción:

CUADRO 14: IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS EN EL PROYECTO

Zona Geotécnica	Ubicación, Progresiva km.	Descripción del problema	Tipo de trabajo
ZG-I	<u>Vía alterna derecha</u> 00+000 – 00+045 00+065 – 00+522 00+630 – 00+982 01+020 – 01+370 01+500 – 02+245 02+335 – 02+430 02+450 – 03+020 03+060 – 03+635 03+655 – 03+706	En este sector se observa los siguientes fenómenos: La plataforma se asienta sobre un relleno no controlado y contaminado (RNC), intercalando con suelos orgánicos (OL) que constituyen la superficie original del terreno.	Con el objeto de mitigar, evitar, reducir o controlar el desarrollo del proceso expansivo/contractivo se recomienda: Reemplazo del suelo existente acorde a las profundidades detalladas en el plano G-06 y G-07 (Perfil stratigráfico longitudinal), por debajo del terreno existente y a lo ancho de la plataforma. El material debe estar conformado por material de relleno controlado, no propenso a la expansión y con clasificación AASHTO igual o
	<u>Vía alterna izquierda</u> 00+126 – 00+575 00+830 – 00+975 00+995 – 01+060 02+185 – 02+295	La subrasante, o terreno de fundación, está constituido por limos y arcillas de plasticidad media a alta y potencial de expansión de grado I (baja). La vía carece de un sistema de drenaje pluvial operativo.	

Zona Geotécnica	Ubicación, Progresiva km.	Descripción del problema	Tipo de trabajo
	02+610 – 03-702	<p>Entre las progresivas 00+060 a 00+260 de la vía alterna derecha y 00+030 a 00+260 en la vía alterna izquierda, discurre un drenaje en canal abierto de tierra. Asimismo, el material que confina al canal está constituido por una mezcla de arena, limos, arcillas y material orgánico (OL) producto de los procesos de descomposición física y química generada por el agua acumulada y los residuos sanitarios provenientes de las viviendas colindantes.</p>	<p>superior a un suelo de tipo A-4, ello permitirá garantizar la ausencia de fenómenos de expansión aún en condiciones de saturación por inundación del terreno.</p> <p>El depósito de fundación presenta suelos de plasticidad media a alta, propensos a sufrir expansiones o contracciones importantes (factor intrínseco). Sin embargo, por su ubicación en el perfil estratigráfico del terreno, por debajo de 0.60 m del nivel de rasante actual, variaciones en su contenido de agua son poco probables (factor extrínseco).</p> <p>Controlar el contenido de agua en el tramo. Para ello, es necesaria la impermeabilización del terreno a través de la construcción de veredas (bordes), drenajes laterales, bombeo adecuado de la calzada, sellado de juntas apropiadas, mantenimiento y mejora del sistema de drenaje pluvial lateral y de las alcantarillas existentes y su desembocadura.</p> <p>En la zona que confina al canal o drenaje superficial, se recomienda la remoción y</p>

Zona Geotécnica	Ubicación, Progresiva km.	Descripción del problema	Tipo de trabajo
			limpieza hasta una profundidad de 3.20 por debajo del terreno natural actual (Ver detalle en la figura N° 08 del anexo).
ZG-II	<u>Vía alterna derecha</u> 00+550 – 00+630 01+370 – 01+500 <u>Vía alterna izquierda</u> 00+000 – 00+030 00+060 – 00+125 00+595 – 00+830 01+100 – 01+295 01+415 – 02+185 02+335 – 02+610	<p>En este sector se observa los siguientes fenómenos:</p> <p>La plataforma presenta un estrato superficial, de 0.20 m de espesor, constituido por gravas limosas pobremente graduadas (GP-GM) que constituye la capa de rodadura superficial. La misma se presenta superficialmente contaminada.</p> <p>La subrasante, o terreno de fundación, está constituido por limos y arcillas de plasticidad media a alta y potencial de expansión de grado II (media).</p> <p>La vía carece de un sistema de drenaje pluvial.</p>	<p>Con el objeto de mitigar, evitar, reducir o controlar el desarrollo del proceso expansivo/contractivo se recomienda:</p> <p>Reemplazo del suelo existente hasta una profundidad de 0.60 m por debajo del terreno natural existente. El material debe estar conformado por material de relleno controlado, no propenso a la expansión y con clasificación AASHTO igual o superior a un suelo de tipo A-4, ello permitirá garantizar la ausencia de fenómenos de expansión aun en condiciones de saturación por inundación del terreno.</p> <p>En zonas de relleno y elevación del nivel de la rasante, el material debe estar conformado por material de relleno controlado, no propenso a la expansión y con clasificación AASHTO igual o superior a un suelo de tipo A-4, ello permitirá garantizar la ausencia de fenómenos de expansión aun en</p>

Zona Geotécnica	Ubicación, Progresiva km.	Descripción del problema	Tipo de trabajo
			<p>condiciones de saturación por inundación del terreno.</p> <p>Controlar el contenido de agua en el tramo. Para ello, es necesaria la impermeabilización del terreno a través de la construcción de veredas (bordes), drenajes laterales, bombeo adecuado de la calzada, sellado de juntas apropiadas, mantenimiento y mejora del sistema de drenaje pluvial lateral y de las alcantarillas existentes y su desembocadura.</p>
ZG-III	<p><u>Vía <i>alterna derecha</i></u> 00+045 – 00+065 00+522 – 00+550 00+982 – 01+020 02+245 – 02+335 02+430 – 02+450 03+022 – 03+060 03+635 – 03+655</p> <p><u>Vía <i>alterna izquierda</i></u> 00+030 – 00+060 00+575 – 00+595 00+975 – 00+995 01+060 – 01+100 01+295 – 01+415 02+295 – 02+335</p>	<p>En este sector se observa los siguientes fenómenos:</p> <p>Existencia de quebradas naturales antiguas que ha sido rellenadas con material no controlado a profundidades que alcanzan los 3.00 m en la quebrada de mayor dimensión.</p>	<p>Con el objeto de mitigar, evitar, reducir o controlar el peligro generado por la presencia de relleno orgánico se recomienda:</p> <p>Remover todo el material existente, relleno contaminado, material orgánico, turba o residuos vegetales hasta una profundidad máxima de 3.00 m o hasta donde aflore el estrato de terreno natural descrito.</p> <p>Reemplazo del suelo existente hasta una profundidad de 3.00 m por debajo del nivel de rasante actual. El material debe estar conformado por material de</p>

Zona Geotécnica	Ubicación, Progresiva km.	Descripción del problema	Tipo de trabajo
			<p>relleno controlado, no propenso a la expansión y con clasificación AASHTO igual o superior a un suelo de tipo A-4, ello permitirá garantizar la ausencia de fenómenos de expansión aún en condiciones de saturación por inundación del terreno.</p> <p>Controlar el contenido de agua en el tramo. Para ello, es necesaria la impermeabilización del terreno a través de la construcción de veredas (bordes), sub-drenajes y drenajes laterales, bombeo adecuado de la calzada, sellado de juntas apropiadas, mantenimiento y mejora del sistema de drenaje pluvial lateral y de las alcantarillas existentes y su desembocadura.</p>

Fuente: Elaboración Propia

7.1.13 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE ALCANTARILLAS

7.1.13.1 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

La capacidad de carga de los suelos que soportarán las cargas externas que transmitan las estructuras propuestas se ha determinado en base a la fórmula de (Karl Terzaghi, 1973).

La capacidad última y la capacidad admisible de carga están dadas por las siguientes expresiones:

ECUACIÓN 5: CAPACIDAD ÚLTIMA

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_m \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + \gamma_m \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q(1)$$

ECUACIÓN 6: CAPACIDAD ADMISIBLE

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} (2)$$

Donde:

- q_{ult} : Capacidad última de carga, Kg/cm².
- q_{adm} : Capacidad admisible de carga, Kg/cm².
- FS : Factor de seguridad (igual a 3), s/u.
- γ_m : Peso volumétrico, Tn/m³.
- B : Menor ancho de la zapata o cimiento corrido, m.
- N_c, N_γ, N_q : Factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo (φ), s/u.
- D_f : Profundidad de la cimentación, m.
- S_c, S_γ, S_q : Factores de forma de cimentación, s/u.

Los factores de capacidad de carga y forma se obtienen de las siguientes expresiones.

CUADRO 15: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA Y FORMA

$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$	$N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$
$S_q = S_c - \frac{S_c - 1}{N_q}$	$S_c = 1 + (0.2 + \tan^6 \varphi) \cdot \frac{B}{L}$	$S_\gamma = 1 - \frac{1}{2} \cdot (0.2 + \tan^6 \varphi) \cdot \frac{B}{L}$

Fuente: (J. Brinch, 1961)

Los resultados obtenidos de las capacidades de carga para los diferentes sectores donde se han propuesto fundamentar las estructuras de contención en el proyecto, se muestran en el Cuadro N° 18.

CUADRO 16: RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS DE SUELOS EN EL ÁREA DE ESTUDIO

CALICATA N°	UBICACIÓN, progresiva Km.	PROF. metros	CLASIF. S.U.C.S.	RESULTADOS DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO					
				W _n	L L	I P	γ _m	φ	C
				%	%	%	Tn/m ³	°	Kg/cm ²
Pd – 21	02+320	6.00	C L	24.88	38.2	13.9	2.109	28.4	0.21
C – 02	00+100	2.00	M H	32.98	61.3	28.3	1.875	20.7	0.14
C - 08	00+855	2.00	M H	23.07	52.4	12.8	2.043	19.1	0.22

Donde:

S.U.C.S. : Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

W_n : Humedad Natural del suelo.

L L : Limite Líquido.

I P : Índice Plástico.

γ_m : Densidad natural del suelo en gr/cm³ ó Tn/m³.

φ : Angulo de fricción interna del suelo.

C : Cohesión del suelo.

7.1.13.2 ASENTAMIENTOS

En todo análisis de cimentaciones, se distinguen dos clases de asentamientos: los totales y los diferenciales. Los últimos son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasan 1 pulgada (2.54 cm.), que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.

El asentamiento a ocurrir en suelos cohesivos o de granulometría fina es de consolidación y ocurre en un apreciable periodo tiempo (años) luego de haberse cargado el suelo. Esta deformación se pronosticará aplicando la teoría de la consolidación unidimensional (Karl Terzaghi, 1973).

El asentamiento por consolidación final de un estrato de suelo arcilloso, compuesto de “n” capas es:

ECUACIÓN 7: ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

$$\delta_{cf} = \sum_{i=1}^n H_i \varepsilon_{vi}$$

Donde:

- H_i : espesor inicial de cada capa, m
- ε_{vi} : Deformación por consolidación final de cada capa, m

Para el caso general, donde existe re-compresión y compresión virgen, se conoce la siguiente relación:

ECUACIÓN 8: ASENTAMIENTO FINAL POR CONSOLIDACIÓN

$$\delta_{cf} = \sum H \left(RR \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right)$$

Donde:

- δ_{cf} : Asentamiento final por consolidación, cm
- $\bar{\sigma}_{vo}$: Esfuerzo vertical inicial, Kg/cm²
- $\bar{\sigma}_{vf}$: Esfuerzo vertical final = $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\bar{\sigma}_v$, Kg/cm²
- $\bar{\sigma}_{vm}$: Esfuerzo vertical máximo del pasado, Kg/cm²

Se sabe además:

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad y \quad RR = \frac{C_r}{1 + e_0}$$

Donde:

- C_c - Índice de compresión virgen.

C_r - Índice de re-compresión.

e_0 - Relación de vacíos inicial.

Para determinar el índice de compresión virgen (Karl Terzaghi, 1973), presentaron la siguiente relación empírica, si se conoce el límite líquido:

ECUACIÓN 9: ÍNDICE DE COMPRESIÓN VIRGEN

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

Así establecido, se estima una relación de vacíos inicial $e_0 = 0.75$ y una carga de pre-consolidación de 1.20 kg/cm^2 .

CUADRO 17: RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

CALICATA N°	UBICACIÓN, progresiva Km.	PROF.	CLASIFICACIÓN	RESULTADOS DE ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN		
				C_c	C_r	e_0
		metros	S.U.C.S.	s/u	s/u	s/u
Pd - 21	02+320	6.00	C L	0.254	0.038	0.750
C - 02	00+100	2.00	M H	0.381	0.057	0.750
C - 08	00+855	2.00	M H	0.461	0.069	0.750

Fuente: Elaboración Propia

El suelo limoso o arcilloso se comporta como un estrato pre-consolidado. Así establecido, las capacidades de carga admisible son menores a la carga de pre-consolidación estimada. Esta situación permite calcular el asentamiento por consolidación tomando en cuenta solo el tramo de re-compresión.

ECUACIÓN 10: ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

$$\delta_{cf} = \sum H \left(RR \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{v0}} \right)$$

El espesor (H) de estrato compresible que se ubica debajo del nivel de desplante del fundamento se estima con criterio a la normatividad vigente $H = 1.5 B$, donde B es el lado menor o ancho de la cimentación.

Finalmente, a partir del diseño propuesto y reemplazando valores en las ecuaciones expuestas, para la capacidad de carga y deformaciones a ocurrir se obtienen los resultados que se resumen en el cuadro N° 18:

CUADRO 18: CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO

CALICATA N°	TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD CIMENTACIÓN	CAPACIDAD DE CARGA	ASENTAMIENTO CONSOLIDACIÓN
		D_f	q_{adm}	δ_{cf}
		m	Kg/cm ²	cm
Pd – 21	Continua	1.50	1.72	0.15
C – 02	Continua	1.50	0.94	1.46
C – 08	Continua	1.50	0.80	0.97

Fuente: Propia

Los asentamiento a ocurrir resultan permisibles para estructuras convencionales, siempre que la estructura sea cargada a su máxima posibilidad o capacidad de carga admisible, en la práctica la carga que se aplicará al suelo es mucho menor. Sin embargo, la correcta operación de la estructura en proyecto se asegura al transmitir la carga al suelo a través de fundamentos estructuralmente continuos. Además, con la profundidad las propiedades de este suelo mejoran, aumenta su resistencia y disminuye su capacidad de deformación.

7.1.13.3 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

En las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas del área donde se construirá la estructura. El coeficiente de diseño sísmico a ser usado en el diseño sísmico pseudo-estático se determina en base a la zona, condición del suelo e importancia de la estructura. Si la estructura es flexible, la carga sísmica se modifica tomando en cuenta su periodo fundamental. De acuerdo al RNE⁴, las características del suelo de cimentación son:

⁴ Reglamento Nacional de Edificaciones, en su acápite E.030 – Diseño Sismo Resistente

TABLA 2: PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

Factor de zona	=	0.30
Periodo de vibración del suelo	=	0.90 seg.
Factor suelo	=	1.40

Fuente: RNE

La aceleración espectral (fuerza horizontal equivalente o cortante total en la base debido a la acción sísmica) se calcula a través de la siguiente fórmula:

ECUACIÓN 11: ACELERACIÓN ESPECTRAL

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Fuente: RNE

Donde:

- Z : Factor de zona
- U : Factor de uso e importancia
- C : Coeficiente de amplificación sísmica
- S : Factor suelo
- R : Coeficiente de reducción de sollicitaciones sísmicas
- g : Aceleración de la gravedad

7.1.14 AGRESIÓN DEL SUELO AL CONCRETO

El objetivo de evaluar la existencia de agentes agresivos en el terreno es establecer la necesidad de implementar medidas preventivas en la durante la dosificación y diseño del concreto. En este sentido, se ha evaluado, acorde a los requerimientos de la norma E.060 del R.N.E., el valor de pH, contenido de Sulfatos (agresivos al concreto), Cloruros (agresivos al acero embebido en el concreto) y Sales Solubles Totales. Así, en el cuadro N° 19, se resume los resultados de la evaluación.

CUADRO 19: CONTENIDO DE AGENTES AGRESIVOS AL CONCRETO EN EL SUELO

CALICATA N°	MUESTRA	pH	CLORUROS	SULFATOS	SALES SOLUBLES TOTALES	GRADO DE EXPOSICIÓN
			p.p.m.	p.p.m.	p.p.m.	E.060
Pd – 21	MI – 01	5.51	25	20	165	Despreciable
C - 02	MI - 01	4.97	30	48	118	Despreciable
Valor Límite (E.060)		> 4.0	< 1,000	< 1,000	- - -	

Fuente: Elaboración Propia

En todas las muestras evaluadas se ha observado la reducida presencia de los agentes agresivos señalados. Por ello, se concluye que el terreno carece de agentes agresivos al concreto importantes.

7.1.15 CANTERAS

El estudio de canteras permite ubicar, identificar y clasificar el material de préstamo a utilizarse en la conformación de la estructura del pavimento y las obras de concreto. La finalidad de definir los bancos de material de préstamo es detectar los volúmenes alcanzables y explotables, que satisfagan la demanda del Proyecto y que cumplan con las especificaciones técnicas requeridas.

Las canteras se encuentran en buenas condiciones, son de explotación permanente y su transporte y comercialización la realizan un número importante de empresas locales.

Los volúmenes señalados son los que se consideran netos a obtener, luego del proceso de extracción, selección y trituración de ser el caso. Estos incluyen los factores de merma por limpieza superficial y desbroce de plantas existentes sobre el área de explotación.

Los detalles de las canteras definidas respecto a su ubicación, accesos, potencia, usos y procedimientos de explotación, que proporcionarán al Proyecto los agregados necesarios para su desarrollo, se indican a continuación:

7.1.15.1 CANTERA CURIMANÁ (HORMIGÓN)

CUADRO 20: CANTERA CURIMANÁ (HORMIGÓN)

Ubicación	A orillas del río Aguaytía, en la comunidad de Curimaná.
Acceso	Habilitado. A 36.00 km., del km. 60+000 de la Carretera Federico Basadre.
Descripción	<p>Material compuesto por gravas bien graduadas a gravas limosas pobremente graduadas, mezcla de grava, arena y pocos finos limosos no plásticos (GW y GP-GM). Su contenido de grava es variable, dependiendo de la fuente local, del 50 al 72% del peso total del material.</p> <p>La fracción gruesa es subredondeada y clasifica como agregado grueso N° 357 y N° 467 (ASTM C 33) y posee un tamaño máximo nominal (TMN) de 1 ½”, obtenida mediante zarandeo del agregado global.</p> <p>La fracción fina posee un contenido de finos variable, entre 6 y 10% de su peso, es elevada y muy superior al valor de 3% recomendada por la norma ASTM C 33. El tamaño de sus granos es de media a fina con un módulo de fineza entre 2.16 y 2.62, variable respecto al valor mínimo sugerido de 2.30 por la norma ASTM C 33 (Ver ANEXO cuadro 47 y48)</p>
Potencia estimada	> 100 000 m ³
Explotación	Con maquinaria pesada (Excavadoras) desde el curso del río Aguaytía.
Antecedentes de explotación	Es una de las canteras de mayor explotación en la zona. Se ha utiliza en la construcción de edificaciones e infraestructura en general en Pucallpa.
Periodo de explotación	Periódico, de mayo a septiembre.
Usos	<p>Agregados para concreto (100%).</p> <p>Rellenos granulares (80% + 20% finos limosos).</p>
Procedimiento	Zarandeo.

Propiedades físicas	<p><u>Fracción gruesa:</u> Tamaño máximo nominal: 1 ½”</p> <p><u>Fracción fina:</u> Módulo de fineza: 2.16 – 2.42 Porcentaje que pasa la malla N° 200: 6.0% – 10.4%</p>
Observaciones	<p>El material es de uso común en la producción de concreto en la ciudad de Pucallpa y los distritos de la región. Su explotación se ha desarrollado producto de la ausencia de materiales granulares limpios (menos de 3% de material pasante de la malla N°200). Sin embargo, por su alto contenido de finos y su alta variabilidad, en cuanto ha contenido gravas y arenas, se recomienda priorizar el empleo de otras fuentes más limpias.</p>

Fuente: Elaboración Propia

7.1.15.2 CANTERA RÍO PACHITEA (HORMIGÓN)

CUADRO 21: CANTERA RÍO PACHITEA (HORMIGÓN)

Ubicación	<p>El material es comercializado en la ciudad de Pucallpa desde el puerto local.</p>
Descripción	<p>Material compuesto por gravas pobremente graduadas, mezcla de grava, arena y pocos finos limosos no plásticos (GP). Su contenido de grava es de 49.2 del peso total del material.</p> <p>La fracción gruesa es subredondeada y clasifica como agregado grueso N° 357 y posee un tamaño máximo nominal (TMN) de 1 ½”.</p> <p>La fracción fina posee un contenido de finos de 2.50% y acorde al valor de 3% recomendada por la norma ASTM C 33. El tamaño de sus gramos es fina con un módulo de fineza entre 2.42, superior al valor mínimo sugerido por la norma ASTM C 33 (Ver ANEXO cuadro 47 y 48).</p>

Potencia estimada	> 100 000 m ³
Explotación	Con maquinaria pesada (Excavadoras) y embarcaciones de gran tonelaje desde el curso del río Pachitea.
Antecedentes de explotación	Es una de las canteras de mayor explotación en la zona. Se ha utiliza en la construcción de edificaciones e infraestructura en general en Pucallpa.
Periodo de explotación	Permanente, durante todo el año.
Usos	Agregados para concreto (100%). Rellenos granulares (75% + 25% finos limosos).
Propiedades físicas	<u>Fracción gruesa:</u> Tamaño máximo nominal: 1 ½” <u>Fracción fina:</u> Módulo de fineza: 2.42. Porcentaje que pasa la malla N° 200: 2.50.
Observaciones	El material es de uso común en la producción de concreto en la ciudad de Pucallpa y los distritos de la región. Su explotación se viene desarrollando aceleradamente debido a sus propiedades, superiores, a las de agregados locales. Si bien el material se encuentra, granulométricamente, sobre el límite inferior sugerido por ASTM C 33, su bajo contenido de finos (2.5%) y su módulo de fineza (2.42) superior al mínimo recomendado por la norma, su calidad es superior a otras fuentes identificadas en la zona. Es decir, se recomienda priorizar su explotación y empleo en la producción de concreto.

Fuente: Elaboración Propia

7.1.15.3 KM. 17 (LIGANTE)

CUADRO 22: KM. 17 (LIGANTE)

Ubicación	A la altura del Km. 17+000 de la Carretera Federico Basadre.
-----------	--

Acceso	Habilitado. A 1.00 km., del km. 17+000 de la Carretera Federico Basadre.
Descripción	Depósito de suelo transportado aluvial. Se clasifica como arena limosa, mezcla de arena y finos limosos de baja plasticidad (LL = 25.9% e IP = 1.8%). Su empleo, en la localidad, se da como material de reemplazo de suelos cohesivos de alta plasticidad y potencialmente expansivos. Asimismo, es de uso común en la zona, la mezcla con hormigón para producir material de base granular para pavimentos y para producir material de afirmado en caminos de bajo tránsito no pavimentado (Ver ANEXO cuadro 48).
Potencia estimada	> 50 000 m ³
Explotación	Con maquinaria pesada (Cargador Frontal) se recoge los depósitos de material acumulado.
Antecedentes de explotación	Se viene explotando el material como material de relleno controlado y como ligante para producir base granular y afirmado en la localidad de Pucallpa.
Periodo de explotación	Permanente, durante todo el año.
Usos	Relleno controlado (100%). Rellenos granulares (20% + 80% Material granular).
Observaciones	Ninguno

Fuente: Elaboración Propia

7.1.15.4 KM. 36 (LIGANTE)

CUADRO 23: KM. 36 (LIGANTE)

Ubicación	A la altura del Km. 36+070 de la Carretera Federico Basadre.
Acceso	Habilitado. A 1.00 km., del km. 17+000 de la Carretera Federico Basadre.
Descripción	Depósito de suelo transportado aluvial. Se clasifica como limos inorgánicos de baja plasticidad (LL = 22.7% e IP = 0.4%). Su

	empleo, en la localidad, se da como material de reemplazo de suelos cohesivos de alta plasticidad y potencialmente expansivos. Asimismo, es de uso común en la zona, la mezcla con hormigón para producir material de base granular para pavimentos y para producir material de afirmado en caminos de bajo tránsito no pavimentado (Ver ANEXO cuadro 48).
Potencia estimada	> 50 000 m ³
Explotación	Con maquinaria pesada (Cargador Frontal) se recoge los depósitos de material acumulado.
Antecedentes de explotación	Se viene explotando el material como material de relleno controlado y como ligante (mejorador de la cohesión en suelos) para producir base granular y afirmado en la localidad de Pucallpa.
Periodo de explotación	Permanente, durante todo el año.
Usos	Relleno controlado (100%). Rellenos granulares (20% + 80% Material granular).
Observaciones	Ninguno

Fuente: Elaboración Propia

7.1.16 RELLENOS CONTROLADOS

Se han desarrollado mezclas, en laboratorio de material granular, hormigón de Curimaná y base granular existente en el proyecto, y suelos denominados ligante del Km. 17. Se han realizado ensayos granulométricos, de plasticidad, Próctor modificado y CBR para determinar sus propiedades físicas y mecánicas y su utilidad como material de base granular. El resumen de los resultados obtenidos se observa en el cuadro 24.

7.1.16.1 RELLENO CONTROLADO GRANULAR - HORMIGÓN DE CURIMANÁ (80%) Y LIGANTE DEL KM. 17 (20%)

CUADRO 24: RELLENO CONTROLADO GRANULAR - HORMIGÓN DE CURIMANÁ (80%) Y LIGANTE DEL KM. 17 (20%)

Dosificación	80% en peso de hormigón de Curimaná. 20% en peso de ligante del Km. 17.
--------------	--

Descripción	<p>Material compuesto por gravas limosas pobremente graduadas, mezcla de grava, arena y pocos finos limosos no plásticos (GP). Granulométricamente, el material cumple la gradación como base tipo B (ASTM D 1241). Su contenido es de 58.3% de grava, 33% de arena y 8.7% de material fino.</p> <p>Su óptimo contenido de humedad es de 5.82% que permite obtener densidades de hasta 2,109 kg/m³ cuyo Valor Relativo de Soporte (CBR) alcanza la cifra de 49.8% al 100% de su máxima densidad seca, superior al valor de 30 solicitado por la norma CE.010 para sub-bases granulares en pavimentos rígidos.</p> <p>Sus propiedades físicas y mecánicas hacen de este material idóneo para su empleo como base granular. Se recomienda su empleo si el proyecto lo demanda.</p>
-------------	---

Fuente: Elaboración Propia

7.1.16.2 RELLENO CONTROLADO NO GRANULAR – LIGANTE DEL KM. 17

El área donde se ubica el proyecto presenta depósitos de suelos cohesivos y propensos a sufrir fenómenos es expansión/contracción. Con el objeto de mitigar este fenómeno se propone el reemplazo de material en parte del espesor del terreno de fundación. El material de reemplazo debe ser un material de propiedades mecánicas superiores al terreno natural e inerte al fenómeno de expansión y contracción. Las propiedades físicas y mecánicas del material se detallan en el cuadro N°25.

CUADRO 25: RELLENO CONTROLADO NO GRANULAR – LIGANTE DEL KM. 17

Dosificación	100% en peso de ligante del Km. 17.
Descripción	<p>Depósito de suelo transportado aluvial. Se clasifica como arena limosa (SM, A-4), mezcla de arena y finos limosos de baja plasticidad (LL = 25.9% e IP = 1.8%). Su empleo, en la localidad, se da como material de reemplazo de suelos cohesivos de alta plasticidad y potencialmente expansivos. Asimismo, es de uso común en la zona, la mezcla con hormigón para producir material de base granular para pavimentos y</p>

	<p>para producir material de afirmado en caminos de bajo tránsito no pavimentado (Ver cuadro resumen N° 4).</p> <p>Su óptimo contenido de humedad es de 11.93% que permite obtener densidades de hasta 1,953 kg/m³ cuyo Valor Relativo de Soporte (CBR) alcanza la cifra de 12.0% al 95% de su máxima densidad seca.</p> <p>Sus propiedades físicas y mecánicas hacen de este material idóneo para su empleo mejorador de subrasante, al reemplazarse el terreno natural, y como relleno controlado en las áreas aledañas a las alcantarillas.</p>
Compactación recomendada	95% del Próctor Modificado.

Fuente: Elaboración Propia

7.1.17 DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO FLUIDO

El Concreto es un material ampliamente usado en la construcción de infraestructura vial en la ciudad de Pucallpa. La misma está constituida por una mezcla de cemento, agua, agregados y aditivos, cuya consistencia inicial se presenta plástica y moldeable y, posteriormente, adquiere una consistencia rígida con propiedades aislantes y resistentes.

El diseño de mezcla constituye la obtención de las proporciones óptimas que garantizan en el concreto tres propiedades:

- Trabajabilidad en estado fresco.
- Resistencia y durabilidad en el concreto endurecido.
- Economía.

Para ello, se realizaron los ensayos de laboratorio destinados a establecer las propiedades físicas de los agregados del concreto tales como granulometría, peso unitario, gravedad específica y absorción.

Además, el presente diseño se ha desarrollado teniendo en cuenta las siguientes condiciones locales:

El proyecto se ubica en la zona urbana de la ciudad Pucallpa. Por ello, el agua de mezcla estará constituido por agua potable.

El cemento a emplear será el ASTM C 150 tipo I o de uso general.

El presente diseño no contempla el empleo de aditivos para el concreto. Sin embargo, se acepta su utilización si, durante la etapa de construcción, su utilidad se sustenta a través de un nuevo diseño de mezcla y pruebas de resistencia.

La explotación de las canteras, en la localidad, se viene desarrollando de manera artesanal, generando altos niveles de variabilidad en la calidad de los materiales denominados agregados.

El principal agregado empleado en la localidad se denomina Agregado Global u Hormigón. El mismo constituye una mezcla natural de grava y arena. Sin embargo, para evaluar su idoneidad, se ha desarrollado los ensayos de manera independiente, denominándolos fracción gruesa del agregado global (grava) y fracción fina del agregado global (arena).

Para garantizar la calidad del agregado se recomienda, durante la etapa de construcción, realizar mediciones periódicas de distribución del contenido de grava y arena en el agregado global. El contenido de grava y arena establecida en el agregado global de diseño debe preservarse.

Toda evaluación de la calidad del agregado, como pruebas granulométricas, gravedad específica o absorción, deberá realizarse sobre los materiales de manera independiente.

Durante el desarrollo del presente estudio se han evaluado las principales canteras proveedoras de materiales tales como Curimaná y el Río Pachitea. La primera es una fuente de origen aluvial producto del transporte y deposición de material por el río Aguaytía, su transporte hasta Pucallpa es por medios terrestres. La segunda es una fuente de origen aluvial producto del transporte y deposición de material por el río Pachitea, su transporte hasta Pucallpa es por medios fluviales. Respecto a estas fuentes, se ha evaluado su contenido granulométrico, siendo el resultado de las mismas resumidas en el cuadro siguiente:

CUADRO 26: CONTENIDO GRANULOMÉTRICO Y CALIDAD DE AGREGADOS EVALUADOS.

Cantera	Curimaná (Cambio 90)	Curimaná (Malvinas)	Río Pachitea
Fracción gruesa	72.8%	50.6	49.4
Tamaño máximo nominal, mm (TMN)	38.1	38.1	38.1
Gradación (ASTM C 33)	357	467	357
Fracción fina	27.2%	49.4	50.6
Módulo de fineza (MF)	2.62	2.16	2.42
Material que pasa la malla N° 200	6.0	10.4	2.5

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de laboratorio se resumen en el anexo denominado cuadro resumen N° 47 y se detalla en el anexo denominado canteras.

Además, a partir de los resultados obtenidos, se recomienda el empleo de la cantera denominada “río Pachitea” por dos razones: contenido de gravas y limpieza de la fracción fina. En primer lugar, el contenido de gravas, alrededor de 49.4%, constituye un valor adecuado para obtener mezclas trabajables. En segundo lugar, el contenido de finos de 2.5%, menor al 3% recomendado por la norma ASTM C 33, presenta a un material limpio y carente de impurezas como terrones de limos o arcillas. Además, un material limpio permite reducir el contenido volumétrico de agua y preservar la relación agua cemento de diseño.

Luego, para el desarrollo del diseño de la mezcla, de resistencia a la compresión (f'_c) de 140 kg/cm², 175 kg/cm² y 210 kg/cm², 245 kg/cm². Acorde a lo especificado en el capítulo 2 del RNE⁵ y en concordancia con la norma ACI 318, se ha establecido la resistencia a la compresión promedio requerida (f'_{cr}) siguiente:

⁵ Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E.060 - Concreto Armado

CUADRO 27: RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA.

Resistencia especificada a la compresión, kg/cm ² (f'_c)	Resistencia promedio requerida a la compresión, kg/cm ² (f'_{cr})
Menos de 210	$f'_{cr} = f'_c + 70$
210 a 350	$f'_{cr} = f'_c + 84$

Fuente: Norma E-060 “Concreto Armado” - RNE

Estos valores obtenidos en el presente diseño se desarrollan para etapa de elaboración de expediente técnico. Sin embargo, estos valores tienen que ser reajustados en la etapa de construcción, acorde a la variabilidad de los resultados obtenidos por la instalación productora de concreto y en concordancia con los métodos probabilísticos detallados en la norma ACI 318.

Finalmente, se ha desarrollado el diseño de mezcla acorde a los procedimientos señalados en el ACI 211.1 y en concordancia con el ítem E-060 “concreto armado” del RNE. La misma se ha desarrollado sobre las fracciones gruesa y fina del agregado global obtenido de la fuente denominada “Río Pachitea”.

A partir de ello, se ha determinado la proporción idónea a emplear en el presente estudio:

CUADRO 28: PROPORCIONES DE DISEÑO.

f'_c , kg/cm ²	140	175	210	245
f'_{cr} , kg/cm ²	210	245	294	329
Relación agua/cemento	0.67	0.62	0.55	0.50
Cemento, kg/m ³	298.5	362.9	403.6	468.0
Agua, kg/m ³	200.0	225.0	222.0	234.0
Agregado global, kg/m ³	1,824.6	1,705.4	1,679.3	1,594.2

Fuente: Elaboración Propia

7.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

7.2.1 ALCANCES

Las actividades relacionadas al levantamiento topográfico han sido modificadas tremendamente durante las pasadas décadas por la incorporación de instrumentos de última tecnología entre los que se puede mencionar el GPS y la Estación Total.

Es necesario resaltar que la característica de mayor importancia en esta modificación se evidencia en el proceso de captura, almacenamiento, cálculo y transmisión de los datos de campo, así como en la representación gráfica de los mismos; esto ha traído como consecuencia la posibilidad de obtener un producto final con mayor precisión y rapidez.

El uso que el profesional de la Ingeniería hace de la topografía, tiene básicamente que ver con la definición de linderos y con el desarrollo de proyectos de infraestructura tales como urbanismos, carreteras, puentes, obras hidráulicas, acueductos, alcantarillado, riego y drenaje, etc., por lo tanto se hace necesario incorporar a los cursos de Topografía la enseñanza de los fundamentos y prácticas necesarias para que los estudiantes adquieran estos conocimientos y desarrollen las habilidades y destrezas que les permitan el manejo instrumental de equipos como el GPS y la Estación Total que conforman hoy en día el dúo de instrumentos más utilizados en la práctica topográfica

7.2.2 PERSONAL Y EQUIPO UTILIZADO.

Para el desarrollo de las actividades de campo, se conformó un grupo de topografía quien tuvo a su cargo el trazado de la poligonal de base para el levantamiento topográfico del área en estudio y detalles adyacentes.

La comisión se integró con el siguiente personal y equipo:

7.2.2.1 PERSONAL

- Un Topógrafo
- Un libretista de apoyo
- Dos prismeros

- Tres cadeneros
- Un pintor
- 2 Desbrozadores
- Seguridad

7.2.2.2 EQUIPO

- Una Estación total MODELO TS/02 de la marca LEICA. Figura 01

Con las siguientes especificaciones técnicas:

- 1.- Precisión angular de 5".
- 2.- El alcance del distanciómetro es de 5000 metros con un sólo prisma.
- 3.- La precisión de las distancias es de **3 milímetros+2ppm** (para mediciones **sin** prisma y distancias comprendidas entre los 1.5 y 70 metros). Y, es **de 2 milímetros+2ppm** (para mediciones **con** prisma y distancias comprendidas entre los 1.5 y los 1800 metros).
- 4.- Es capaz de medir sin prisma 500 metros con puntería LASER en superficies claras.
- 5.- La memoria interna permite almacenar 70,000 puntos e incluso puede llegar a almacenar 160000 puntos en trabajos de trazados.
- 6.- Puede medir de forma estándar o tracking.
- 7.- La batería permite trabajar durante 12 horas seguidas, 24 al tener doble.
- 8.- Tecnología inalámbrica Bluetooth.
- 9.- Plomada laser.
- 10.- El aparato dispone del certificado de calidad ISO 9001 y ha sido calibrado en los laboratorios de GEINCOR (Perú).
 - UN GPS Garmin 76Csx.
 - Accesorios Complementarios.

7.2.3 TRABAJO DE CAMPO Y RESULTADOS

Inicialmente se realizó un reconocimiento del terreno, para tener un conocimiento más real del alcance del levantamiento en sí, con la finalidad de evaluar el área de influencia del Proyecto de tal manera que nos permita identificar los puntos más cercanos de las líneas de alta tensión, la identificación de las redes de agua y desagüe existentes, presencia de Caños naturales, alcantarillas, etc.

Previo al trabajo topográfico se realizaron trabajos de limpieza de las calles, alcantarilla y caños existentes perímetro de la propiedad y las quebradas existentes.

Se determinaron hitos de referencia para el inicio de los trabajos. Estos hitos conocidos como “bench mark” estipulados como BM-1, BM-2, BM-4, BM-5, que fueron ubicados en el desarrollo de levantamiento topográfico y nos servirán como referencia para el replanteo durante el proceso de cualquier construcción.

El levantamiento topográfico implicó ubicar zonas donde se tiene la presencia de cursos de aguas pluviales, por lo que se levantó la zona que corresponde a alcantarillas, sobresaliendo una principal.

7.2.4 TRABAJO EN GABINETE, RESULTADOS DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Al obtener la información de campo se continuó con los trabajos correspondientes al procesamiento de datos. Para ello, se procede a extraer de los archivos descargados de la estación total, las coordenadas UTM concernientes a la poligonal trazada, con el fin de realizar el cálculo y ajuste de la misma en otro programa.

Para la elaboración del plano se generó una nube de puntos, que es la posición verdadera que tienen todos y cada uno de los puntos tomados en campo, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas. Estos datos se clasifican de acuerdo a la descripción de los puntos en un procesador de texto o una hoja de cálculo y se cargan en un programa de dibujo, en este caso AutoCAD Civil 3D 2012.

Ya en AutoCAD Civil 3D, se procede a la interpretación de las carteras de campo, uniéndolas mediante líneas y/o convenciones los puntos de acuerdo a los esquemas

dibujados en las carteras. Este procedimiento se realiza hasta unir de forma consistente todos los puntos.

Los planos topográficos se realizaron a la escala 1:10000, para la observación precisa y sin distorsión de los detalles levantados. La información se guarda en medio magnético, lista para ser impresa a color y con las dimensiones adecuadas. El resultado es planos pre definitivos, los cuales pasan a un control interno para su verificación. Una vez hecho el control de calidad se generó un plano definitivo para la presentación definitiva de la información.

El levantamiento Topográfico el proceso de los datos de campo, permitió definir el relieve del terreno como ondulado, con pendientes de hasta 9.25%.

Se preparó dos planos topográficos en Planta a Escala 1/500 con curvas de nivel cada 1.m y curvas madres cada 5m. El cual permite visualizar en forma precisa el relieve o la forma del terreno. Cabe recalcar que la cota de máximas Avenidas se obtuvo con datos proporcionados por los lugareños, siendo necesario realizar un estudio Hidrológico de la Cuenca del río.

7.2.4.1 RELACIÓN DE BENCH MARCK .

Con la finalidad de realizar un replanteo para verificar datos y procesos constructivos se ubicó en campo 4 hitos. Estas marcas e hitos de referencias son conocidos como BMs.

Los Bench Marck están ubicados en los martillos de las intersecciones de los jirones y calles.

CUADRO 29: RELACIÓN DE BM

Nº	ESTE	NORTE	COTA	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN
1	550178.8107	9073281.5689	156.917	BM-1	EN INTERSECCIÓN CON EL JR. AUGUSTO B. LEGUÍA Y AV. CENTENARIO
2	549706.8734	9073162.5879	160.707	BM-2	EN INTERSECCIÓN CON EL JR. SALVADOR ALLENDE Y AV. CENTENARIO

4	548968.2298	9072989.9323	160.773	BM-4	EN INTERSECCIÓN CON EL JR. ALFREDO EGLINTON Y AV. CENTENARIO
5	547856.6251	9072723.6778	157.964	BM-5	EN INTERSECCIÓN CON LA AV. UNIVERSITARIA Y AV. CENTENARIO (BERMA CENTRAL)

Fuente: Elaboración Propia

7.2.4.2 RELACIÓN DE ESTACIONES

Las estaciones se ubicaron en puntos estratégicos para poder realizar el barrido o lectura de puntos topográficos en forma radial, el objetivo fue trabajar con la menor cantidad de estaciones para evitar errores humanos a la hora de instalar el equipo en una estación. El criterio es trabajar con precisión milimétrica, obtener resultados exactos, para obtener errores mínimos.

La estación con sus respectivas coordenadas UTM es la que se muestran a continuación.

CUADRO 30: RELACIÓN DE ESTACIONES (LADO DERECHO)

N°	ESTE	NORTE	COTA	ESTACIÓN
01	550796.7888m	9073410.2691m	156.753m	E-1
02	550714.8922m	9073384.1818m	156.680m	E-2
03	550714.8922m	9073384.1818m	156.680m	E-2
04	550556.6323m	9073371.2733m	158.523m	E-3
05	550556.6248m	9073371.1123m	158.585m	E-4
06	550483.6713m	9073349.1027m	159.432m	E-5
07	550404.1642m	9073335.0487m	160.398m	E-6
08	550373.7074m	9073321.7066m	160.375m	E-7
09	550308.6388m	9073312.5993m	158.975m	E-8
10	550254.4153m	9073292.3490m	157.958m	E-9
11	550196.5223m	9073278.1110m	157.362m	E-10
12	550150.2375m	9073263.9377m	157.081m	E-11

13	550100.8391m	9073250.7590m	158.722m	E-12
14	550029.4562m	9073238.5130m	158.804m	E-13
15	549958.9280m	9073213.4260m	159.074m	E-14
16	549890.2581m	9073202.8900m	157.492m	E-15
17	549817.6575m	9073181.5610m	159.562m	E-16
18	549748.0158m	9073157.9480m	160.490m	E-17
19	549706.0198m	9073156.6080m	160.598m	E-18
20	549591.7008m	9073118.5840m	159.973m	E-19
21	549566.7973m	9073113.1180m	159.785m	E-20
22	549494.8756m	9073099.0790m	158.655m	E-21
23	549447.2733m	9073087.6030m	158.378m	E-22
24	549374.8979m	9073074.9932m	159.284m	E-23
25	549334.7610m	9073067.6856m	159.960m	E-24
26	549254.0752m	9073044.1770m	160.380m	E-25
27	549198.6331m	9073030.8700m	160.042m	E-26
28	549077.4851m	9073005.6260m	160.686m	E-27
29	548978.7378m	9072982.1520m	160.845m	E-28
30	548861.0460m	9072930.7120m	159.638m	E-29
31	548781.8014m	9072938.3510m	157.679m	E-30
32	548697.5252m	9072894.5510m	155.958m	E-31
33	548658.4692m	9072912.1840m	154.933m	E-32
34	548635.8868m	9072904.2800m	154.700m	E-33
35	548589.7031m	9072894.1600m	154.592m	E-34
36	548573.8883m	9072866.8770m	154.450m	E-35
37	548573.8883m	9072866.8770m	154.450m	E-35
38	548504.4222m	9072879.1940m	154.416m	E-36
39	548414.4621m	9072856.2030m	155.645m	E-37
40	548349.8852m	9072848.7970m	157.161m	E-38
41	548280.6466m	9072803.9840m	158.530m	E-39
42	548244.9961m	9072819.5010m	158.934m	E-40
43	548205.6464m	9072811.8380m	159.164m	E-41

44	548166.9917m	9072814.4370m	159.650m	E-42
45	548125.0531m	9072801.5920m	159.058m	E-43
46	548069.8535m	9072781.3070m	160.009m	E-44
47	548016.7094m	9072770.2710m	159.636m	E-45
48	547947.8936m	9072754.1290m	158.451m	E-46
49	547885.7378m	9072741.0770m	157.192m	E-47
50	547850.1940m	9072743.3510m	157.475m	E-48
51	547750.3660m	9072712.4930m	158.834m	E-49
52	547682.9430m	9072710.2050m	158.509m	E-50
53	547639.0760m	9072694.3120m	159.829m	E-51
54	547563.9220m	9072682.9940m	158.861m	E-52
55	547504.0920m	9072656.1000m	159.215m	E-53
56	547408.4010m	9072630.8400m	158.970m	E-54
57	547287.0410m	9072606.3320m	158.199m	E-55
58	547228.2940m	9072593.0680m	159.382m	E-56
59	547253.1170m	9072593.3320m	159.254m	E-57
60	547226.5290m	9072583.4460m	159.518m	E-58
61	547163.0890m	9072543.0500m	159.073m	E-59
62	547210.4580m	9072552.8310m	159.212m	E-60
63	547288.1810m	9072566.3640m	159.072m	E-61

Fuente: Elaboración Propia

CUADRO 31: RELACIÓN DE ESTACIONES (LADO IZQUIERDO)

N°	ESTE	NORTE	COTA	ESTACIÓN
01	550796.7890m	9073410.2690m	156.753m	A1
02	550732.9525m	9073386.7346m	156.589m	A2
03	550668.5448m	9073371.2514m	157.427m	A3
04	550606.3765m	9073355.9079m	158.425m	A4
05	550479.1174m	9073334.8415m	160.176m	A6
06	550547.1454m	9073328.7981m	158.775m	A5
07	550412.1840m	9073302.7069m	160.278m	A7

08	550332.0940m	9073279.6669m	158.860m	A8
09	550268.3042m	9073262.0999m	157.826m	A9
10	550202.9511m	9073250.1751m	157.640m	A10
11	550109.4218m	9073238.9237m	159.109m	A11
12	550113.9470m	9073225.6999m	158.552m	A12
13	550015.9003m	9073195.4121m	159.663m	A13
14	549934.2575m	9073177.5201m	160.099m	A14
15	549850.3422m	9073156.9819m	160.336m	A15
16	549743.8195m	9073128.2271m	160.687m	A16
17	549679.8776m	9073112.4104m	160.154m	A17
18	549606.6644m	9073093.5486m	160.219m	A18
19	549505.9568m	9073068.3787m	158.910m	A19
20	549436.5155m	9073049.6974m	159.304m	A20
21	549220.8696m	9073004.1240m	160.480m	A23
22	549232.1584m	9073023.7101m	160.992m	A24
23	549216.3270m	9072998.5522m	160.310m	A25
24	549158.6273m	9072987.4193m	160.188m	A26
25	549085.0405m	9072977.3572m	160.481m	A27
26	549042.6590m	9072981.9848m	161.251m	A28
27	549052.0847m	9072964.6050m	160.997m	A29
28	549028.6113m	9072965.2877m	160.265m	A30
29	548955.8998m	9072947.4530m	160.442m	A31
30	548894.6277m	9072933.4750m	158.913m	A32
31	548831.4152m	9072919.5500m	158.197m	A33
32	548680.0511m	9072888.3780m	155.039m	A35
33	548624.7110m	9072880.3680m	154.639m	A36
34	548570.5498m	9072866.4700m	154.377m	A37
35	548458.0875m	9072837.4960m	155.179m	A38
36	548315.8826m	9072811.3200m	158.150m	A39
37	548168.3667m	9072779.4990m	159.737m	A40
38	548071.0379m	9072757.8310m	160.253m	A41

39	547994.4638m	9072740.8120m	159.172m	A42
40	547950.1626m	9072731.3100m	158.285m	A43
41	547861.8010m	9072712.5770m	157.631m	A44
42	547861.7873m	9072712.5605m	157.616m	A44
43	547770.3069m	9072685.0100m	158.318m	A45
44	547608.4510m	9072647.0556m	159.217m	A46
45	547449.5456m	9072608.6902m	158.718m	A47
46	547359.6002m	9072589.3425m	158.573m	A48
47	547287.2708m	9072574.2088m	159.289m	A49
48	550809.4089m	9073405.0540m	156.957m	A-49
49	547287.9587m	9072573.5700m	158.822m	A49
50	550904.6300m	9073372.1241m	156.484m	A-50

Fuente: Elaboración Propia

7.2.4.3 DESARROLLO DEL TRABAJO EN CAMPO Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO CONSIDERADO

Se trabajó sobre un recorrido de 3706.54 m (Lado derecho) y 3702.27 (Lado izquierdo) Se Inició el trabajo en la intersección del Ovalo de Sáenz Peña donde se encuentra la estación E-01, para luego avanzar por todo la Av. Centenario teniendo en total 113 estaciones que capturaron una lluvia de puntos en donde se proyectara la ampliación de vías de la Av. Centenario, atravesando calles principales ya pavimentadas como el Jr. Eduardo del Águila, Jr. Augusto B. Leguía, Jr. José Gálvez, Jr. Salvador Allende, la Av. Túpac, Jr. Alfredo Eglintón y Jr. Laureano del Águila. Finalmente, se procedió a seguir el levantamiento topográfico por la Av. Centenario hasta llegar la Av. Aeropuerto.

Dentro del levantamiento topográfico se pudo observar la existencia de Alcantarillas, Cajas de Agua, Cajas de Desagüe, Postes de Baja Tensión, Postes de Alta Tensión, Postes de Teléfono, Hidratantes, Cajas Eléctricas, que serán mencionados en el respectivo inventario vial.

CUADRO 32: INVENTARIO VIAL

UBICACIÓN	ELEMENTOS
AV. CENTENARIO	439 ARBOLES 311 POSTES DE BAJA TENSIÓN 161 POSTES DE ALTA TENSIÓN 120 CAJAS DE AGUA 92 CAJAS DE DESAGÜE 42 BUZONES 111 ALCANTARILLAS

Fuente: Elaboración Propia

7.3 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

7.3.1 HIDROGRAFÍA

El drenaje de la zona en estudio está incluido en 09 Áreas de Drenaje.

La pendiente de las quebradas colectoras son muy pequeñas, razón por la cual la velocidad de tránsito es lenta.

7.3.2 CLIMA Y PRECIPITACIÓN

El clima de la zona es cálido, lluvioso y húmedo en todo el año. La biotemperatura anual máxima es de 32°C y la de media anual mínima de 22°C.

Las precipitaciones pluviales representa una variable principal en una zona tropical, se presenta en magnitud como eventos débiles a muy violentos y voluminosos, pudiendo alcanzar de 30mm a 50mm en una hora; los meses más lluviosos pueden totalizar entre 250mm a 400mm.

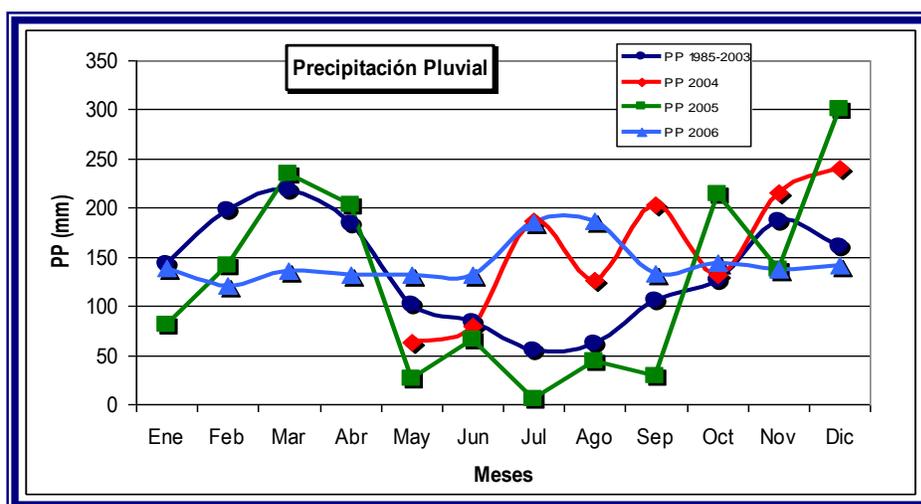
La distribución de las lluvias en Pucallpa – Monte Alegre Neshuya, es estacional, dividiéndose el régimen en dos estaciones lluviosas, una seca y otra semiseca. La

primera estación lluviosa está comprendida entre Enero, Febrero, Marzo y Abril, verano astral, la estación seca entre Mayo, Junio, Julio y Agosto, invierno astral. La segunda estación lluviosa comprende la estación de la primavera, octubre, noviembre y parte de diciembre. La estación semiseca ocurre entre mediados de Diciembre y del mes de Enero, que en la zona se denomina “verano del niño” posiblemente sea ocasionado por el cambio de posición de la tierra al iniciarse el solsticio de verano en el hemisferio Sur.

La precipitación anual promedio histórico entre los años 1985 al 2006 es de 1622.90mm, con meses de menor precipitación entre junio a agosto (54.4mm a 84.2mm) y mayores entre febrero a abril (183.4mm a 220 mm).

El año 2004 tuvo un comportamiento errático con variaciones de precipitación con cambios bruscos, con incremento y decremento mensual de la precipitación entre los meses de junio a noviembre, con precipitaciones mayores al promedio histórico; el año 2005 el comportamiento de la precipitación estuvo casi similar con el promedio histórico, en el mes de julio no hubo precipitación; el año 2006 el comportamiento de la precipitación fue de manera inversa por ser mayores en los meses de julio y agosto y de comportamiento casi lineal horizontal en el resto de los meses con precipitaciones entre 130mm a 140mm, tal como se presenta en el Gráfico 1.

GRÁFICO 1: VARIACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN PLUVIAL ENTRE LOS AÑOS 1985 – 2006.



Fuente: Boletines Meteorológicos Universidad Nacional de Ucayali.

7.3.3 RELIEVE

El relieve se caracteriza por ofrecer una configuración topográfica plana en general, sin embargo en los cruces de los caños tiene pendientes moderadas hacia el eje de las quebradas.

7.3.3.1 INFORMACIÓN BÁSICA

La información básica que se ha utilizado para la elaboración del análisis hidrológico es la siguiente:

- Información Cartográfica
- Información Pluviométrica
- Información Hidrométrica

7.3.3.2 PERIODO DE RETORNO Y VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE

El tiempo promedio en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado por lo menos una vez se le llama Periodo de Retorno.

El criterio de riesgo de fijación, a priori del riesgo que se desea asumir en el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil. El riesgo admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

ECUACIÓN 12: PERIODO DE RETORNO Y VIDA ÚTIL

$$K = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la formula anterior permite calcular el periodo de retorno T, fijando el riesgo permisible K, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida de la obra.

7.3.4 DISEÑO DE CANALETAS Y ALCANTARILLAS.

7.3.4.1 Generalidades

Para el Diseño de Canales y Alcantarillas que recoge el agua proveniente de las precipitaciones pluviales que caen sobre los techos, patios y/o zonas pavimentadas

de una edificación se tendrá en cuenta un sistema de disposición final adecuado (en este caso hacia las canaletas) para lo cual es indispensable el diseño de los mismos por tratarse de un clima sumamente lluvioso, como lo son en las ciudades de la selva. (Pucallpa)

7.3.5 Diseño Geométrico

7.3.5.1 Coeficiente de Escorrentía C:

Se ha tenido las siguientes consideraciones según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)⁶:

- Para veredas, techos y azoteas 0.50-0.95, en este caso se ha considerado 0.95.
- Para pavimento de concreto: 0.85-0.95, en este caso se ha considerado: 0.95.

7.3.5.2 Intensidad de Lluvia (I):

Basado en Según el Estudio Hidrológico se tiene datos de la precipitación total mensual de Ucayali:

Para nuestro diseño vamos a considerar la máxima horaria intensidad de lluvia en los últimos 10 años de:

$$I = 160.30 \text{ mm/hora}$$

7.3.5.3 Área a Drenar (A_i):

Con respecto al área tributaria se ha considerado para cada manzana ángulos de 45° y la mitad del pavimento de concreto que escurre para ambos lados teniendo así de esta manera sub-áreas a drenar a cada lado de la calle.

⁶ Coeficiente de Escorrentía – RNE página 231

7.3.5.4 Caudal de Aporte (Q_{Ai}):

Esta dada como la suma del caudal que llega en dicha sub-área tributaria y el pavimento tanto para el lado izquierdo y el lado derecho.

La fórmula a emplearse es:

ECUACIÓN 13: CAUDAL DE APORTE (QAI)

$Q_{Aj} =$	$\frac{I \sum C_i A_i}{360}$	

7.3.6 CÁLCULOS

Demarcada las Áreas de drenaje, se procedió a delimitar las áreas de aporte de vivienda y pavimentos, estableciendo los flujos con la dirección correspondiente. Las áreas establecidas han sido calculadas para conocer el volumen de aporte que se acumularan y que luego descargarán a una cuneta del pavimento nuevo.

Todas las Cunetas Abiertas han sido identificadas desde la CA-01 hasta la CA-23 y para Cunetas Techadas desde CT-01 hasta CT-41, con la finalidad de efectuar los cálculos en un orden establecido y definir la acumulación en otros tramos.

Con los parámetros de Área de aporte, Intensidad de lluvia y coeficiente de escorrentía se pudo determinar, por el Método Racional, los caudales que transitan por cada tramo y la acumulación de ellos. Los resultados se muestran en los siguientes cuadros:

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

Coeficiente de Escorrentía Casas y Espacios Verdes:		C ₁	0.95	Caudal Parcial		CAUDAL	
Coeficiente de Escorrentía Pavimento de Concreto:		C ₂	0.95	Viviendas	Pavimento	PARCIAL	ACUMULADO
Intensidad de Lluvia:		I	215.1	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	m ³ /seg	m ³ /seg
				C ₁ x I x (1)	C ₂ x I x (2)	(5) = (3) + (4)	(6)
manzana	NOMBRE DE LA VIA	AREA DE DRENAJE		Caudal Parcial		CAUDAL	
		Por Viviendas	Por Pavimento	Viviendas	Pavimento	PARCIAL	ACUMULADO
		(m ²)	(Ha)	(m ²)	(Ha)	m ³ /seg	m ³ /seg
		(1)		(2)		(6)	
3		3182.00		971.89			
4		6084.15		1506.39			
12		3251.83		1446.63			
13		2525.3		819.26			
14		3901.62		1462.95			
19		1300.65		775.87			
20		1119.91		500.4			
27		9022.07		2393.72			
27A	AV. SAENZ PEÑA	1036.79		477.99			
28		2161.55		4632.70			
29		1563.24		594.20			
30		967.73		594.99			
31		2437.67		2513.64			
32		959.46		559.80			
33		823.05		559.80			
34		2357.66	4.269	2298.75	2.211	2.42	1.25
							3.68
							3.68
						4.66	8.34
	AV. CENTENARIO						8.34
							8.34

AREA DE DRENAJE 01

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

Coefficiente de Escorrentia Casas y Espacios Verdes: C_1 0.95

Coefficiente de Escorrentia Pavimento de Concreto: C_2 0.95

Intensidad de Lluvia: I 215.1 mm/hr

NOMBRE DE LA VIA	Manzana	APORTES				AREA DE DRENAJE				Caudal Parcial			CAUDAL	
		Tramo Propio		Vias Transversales		Por Viviendas		Por Pavimento		Viviendas (m3/seg)	Pavimento (m3/seg)	PARCIAL m3/seg	CAUDAL ACUMULADO m3/seg	
		Canaleta ó Alcantarilla	Caudal Denominac	Canaleta	Caudal Denominac	(m2)	(Ha)	(m2)	(Ha)					
JR. NICOLAS DE PIEROLA	100					1135.07	0.114	2269.04	0.227	0.06	0.13	0.19	0.19	
AV. CENTENARIO	101		CT-20 Q-52			597.30	0.060	943.17	0.094	0.03	0.05	0.09	0.28	
AV. CENTENARIO	104		CA-05 Q-14			964.15	0.096	1928.19	0.193	0.05	0.11	0.16	0.16	
JR. MAYER COHEN	116		CA-08 Q-17			592.48	0.059	381.13	0.038	0.03	0.02	0.06	0.22	
AV. CENTENARIO	103		CT-21 Q-53			632.40							0.22	
AV. CENTENARIO	102		CA-06 Q-15			597.30	0.123	977.58	0.134	0.07	0.08	0.15	0.37	
AREA DE DRENAJE 03														
												(5)=(3)+(4)	(6)	

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

NOMBRE DE LA VIA		Manzana		Tramo Propio		Vias Transversales		AREA DE DRENAJE		Caudal Parcial		CAUDAL		
		Canaleta ó Alcantarilla	Caudal Denominac	Canaleta	Caudal Denominac	Por Viviendas (m2)	Por Pavimento (Ha)	Viviendas (m3/seg)	Pavimento (m3/seg)	(1)	(2)	(3)	(4)	PARCIAL m3/seg
CA. CARLOS FRANCHIMI		114	CT-22	Q-54		1190.55	0.119	1520.86	0.152	0.07	0.09	0.15	0.52	
		107				802.46		1001.56						0.52
AV. CENTENARIO		108				1761.66		694.08						
		109				1974.07	0.454	824.69	0.252	0.26	0.14	0.40	0.92	
		106	CA-07	Q-16		2850.59		3417.54					0.92	
		111				1822.68		723.69						
		110	CA-04	Q-13		1936.81	0.661	662.76	0.480	0.38	0.27	0.65	0.65	
			ALC-03	Q-03								0.92	1.57	1.57

Coefficiente de Escorrentia Casas y Espacios Verdes: C₁ 0.95

Coefficiente de Escorrentia Pavimento de Concreto: C₂ 0.95

Intensidad de Lluvia: I 215.1 mm/ahr

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

NOMBRE DE LA VIA		APORTES				AREA DE DRENAJE				Caudal Parcial			CAUDAL	
		Manzana	Tramo Propio Canaleta ó Alcantarilla	Caudal Denominac	Vias Transversales Canaleta	Caudal Denominac	Por Viviendas (m2)	(Ha)	Por Pavimento (m2)	(Ha)	Viviendas (m3/seg)	Pavimento (m3/seg)	PARCIAL m3/seg	ACUMULADO m3/seg
		Coeficiente de Escorrentia Casas y Espacios Verdes:								C_1	0.95			
		Coeficiente de Escorrentia Pavimento de Concreto:								C_2	0.95			
		Intensidad de Lluvia:								I	215.1	mm/ahr		
	139	CA-13	Q-22			6369.86	0.637	5601.06	0.560	0.36	0.32	0.68	0.68	
	130	CA-12	Q-21			5885.95	0.587	4044.1	0.404	0.33	0.23	0.56	0.56	
	131	CT-28	Q-60			3678.47	0.368	2855.88	0.286	0.21	0.16	0.37	0.93	
		CT-29	Q-61			481011	48.101	320674	32.067	27.30	18.20	45.51	46.44	
		ALC-05	Q-05										46.44	

AREA DE DRENAJE 05

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

NOMBRE DE LA VIA		Tramo Propio		Vias Transversales		AREA DE DRENAJE		Caudal Parcial		CAUDAL	
		Manzana o Alcantarilla	Canaleta o Caudal	Canaleta	Caudal	Por Viviendas	Por Pavimento	Viviendas	Pavimento	PARCIAL	ACUMULADO
		Denominac	Denominac	Denominac	Denominac	[m2]	[Ha]	[m3/seg]	[m3/seg]	m3/seg	m3/seg
						[1]	[2]	[3]	[4]	[5]=[3]+[4]	[6]
AV. CENTENARIO	139A		Q-23			3822.10	0.382	2972.14	0.297	0.17	0.39
		CA-14									0.39
AV. PACHACUTEC	131A		Q-24			3659.94	0.366	2983.96	0.298	0.17	0.38
		CA-15									0.38
AV. CENTENARIO	140		Q-62			6178.69	0.618	6063.55	0.606	0.34	0.69
		CA-31									0.69
CA. LOS ANGELES	138					1548.72		144.89			
	137					2049.34	0.360	581.08	0.073	0.20	0.25
AV. CENTENARIO	135		Q-66			1389.73		579.49			0.25
	136					1135.31	0.251	1445.32	0.203	0.14	0.26
CA. POMA ROSA	134		Q-25			1649.31	0.165	454.99	0.045	0.03	0.12
	132		Q-65			17416.76	1.742	9146.34	0.915	0.99	1.51
AV. CENTENARIO			Q-64	ALC-07	Q-07						1.05
		CT-32				2167250.82	216.725	1444833.88	144.483	123.02	208.21
			Q-06	CT-30	Q-62						0.38
		ALC-06									208.58

Coefficiente de Escorrentia Casas y Espacios Verdes: C₁ 0.95

Coefficiente de Escorrentia Pavimento de Concreto: C₂ 0.95

Intensidad de Lluvia: I 215.1 mm/hr

AREA DE DRENAJE 06

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

NOMBRE DE LA VIA		APORTES				AREA DE DRENAJE			Caudal Parcial		CAUDAL			
		Tramo Propio		Vias Transversales		Por Pavimento			Viviendas	Pavimento	PARCIAL	ACUMULADO		
Manzana	Canaleta ó Alcantarilla	Caudal	Denominac	Canaleta	Caudal	Denominac	(m2)	(Ha)	(m3/seg)	(m3/seg)	m3/seg	m3/seg		
							(1)	(2)	$C_1 \times I \times (1)$	$C_2 \times I \times (2)$	$(5)=(3)+(4)$	(6)		
Coeficiente de Escorrentia Casas y Espacios Verdes:								C_1	0.95					
Coeficiente de Escorrentia Pavimento de Concreto:								C_2	0.95					
Intensidad de Lluvia:								I	215.1		mm/ahr			
AV. CENTENARIO		141					2881.99	0.288	1919.54	0.192	0.16	0.11	0.27	
			CA-17	Q-26										0.27
		142						10361.50	1.036	3260.67	0.326	0.59	0.19	0.77
			CA-18	Q-27										
					CA-17	Q-26							0.27	
AREA DE DRENAJE Q7			ALC-07	Q-07									1.05	

CALCULOS PRELIMINARES DEL SISTEMA DEL DRENAJE PLUVIAL

NOMBRE DE LA VIA	Manzana	APORTES				AREA DE DRENAJE				Caudal Parcial			CAUDAL PARCIAL ACUMULADO
		Tramo Propio		Vias Transversales		Por Viviendas		Por Pavimento		Yiviendas [m3/seq] C ₁ x I x (1)	Pavimento [m3/seq] C ₂ x I x (2)	CAUDAL	
		Canaleta ó Alcantarilla	Caudal Denominac	Canaleta	Caudal Denominac	[m2]	[Ha]	[m2]	[Ha]				
	143					1348.43	1.195	5334.94	0.533	0.64	0.30	0.95	0.95
AV. CENTENARIO		CT-36	Q-88			7373.19	0.737	5109.43	0.511	0.42	0.29	0.71	0.95
	146												
AV. UNIVERSITARIA	145		Q-28			3388.90	0.339	877.32	0.088	0.19	0.05	0.24	0.95
	153		Q-71			8878.41	0.888	4799.54	0.480	0.50	0.27	0.78	0.95
AV. CENTENARIO		CT-41	Q-73			20949.65	2.095	3925.37	0.393	1.19	0.22	1.41	0.78
AV. AVIACIÓN	152		Q-72			8231.29	0.823	3198.46	0.320	0.47	0.18	0.65	0.95
AV. CENTENARIO	147		Q-67			5657.24	0.566	635.31	0.064	0.32	0.04	0.36	0.65
PSJ. SANTA ROSA	148		Q-69			2943.12		683.00					1.01
	149					1245.81	0.419	2090.17	0.277	0.24	0.16	0.40	1.01
AV. CENTENARIO	150		Q-70			9153.14	0.915	3719.67	0.372	0.52	0.21	0.73	1.40
	151			CT-40	Q-72							2.19	2.19
		ALC-08	Q-08										4.32

AREA DE DRENAJE 08

Coefficiente de Escorrentia Casas y Espacios Verdes: C₁ 0.95

Coefficiente de Escorrentia Pavimento de Concreto: C₂ 0.95

Intensidad de Lluvia: I 215.1 mm/hr

Con los caudales obtenidos y teniendo las características técnicas se evaluó la capacidad de drenaje de todas las cunetas, con la fórmula de Manning y acudiendo al programa de HCANALES, se pudo calcular el tirante normal y profundidad adoptada. Los resultados se muestran en los siguientes cuadros:

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIPO DE NORMAL	AREA HIDRAULICA (A) (m ²)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH) (m)	veloc (v) (mts)	Energia especifica (m.kg/ks)	Profundid ad adoptada (m)
AV. CENTENARIO	0.53	0.0124	0.6	0.3686	0.2212	0.6	1.2603	Superfítico	1.3372	0.1654	2.3985	0.6613	0.6
CA-01													
JR. EDUARDO DEL AGUILA													
CT-05	2.46	0.0124	1.2	0.5813	0.6975	1.2	1.4769	Superfítico	2.3626	0.2952	3.5267	1.2152	1.2
AV. CENTENARIO	4.66	0.0123	2	0.5756	1.1511	2	1.7037	Superfítico	3.1511	0.3653	4.0482	1.4108	1.5
CT-03													

AREA DE DRENAJE 01

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIPO DE FRONTE NORMAL	AREA HIDRAULICA (A)	ESPEJO DE AGUA(T)	N° DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica (m-kg/kg)	Profundidad ad adoptada (m)
AREA DE DRENAJE 01													
JR. YURIMAGUAS	CT-08	0.66	0.0134	0.7	0.3608	0.7	1.3889	Supercrítico	1.4216	0.1777	2.6131	0.7088	0.7
AV. CENTENARIO	CT-07	1.18	0.0134	0.8	0.4894	0.8	1.3757	Supercrítico	1.7787	0.2201	3.0141	0.9524	0.8
JR. SERAFIN FLOMEND	CT-06	1.72	0.0134	0.9	0.5778	0.9	1.3882	Supercrítico	2.0557	0.2530	3.3074	1.1354	0.9

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL	AREA HIDRAULICA (A)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p)	RADIO HIDRAULICO (RH)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica I (m.kg/kg)	Profundid ad adoptada (m)	
														(m)
AREA DE DRENAJE 02	JR. NAUTA													
	CT-09	1.11	0.0205	0.8	0.3975	0.3180	0.8	1.7675	Supercrítico	15950	0.1894	3.4903	1.0184	0.8
	AV. CENTENARIO													
	CA. GUEPPI													
AREA DE DRENAJE 02	CT-11	1.65	0.0205	0.9	0.4758	0.4282	0.9	1.7835	Supercrítico	18616	0.2313	3.8532	1.2325	0.9
	CT-12	2.01	0.0205	1	0.4964	0.4964	1	1.8347	Supercrítico	19929	0.2491	4.0489	1.3320	1
	AV. CENTENARIO													
	CT-14	2.56	0.0205	1	0.5963	0.5963	1	1.7749	Supercrítico	21926	0.2720	4.2930	1.5357	1

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

		Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLETA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A)		ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUIDO	PERIMETRO (p)		RADIO HIDRAULICO (RH)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica (m-kg/kg)	Profundid ad adoptada (m)
							(A)	(m ²)				(m)	(m)				
AV. CENTENARIO		CA-02	0.37	0.0191	0.5	0.2869	0.1434	0.5	1.5377	Supercritico	1.0737	0.1336	2.5796	0.6260	0.5		
		CT-10	0.54	0.0191	0.6	0.3171	0.1903	0.6	1.6091	Supercritico	1.2342	0.1542	2.8381	0.7277	0.6		
AV. CENTENARIO		CT-13	1.04	0.0276	0.7	0.3672	0.2711	0.7	1.9685	Supercritico	1.4745	0.1638	3.6367	1.1975	0.7		
		CA-03	0.43	0.0164	0.6	0.2830	0.1698	0.6	1.5196	Supercritico	1.1661	0.1456	2.5321	0.6098	0.6		
AV. CENTENARIO		CT-15	0.43	0.0164	0.6	0.2830	0.1698	0.6	1.5196	Supercritico	1.1661	0.1456	2.5321	0.6098	0.6		
		CT-19	0.60	0.0108	0.7	0.3642	0.2550	0.7	1.2449	Supercritico	1.4285	0.1785	2.3532	0.6485	0.7		

AREA DE DRENAJE 02

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A) (m ²)	ESPEJO DE AGUA(T)	N° DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUIDO	PERIMETRO (p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH) (m)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica (m ² /kg)	Profundid ad adoptada (m)
CA. FERNANDO STALL													
CT-18	1.73	0.0108	0.9	0.4554	0.4099	0.9	1.3044	Supercritico	1.8108	0.2263	2.7570	0.8428	0.9
CT-17	1.71	0.0108	1	0.5597	0.5597	1	1.304	Supercritico	2.1193	0.2641	3.0554	1.0355	1
JR. ZARUMILLA													
CT-16	2.64	0.0108	1.2	0.6457	0.7748	1.2	1.3539	Supercritico	2.4913	0.3110	3.4074	1.2374	1.2
ALC-02	6.29	0.005	2	0.9913	1.9826	2	1.0173	Supercritico	3.9826	0.4978	3.1725	1.5043	1.5

AREA DE DRENAGE 02

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta		CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL	AREA HIDRAULICA (A)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUIDO	PERIMETRO (p)	RADIO HIDRAULICO (RH)	veloc (v)	Energia especifica	Profundidad ad adoptada
				(b)	(m)	(m ²)		(F)		(m)	(m)	(m/s)	(m-kg/kg)	(m)
JR. NICOLAS DE PIEROLA	CT-20	0.19	0.0598	0.4	0.1426	0.0571	0.4	2.8155	Supercritico	0.6853	0.0833	3.3304	0.7079	0.5
AV. CENTENARIO	CA-05	0.28	0.0598	0.5	0.1538	0.0769	0.5	2.9653	Supercritico	0.8075	0.0952	3.6419	0.8298	0.5
AV. CENTENARIO	CA-08	0.16	0.0188	0.4	0.1921	0.0769	0.4	15163	Supercritico	0.7843	0.0980	2.0817	0.4130	0.5
JR. MAYER COHEN	CT-21	0.22	0.0188	0.5	0.1959	0.0979	0.5	16203	Supercritico	0.8918	0.1098	2.2461	0.453	0.5
AV. CENTENARIO	CA-06	0.37	0.0188	0.5	0.2886	0.1443	0.5	15239	Supercritico	1.0772	0.1340	2.5841	0.6237	0.5

AREA DE DRENAJE 03

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A) (m ²)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH) (m)	veloc (V) (m/s)	Energia especifica E (m-kg/kg)	Profundida d adoptada (m)
CA. CARLOS FRANCHINI	0.52	0.0881	0.5	0.2107	0.1053	0.5	3.4343	Supercritico	0.9213	0.1143	4.9370	1.4530	0.5
CA-07	0.92	0.0881	0.5	0.3239	0.1620	0.5	3.1887	Supercritico	1.1478	0.1411	5.6805	1.9686	0.5
CA-04	0.65	0.0181	0.6	0.3729	0.2237	0.6	1.5191	Supercritico	1.3457	0.1662	2.9054	0.8031	0.6
ALC-03	1.57	0.006	1.2	0.5452	0.6542	1.2	1.0377	Supercritico	2.2904	0.2856	2.3997	0.8387	1

AREA DE DRENAJE 03

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMIAL	AREA HIDRAULICA (A)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH)		Energia especifica E (m-kp/kg)	Profundida d adoptada € (m)
										(m)	(m)		
AV. CENTENARIO													
CA-10	0.53	0.0530	0.5	0.2559	0.1279	0.5	2.6148	Supercritico	1.0117	0.1285	4.1428	1.1306	0.5
AV. 1 DE MAYO													
CT-23	0.53	0.0530	0.5	0.2559	0.1279	0.5	2.6148	Supercritico	1.0117	0.1285	4.1428	1.1306	0.5
AV. 3 DE ABRIL													
CT-24	0.26	0.0156	0.5	0.2373	0.1186	0.5	1.4363	Supercritico	0.9746	0.1217	2.1914	0.4821	0.5
AV. CENTENARIO													
CA-11	0.45	0.0156	0.6	0.2983	0.1790	0.6	1.4695	Supercritico	1.1967	0.1496	2.5139	0.6205	0.6
AV. CENTENARIO													
CT-27	0.71	0.008	0.7	0.4648	0.3253	0.7	1.0221	Supercritico	1.6295	0.1996	2.1824	0.7075	0.7
AV. TUPAC AMARU													
CT-28	0.71	0.008	0.7	0.4648	0.3253	0.7	1.0221	Supercritico	1.6295	0.1996	2.1824	0.7075	0.7
AV. CENTENARIO													
CT-25	1.98	0.0813	0.7	0.4191	0.2934	0.7	3.3280	Supercritico	1.5383	0.1907	6.7484	2.7403	0.7
AV. CENTENARIO													
CA-09	1.32	0.0188	0.8	0.4684	0.3747	0.8	1.6436	Supercritico	1.7367	0.2157	3.523	1.1009	0.8
AV. CENTENARIO													
ALC-04	3.30	0.005	1.5	0.8151	1.2227	1.5	0.9544	Supercritico	3.1303	0.3906	2.6989	1.1864	1.5

AREA DE DRENAJE 04

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A)		ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH) (m)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica E (m·kg/kg)	Profundida d adoptada (m)
					(A)	(m ²)								
AV. CENTENARIO	0.88	0.0296	0.6	0.3199	0.1919	0.6	2.0001	Supercritico	1.2397	0.1548	3.5431	0.9597	0.6	
AV. CENTENARIO	0.56	0.0201	0.6	0.3197	0.1918	0.6	1.6483	Supercritico	1.2394	0.1548	2.9192	0.7541	0.6	
ANTIGUA CARRETERA YARINA	0.56	0.0201	0.6	0.3197	0.1918	0.6	1.6483	Supercritico	1.2394	0.1548	2.9192	0.7541	0.6	
AV. CENTENARIO	0.93	0.0130	0.75	0.4412	0.3309	0.75	1.3508	Supercritico	1.6324	0.2027	2.8104	0.8438	0.75	
AV. CENTENARIO	46.44	0.005	4	2.2216	8.8864	4	1.1194	Supercritico	8.4432	1.0525	5.2260	3.6136	3	

AREA DE DRENAJES 05

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m3/seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL	AREA HIDRAULICA (A)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p)	RADIO HIDRAULICO (RH)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica I (m.kg/kg)	Profundid ad adoptada (m)	
														(m)
AV. CENTENARIO	CA-14	0.39	0.0296	0.5	0.2529	0.1265	0.5	1.9680	Supercritico	1.0068	0.1257	3.0841	0.7377	0.5
AV. PACHACUTEC	CA-15	0.38	0.0130	0.6	0.2815	0.1689	0.6	1.3541	Supercritico	1.1629	0.1452	2.2501	0.5395	0.6
	CT-30	0.38	0.0130	0.6	0.2815	0.1689	0.6	1.3541	Supercritico	1.1629	0.1452	2.2501	0.5395	0.6
AV. CENTENARIO	CA-31	0.69	0.0113	0.7	0.3981	0.2786	0.7	1.2531	Supercritico	1.4961	0.1662	2.4763	0.7106	0.7
CA. LOS ANGELES	CT-34	0.25	0.0127	0.5	0.2488	0.1244	0.5	1.2860	Supercritico	0.9977	0.1247	2.0093	0.4546	0.5
AV. CENTENARIO	CA-16	0.50	0.0127	0.6	0.3493	0.2096	0.6	1.2890	Supercritico	1.2985	0.1614	2.3860	0.6394	0.6
CA. POMA ROSA	CT-33	0.62	0.0127	0.7	0.3513	0.2469	0.7	1.3583	Supercritico	1.4025	0.1753	2.5215	0.6753	0.7
AV. CENTENARIO	CT-32	3.18	0.0132	1.2	0.6891	0.8270	1.2	1.4789	Supercritico	2.5783	0.3207	3.8453	1.4428	1.2
	ALC-06	208.58	0.005	10	2.7973	27.973	10	1.4234	Supercritico	15.5946	1.7938	7.4565	5.6311	4

AREA DE DRENAJE 06

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canaleta	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A) (m ²)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (P) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH) (m)	veloc (v) (m/s)	Energía especifica E (m-kg/kg)	Profundida d adoptada (m)
AV. CENTENARIO	CA-17	0.0050	0.6	0.3116	0.1870	0.6	0.8258	Supercritico	1.2233	0.1529	1.4439	0.4179	0.6
	CA-18	0.77	0.0544	0.6	0.1677	0.6	2.7730	Supercritico	1.159	0.1447	4.5916	1.3541	0.6
	ALC-07	1.05	0.005	1.2	0.4343	0.5212	1.2	0.9761	Supercritico	2.0688	2.0147	0.6412	1.2

AREA DE DRENAJE 07

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canalera	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A) (m ²)	ESPEJO DE AGUA(T)	Nº DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO (p)		RADIO HIDRAULICO (RH)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica (m-kg/kg)	Profundidad ad adoptada (m)
									(m)	(m)				
AV. CENTENARIO	0.95	0.0178	0.7	0.4273	0.2991	0.7	15513	Supercrítico	1.5546	0.1924	3.1761	0.9414	0.7	
	0.71	0.0952	0.5	0.2558	0.1279	0.5	3.5047	Supercrítico	1.0116	0.1264	5.5516	1.8267	0.5	
AV. UNIVERSITARIA	0.95	0.0952	0.6	0.2654	0.1592	0.6	3.697	Supercrítico	1.1308	0.1408	5.9655	2.0792	0.6	
AV. CENTENARIO	0.78	0.0109	0.75	0.4127	0.3095	0.75	1.2526	Supercrítico	1.5753	0.1965	2.5202	0.7364	0.75	
AV. AVIACIÓN	2.19	0.0109	1	0.6747	0.6747	1	1.2617	Supercrítico	2.3493	0.2872	3.2460	1.2117	1	
AV. CENTENARIO	0.65	0.0104	0.7	0.3926	0.2748	0.7	1.2053	Supercrítico	1.4852	0.1850	2.3653	0.6777	0.7	
PSJ. SANTA ROSA	1.01	0.0200	0.8	0.3739	0.2991	0.8	1.7630	Supercrítico	1.5478	0.1933	3.3766	0.9550	0.8	
AV. CENTENARIO	1.40	0.0200	0.9	0.4245	0.3821	0.9	1.7954	Supercrítico	1.7491	0.2185	3.664	1.1088	0.9	
ALC-08	4.32	0.005	2	0.7517	1.5034	2	1.0582	Supercrítico	3.5034	0.4291	2.8735	1.1725	1.5	

AREA DE DRENAJE 08

RESULTADOS DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

Canalera	CAUDAL m ³ /seg	PENDIENTE CANAL	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	AREA HIDRAULICA (A)		ESPEJO DE AGUA(T)	N° DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO	PERIMETRO(p) (m)	RADIO HIDRAULICO (RH) (m)	veloc (v) (m/s)	Energia especifica I (m-kg/kg)	Profundid ad adoptada (m)
					(A)	(m ²)								
AV. CENTENARIO	CA-20	1.31	0.0773	0.6	0.3657	0.2194	0.6	3.1516	Supercritico	1.3315	0.1648	5.9637	2.1821	0.6
	CA-23	1.02	0.0506	0.6	0.3551	0.2131	0.6	2.5647	Supercritico	1.3103	0.1626	4.7870	1.5231	0.6
	CA-21	1.24	0.0765	0.6	0.3521	0.2112	0.6	3.1589	Supercritico	1.3041	0.1620	5.8704	2.1085	0.6
	CA-22	0.78	0.0765	0.6	0.2488	0.1493	0.6	3.3444	Supercritico	1.0976	0.1360	5.2249	1.6402	0.6
	ALC-09	2.02	0.006	1.2	0.6586	0.7903	1.2	1.0055	Supercritico	2.5172	0.3140	2.5559	0.9916	1.2

RESULTADOS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

AREAS DE DRENAJE	DESCRIPCION	CANALETA O ALCANT.	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	PROF. ADOPTADA (m)
AREA DE DRENAJE 01	CUNETAS ABIERTA	CA-01	0.6	0.3686	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-05	1.2	0.5813	1.2
	CUNETAS TECHADA	CT-03	2	0.5756	1.5
	CUNETAS TECHADA	CT-08	0.7	0.3608	0.7
	CUNETAS ABIERTA	CT-07	0.8	0.4894	0.8
	CUNETAS TECHADA	CT-06	0.9	0.5778	0.9
	CUNETAS TECHADA	CT-04	1.2	0.6322	1
	CUNETAS TECHADA	CT-02	1.2	0.6901	1
	CUNETAS TECHADA	CT-01	2	0.4833	1.5
	CUNETAS TECHADA	CT-01A	1.5	0.6320	1.5
	ALCANTARILLA	ALC-01	3.5	0.7328	1.5
AREA DE DRENAJE 02	CUNETAS TECHADA	CT-09	0.8	0.3975	0.8
	CUNETAS TECHADA	CT-11	0.9	0.4758	0.9
	CUNETAS TECHADA	CT-12	1	0.4964	1
	CUNETAS TECHADA	CT-14	1	0.5963	1
	CUNETAS ABIERTA	CA-02	0.5	0.2869	0.5
	CUNETAS TECHADA	CT-10	0.6	0.3171	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-13	0.7	0.3872	0.7
	CUNETAS ABIERTA	CA-03	0.6	0.283	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-15	0.6	0.283	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-19	0.7	0.3642	0.7
	CUNETAS TECHADA	CT-18	0.9	0.4554	0.9
	CUNETAS TECHADA	CT-17	1	0.5597	1
	CUNETAS TECHADA	CT-16	1.2	0.6457	1.2
	ALCANTARILLA	ALC-02	2	0.9913	1.5

RESULTADOS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

AREAS DE DRENAJE	DESCRIPCION	CANALETA O ALCANT.	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	PROF. ADOPTADA (m)
AREA DE DRENAJE 03	CUNETAS TECHADA	CT-20	0.4	0.1426	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-05	0.5	0.1538	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-08	0.4	0.1921	0.5
	CUNETAS TECHADA	CT-21	0.5	0.1959	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-06	0.5	0.2886	0.5
	CUNETAS TECHADA	CT-22	0.5	0.2107	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-07	0.5	0.3239	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-04	0.6	0.3729	0.6
	ALCANTARILLA	ALC-03	1.2	0.5452	1
AREA DE DRENAJE 04	CUNETAS ABIERTA	CA-10	0.5	0.2559	0.5
	CUNETAS TECHADA	CT-23	0.5	0.2559	0.5
	CUNETAS TECHADA	CT-24	0.5	0.2373	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-11	0.6	0.2983	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-27	0.7	0.4648	0.7
	CUNETAS TECHADA	CT-26	0.7	0.4648	0.7
	CUNETAS TECHADA	CT-25	0.7	0.4191	0.7
	CUNETAS ABIERTA	CA-09	0.8	0.4684	0.8
	ALCANTARILLA	ALC-04	1.5	0.8151	1.5

RESULTADOS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

AREAS DE DRENAJE	DESCRIPCION	CANALETA O ALCANT.	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	PROF. ADOPTADA (m)
AREA DE DRENAJE 05	CUNETAS ABIERTA	CA-13	0.6	0.3199	0.6
	CUNETAS ABIERTA	CA-12	0.6	0.3197	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-28	0.6	0.3197	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-29	0.75	0.4412	0.75
	ALCANTARILLA	ALC-05	4	2.2216	3
AREA DE DRENAJE 06	CUNETAS ABIERTA	CA-14	0.5	0.2529	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-15	0.6	0.2815	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-30	0.6	0.2815	0.6
	CUNETAS ABIERTA	CA-31	0.7	0.3981	0.7
	CUNETAS TECHADA	CT-34	0.5	0.2488	0.5
	CUNETAS ABIERTA	CA-16	0.6	0.3493	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-33	0.7	0.3513	0.7
	CUNETAS TECHADA	CT-32	1.2	0.6891	1.2
	ALCANTARILLA	ALC-06	10	2.7973	4
AREA DE DRENAJE 07	CUNETAS ABIERTA	CA-17	0.6	0.3116	0.6
	CUNETAS ABIERTA	CA-18	0.6	0.2795	0.6
	ALCANTARILLA	ALC-07	1.2	0.4343	1.2

RESULTADOS DE LAS ALCANTARILLAS Y CUNETAS PLUVIALES

AREAS DE DRENAJE	DESCRIPCION	CANALETA O ALCANT.	ANCHO DE SOLERA (b)	TIRANTE NORMAL (m)	PROF. ADOPTADA (m)
AREA DE DRENAJE 08	CUNETAS TECHADA	CT-36	0.7	0.4273	0.7
	CUNETAS ABIERTA	CA-19	0.5	0.2558	0.5
	CUNETAS TECHADA	CT-39	0.6	0.2654	0.6
	CUNETAS TECHADA	CT-41	0.8	0.4127	0.8
	CUNETAS TECHADA	CT-40	1.0	0.6747	1
	CUNETAS TECHADA	CT-35	0.7	0.3926	0.7
	CUNETAS TECHADA	CT-37	0.8	0.3739	0.8
	CUNETAS TECHADA	CT-38	0.9	0.4245	0.9
	ALCANTARILLA	ALC-08	2	0.7517	1.5
AREA DE DRENAJE 09	CUNETAS ABIERTA	CA-20	0.6	0.3657	0.6
	CUNETAS ABIERTA	CA-23	0.6	0.3551	0.6
	CUNETAS ABIERTA	CA-21	0.6	0.3521	0.6
	CUNETAS ABIERTA	CA-22	0.6	0.2488	0.6
	ALCANTARILLA	ALC-09	1.2	0.6586	1.2

7.4 ESTUDIO DE TRÁFICO

La vía en estudio se encuentra ubicada dentro de la zona Urbana de la ciudad de Pucallpa Distrito de Callería y Yarinacocha en la provincia de Coronel Portillo, Región Ucayali, es una Vía Troncal comprendida dentro del tramo del Ovalo de Sáenz Peña hasta la altura del Cementerio General, tramo que sirve para comunicar a los Distritos de Callería y Yarinacocha.

En la actualidad las vías Auxiliares de la Av. Centenario se encuentran en mal estado cuya plataforma se encuentra a nivel de afirmado en ciertos puntos con espesores variables de 10 a 15 cm y otros tramos solo en terreno natural.

Debido al constante tráfico y mantenimiento que ha tenido dicho tramo la superficie de rodadura se viene deteriorando encontrando espesores de afirmado de 0.20 cm. Con un ancho variable de 12.00 mts, presenta tramos rectos, curvas y contra curvas en el trayecto, pendientes variables de suaves a moderadas, radios

de giro estrechas en algunos tramos de la vía, no se cuenta con señalización informativa para localizar calles, Jirones y Avenidas Transversales.

En todo el trayecto de la vía las cunetas se encuentran en estado regular a malo, necesitándose limpieza y mantenimiento de las mismas.

Con el mantenimiento de esta vía importante los beneficiados serán los transportistas y los pobladores aledaños a esta vía, pues se reducirán los tiempos de viaje, los vehículos no sufrirán daños por el buen estado de la vía, así mismo el confort estará garantizado para los residentes de las poblaciones aledañas.

La vía es transitada por vehículos de transporte público de pasajeros, transporte de carga pesada así como vehículos de transporte privado, tal como se muestran en la siguiente toma fotográfica:

7.4.1 AV. CENTENARIO (LADO DERECHO)

En estas fotografías se observan los vehículos livianos de categoría “L”, como motos lineales y vehículos mayores de categoría “M”, tales como camionetas que circulan constantemente por la Av. Jhon. F. Kennedy. Se puede ver la presencia de algunos vehículos de categoría “O”.

IMAGEN 1 : VEHÍCULOS CATEGORÍA L Y M (LADO DERECHO)



Fuente: Elaboración Propia

7.4.2 AV. CENTENARIO (LADO IZQUIERDO)

En estas fotografías se observan los vehículos livianos de categoría “L” tales como motokar y motos lineales y vehículos mayores de categoría “M” como automóviles que circulan constantemente por la Av. Jhon F. Kennedy entre el Jr. Augusto B. Leguía y la Av. Unión.

IMAGEN 2: VEHÍCULOS CATEGORÍA L Y M (LADO IZQUIERDO)



Fuente: Elaboración Propia

7.4.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y METODOLOGÍA DEL CONTEO

7.4.3.1 Características Generales del Conteo

De acuerdo a los requerimientos del estudio y en función al seccionamiento efectuado de considerar en dos tramos de estudios, se realizaron los conteos volumétricos de tráfico que corresponden a la información que permite establecer el IMD anual del tráfico.

Los conteos o censos volumétricos de tráfico, se efectuaron durante 12 horas desde las 7am. Hasta las 19 horas de cada día, registrándose todo vehículo que cruzan la estación, por sentido y en forma discriminada por tipo de vehículo. Los conteos se efectuaron en forma continua entre el día Lunes 12 de Mayo del 2014 al Domingo 18 de mayo del 2014.

En el estudio se está considerando dos estaciones de trabajo, los cuales están denominados:

- a) **Estación N° 01** Ubicado en la Av. Centenario (Km 1+120.00) \cap Jr. Salvador Allende

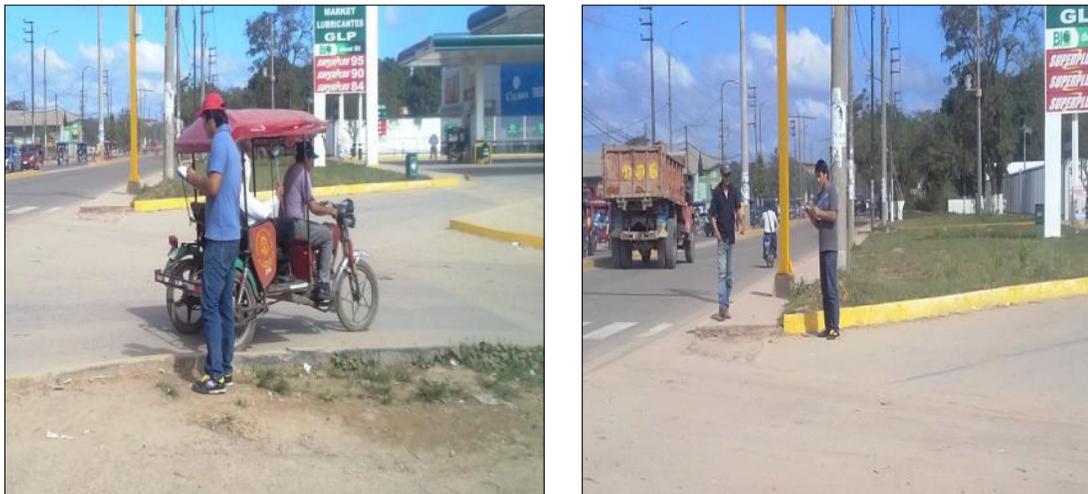
IMAGEN 3: ESTACIÓN N° 01



Fuente: Elaboración Propia

- b) **Estación N° 02** Ubicado en la Av. Centenario (Km 1+660.00) \cap con Av. Túpac Amaru

IMAGEN 4: ESTACIÓN N° 02



Fuente: Elaboración Propia

- c) **Estación N° 03** Ubicado en la Av. Centenario (Km 2+240.00) \cap con Jr. Laureano Del Águila.

IMAGEN 5: ESTACIÓN N° 03



Fuente: Elaboración Propia

Por lo consiguiente se realizó tres puntos de control para el conteo de vehículos los cuales se encontraron ubicados en la Av. Centenario (Km 1+120.00) intersección con Av. Salvador Allende, intersección con Av. Túpac Amaru (1+660.00), intersección con el Jr. Laureano del águila (2+240.00); dichos conteos se realizaron durante 7 días y por el periodo de 12 horas los cuales servirán para determinar el Índice Medio Diario Semanal (IMDS) y el Índice Medio Diario Anual (IMDA).

Las Consideraciones básicas para el conteo vehicular fueron los siguientes:

- Los conteos fueron realizados durante 7 días seguidos en dos estaciones, tomando como días representativos laborables de lunes a domingo.
- Los conteos se realizaron durante 12 horas, con el objetivo de identificar lo más claramente posible, el comportamiento del flujo vehicular durante el día.
- Se identificó los vehículos de acuerdo al Reglamento Nacional de Vehículos⁷ el cual considera como vehículos que transitan por el país los siguientes:

⁷ Reglamento Nacional de Vehículos aprobado mediante Decreto Supremo N° 058-2003-MTC

TABLA 3: CLASIFICACIÓN VEHICULAR

CLASIFICACIÓN	CATEGORIA	TIPO DE VEHICULO
VEHICULOS MENORES	CATEGORIA " L "	MOTO LINEAL
		MOTOKAR
VEHIC. MAYOR	CATEGORIA " M "	AUTOMOVILES
		STATION WAGON
		CAMIONETA PICK UP
		PANEL
		COMBI
		BUS (B2)
		BUS (B3-1)
BUS (B4-1)		
BUS (BA-1)		
VEHICULOS PESADOS	CATEGORIA " N "	C=CAMION
		CAMION (C2)
		CAMION (C3)
		CAMION (C4) ₁₋₃
		CAMION (C4) ₂₋₂
	CATEGORIA " O "	TS=TRACTO CAMIÓN + SEMIREMOLQUE
		T2S1
		T2S2
		T2Se2
		T2S3
		T2Se3
		T3S1
		T3S2
		T3Se2
		T3S3
		T3Se3
		CR=CAMIÓN + REMOLQUE
		C2R2
		C2R3
		C3R2
		C3R3
		C3R4
		C4R2
		C4R3
		C4R2
		C4R3
		C4R4
		CRB=CAMIÓN + REMOLQUE BALANCEADO
		C2RB1
		C2RB2
		C3RB1
		C3RB2
		C4RB1
C4RB2		
C4RB1		
C4RB2		
TS=TRACTO CAMIÓN + SEMIREMOLQUE DOBLE		
T3S2S2		
T3Se2Se2		
TS=TRACTO CAMIÓN + SEMIREMOLQUE TRIPLE		
T3S2S1S2		
T3Se2S1Se2		

Fuente: Reglamento Nacional de Vehículos

Donde:

Categoría L: Vehículos automotores con menos de cuatro ruedas.

Categoría M: Vehículos automotores de cuatro ruedas o más diseñados y contruidos para el transporte de personas.

Categoría N: Vehículos automotores de cuatro ruedas o más diseñados y contruidos para el transporte de personas.

Categoría O: Remolque (Incluidos Semirremolques).

El trabajo de gabinete consistió en la elaboración de los formatos para el aforo vehicular, para ser utilizados en la estación de control preestablecida durante el reconocimiento de la carretera en estudio. El formato del Conteo vehicular, considera la toma de información correspondiente al nombre de la estación de control preestablecido, la hora, día y fecha del conteo, para cada tipo de vehículo según eje y características técnicas del vehículo, de acuerdo al Reglamento Nacional de Vehículos.

Antes de realizar el trabajo de campo y con el propósito de identificar y precisar in situ la estación predeterminada, se realizó el reconocimiento de la vía urbana en el tramo indicado para ubicar estratégicamente la estación necesaria para la ejecución del conteo de vehículos.

Durante el reconocimiento de la carretera la estación de conteo vehicular definida fue:

Estación I: Av. Centenario (Km 1+120.00) \cap Jr. Salvador Allende

Estación II: Av. Centenario (Km 1+660.00) \cap con Av. Túpac Amaru

Estación III: Av. Centenario (Km 2+240.00) \cap con Jr. Laureano Del Águila

7.4.3.2 Resultados Obtenidos

A partir de los datos obtenidos en los conteos y clasificación vehicular en campo, se procedió a analizar la consistencia de la misma.

7.4.3.3 Resultados de los Conteos

Luego de la consolidación y consistencia de la información recogida de los conteos, se obtuvo los resultados de los volúmenes de tráfico en la vía, por día, tipo de vehículo, por sentido.

Así mismo en el siguiente cuadro se puede apreciar las cantidades de vehículos contabilizadas en las tres estaciones de conteo y su composición vehicular con sus respectivas cantidades.

A partir de los volúmenes diarios semanales por tipo de vehículo y aplicando concepto recomendado, se procedió a obtener el ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL, el cual se muestra a continuación, es preciso mencionar que los valores que se muestran consideran el tránsito contabilizado en ambos sentidos y en cada sentido se tiene un carril. Es del tesista aplicar los factores de distribución para cada sentido y el número de carriles en cada sentido de acuerdo a su diseño.

En los siguientes cuadros se muestra un resumen del IMDA de las tres estaciones, en la situación sin Proyecto y situación con proyecto.

CUADRO 33: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL EN LA SITUACIÓN SIN PROYECTO

TIPO DE VEHÍCULO	ESTACIÓN 01	ESTACIÓN 02	ESTACIÓN 03	IMDA	DISTRIBUCIÓN
VEHÍCULOS MENORES	6,583	7,379	7,641	7,201	93.82%
CATEGORÍA " L"					
MOTOKAR / MOTO LINEAL	6,583	7,379	7,641	7,201	93.82%
VEHIC. MAYOR	247	196	196	213	2.77%
CATEGORÍA " M"					
AUTOMÓVILES	104	72	72	82	1.07%
STATION WAGON	47	44	44	45	0.59%
CAMIONETA PICK UP	83	69	69	73	0.96%
PANEL	7	2	2	4	0.05%
COMBI	5	7	7	6	0.08%
BUS (B2)	2	2	2	2	0.03%
VEHÍCULOS PESADOS	268	273	245	262	3.41%
CATEGORÍA " N"					
C=CAMIÓN					
CAMIÓN (C2)	90	81	77	82	1.07%
CAMIÓN (C3)	75	57	59	64	0.83%
CAMIÓN (C4) ₁₋₃	4	5	1	3	0.04%
CATEGORÍA " O"				0	
TS=TRACTO CAMIÓN + SEMIRREMOLQUE				0	
T2S2	11	14	8	11	0.14%
T2S3	22	25	19	22	0.29%
T2Se3	9	16	12	13	0.16%
T3S1		3		1	0.01%
T3S2	2	2	1	2	0.02%
T3Se2	3	2	3	3	0.03%
T3S3	42	58	51	50	0.66%
T3Se3	2	0	1	1	0.01%

CR=CAMIÓN+REMOLQUE				0	
C2R2			0	0	0.00%
C2R3	3	4	6	4	0.05%
C3R2	3	5	4	4	0.05%
C3R3	2	2	2	2	0.02%
C3R4	2	0	1	1	0.01%
TOTAL	7,098	7,848	8,081	7,676	100.00%

IMDA sin/Proyecto = 7,676 Veh/día

Fuente: Conteo De Tráfico En La Zona Y Estimaciones

CUADRO 34: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL EN LA SITUACIÓN CON PROYECTO

TIPO DE VEHICULO	TRAFICO			IMDA Proyectado	DISTRIBUCION (%)
	NORMAL año "0"	GENERADO 300.00%	DES VIADO 10.00%		
VEHICULOS MENORES	7,201	21,603	720	29,524	97.51%
CATEGORIA " L"					
MOTOKAR / MOTO LINEAL	7,201	21,603	720	29,524	97.51%
	NORMAL año "0"	GENERADO 80.00%	DES VIADO 10.00%	IMDA Proyectado	DISTRIBUCION (%)
VEHIC. MAYOR	213	192	21	426	1.41%
CATEGORIA " M"					
AUTOMOVILES	82	74	8	165	0.54%
STATION WAGON	45	40	4	90	0.30%
CAMIONETA PICK UP	73	66	7	147	0.48%
PANEL	4	3	0	8	0.02%
COMBI	6	6	1	13	0.04%
COMBI	2	2	0	4	0.01%
	NORMAL año "0"	GENERADO 15.00%	DES VIADO 10.00%	IMDA Proyectado	DISTRIBUCION (%)
VEHICULOS PESADOS	262	39	26	327	1.08%
CATEGORIA " N"					
C=CAMION					
CAMION (C2)	82	12	8	103	0.34%
CAMION (C3)	64	10	6	80	0.26%
CAMION (C4) ₁₋₃	3	0	0	4	0.01%
CATEGORIA " O"	0				
TS=TRACTO CAMIÓN + SEMIREMOLQUE					
T2S2	11	2	1	14	0.05%
T2S3	22	3	2	28	0.09%
T2Se3	13	2	1	16	0.05%
T3S1	1	0	0	1	0.00%
T3S2	2	0	0	2	0.01%
T3Se2	3	0	0	3	0.01%
T3S3	50	8	5	63	0.21%
T3Se3	1	0	0	1	0.00%
CR=CAMIÓN + REMOLQUE					
C2R2	0	0	0	0	0.00%
C2R3	4	1	0	5	0.02%
C3R2	4	1	0	5	0.02%
C3R3	2	0	0	2	0.01%
C3R4	1	0	0	1	0.00%
TOTAL	7,676	21,834	768	30,277	100.00%

Fuente: Conteo De Tráfico En La Zona Y Estimaciones

IMDA con/Proyecto = 30,277 Veh/día

8. DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

8.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El presente Cálculo corresponde al análisis de la estructura de pavimento de la vía, evaluación de la sub rasante, diseño del espesor del pavimento y a la determinación del número de repeticiones de carga que implica analizar el informe de tráfico, así como diseñar el sardinel de confinamiento del pavimento propuesto. Todo ello referidos al proyecto de pavimentación.

El presente trabajo tiene como norma principal el Reglamento Nacional de Edificaciones ⁸ cuya metodología de diseño para pavimentos de concreto se desarrolló a partir de ensayos en caminos de la AASHTO. Las suposiciones específicas y la metodologías usados en este método de diseño están dados en (AASHTO, 1986) Los vehículos considerados para el diseño, están de acuerdo a lo indicado en el Reglamento Nacional de Vehículos, aprobado mediante el Decreto Supremo N° 058-2003-MTC.

8.2 IDENTIFICACIÓN DE LA VÍA

El tramo en estudio corresponde a una vía del casco urbano de la ciudad de Pucallpa, con características y condiciones similares a otras vías en cuanto a geometría y calidad del terreno. Estas calles se encuentran comprendidas entre el Distrito de Callería y el Distrito de Yarinacocha. Por su ubicación y servicio presenta un mal aspecto dentro de la urbe del sector e incomodidad al tránsito fluido de vehículos y peatones, hace que dicha vía tenga condiciones particulares para

⁸ Norma C.E. 010 Pavimentos Urbanos Aprobado con Decreto Supremo N° 001-2010-Vivienda

proyectar su pavimentación teniendo en consideración la circulación de todo tipo de carga.

8.3 ESTUDIO DE SUELOS

Se ha efectuado un concienzudo estudio de Mecánica de Suelos, el cual se muestra en el ítem 7.1, cuyos resultados y conclusiones son base para el presente cálculo.

8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO RÍGIDO

El presente trabajo consiste en el cálculo estructural de 7257.78ml de las Vías Alternas de la Av. Centenario, siendo los dos tramos del tipo convencional (rígido).

8.5 CARACTERÍSTICAS DE LA SUB RASANTE

Con el análisis efectuado de la estratigrafía del sub-suelo y a los ensayos de laboratorio, se concluye que el diseño deberá estar de acuerdo a las peores condiciones de suelo hallado.

Los tramos restantes no tendrían inconveniente para determinar una característica común de diseño.

De acuerdo a los ensayos obtenidos en laboratorio se tiene un C.B.R. al 100% de 1.70 % y al 95 % de 1.30% como valores mínimos; por ende, dicho dato es asimilado para los cálculos de la estructura del pavimento.

**CUADRO 35: PRÓCTOR MODIFICADO Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR)
SUBRASANTE NATURAL**

UBICACIÓN PROGRESIVA	IDENTIFICACION			REGISTR O N°	CLASIFICACION		CONTENIDO			LIMITES DE PLASTICIDAD		MDS (gr/cm ³)	Wopt (%)	CBR (0.1"), %		CBR (0.2"), %	EXPANSI ÓN %
	CALICATA N°	MUESTRA N°	PROF. mts.		S U C S	AASHTO	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	LL, (%)	I P, (%)			100% MDS	95% MDS	100% MDS	
	01+040	C - 09	M - 01		2.00	1231	CH	A - 7 - 6 (27)	0.0	8.5	91.5			53.36	25.83	1.544	
01+465	C - 17	M - 01	1.50	1239	MH	A - 7 - 5 (31)	0.0	3.1	96.9	64.37	24.07	1.498	23.99	1.7	1.3	1.6	4.6
02+220	C - 21	M - 01	1.70	1243	SM	A - 2 - 4 (0)	0.0	68.5	31.5	22.25	1.40	1.896	10.44	14.2	6.0	14.6	0.5
02+190	C - 22	M - 01	1.50	1244	ML	A - 4 (4)	0.0	17.1	82.9	32.35	4.69	1.660	16.61	7.3	3.4	6.5	0.7
02+390	C - 23	M - 01	1.60	1245	CL	A - 6 (9)	0.0	29.2	70.8	34.29	15.13	1.591	22.01	3.7	2.4	3.4	1.7
02+635	C - 26	M - 01	1.50	1248	MH	A - 5 (15)	0.0	5.5	94.5	55.24	9.10	1.591	21.98	6.0	2.9	5.3	1.2
<i>Donde:</i>																	
LL	-	Límite líquido															
I P	-	Índice plástico															
M D S	-	Máxima densidad seca o peso volumétrico seco máximo del suelo obtenido en laboratorio															
W opt	-	Contenido óptimo de agua del suelo obtenido en laboratorio															
C B R	-	Valor Relativo de Soporte del suelo obtenido en laboratorio															
S U C S	-	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D - 2487)															
AASHTO	-	American Society for Testing and Materials (ASTM D - 3282)															

Fuente: Elaboración Propia

Los terrenos de fundación constituidos por arcillas inorgánicas de mediana a alta plasticidad clasificados como CH, CL o A-7-6, con características de suelo compacto.

También se tiene tramos identificados de material orgánico por toda la longitud del proyecto, los cuales deben ser eliminados y reemplazados con material de préstamo, para obtener la conformidad de la sub-rasante en cuanto a su compactación.

Luego de haberse estabilizado los tramos y haberse obtenido una sub-rasante totalmente conformada y compactada según los requisitos exigidos, se procederá a la colocación de la base granular en el espesor que se determine.

8.6 ESTUDIO DEL TRAFICO

8.6.1 INTRODUCCIÓN

El estudio del tráfico permite determinar el número de aplicaciones acumuladas de cargas equivalentes a un eje simple de 18,000 libras (80 KN), que se usará en la determinación de los espesores del pavimento. Esta forma numérica de representar el tráfico es de obtener el ESAL de diseño.

Este valor está en función al volumen de tránsito de cada tipo de vehículo en un período determinado y en una sección de pavimento fijo, además de la magnitud de la carga que transmite cada tipo de vehículo y en cada tipo de eje.

Con esta finalidad durante el estudio de tráfico fue necesario realizar los siguientes trabajos:

- Conteo de vehículos en estaciones representativas durante 12 horas del día o durante las horas críticas, para establecer el volumen del tráfico.
- Determinación de los pesos por eje y por vehículo, de acuerdo al Reglamento Nacional de Vehículos para obtener el factor camión.

8.6.2 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DEL TRAFICO

La estimación del volumen del tráfico que servirá para calcular el Índice Medio Diario Semanal (IMDS) y el Medio Diario Anual (IMDA), el cual se realiza en base a los objetivos del proyecto y los antecedentes existentes.

8.6.3 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DEL TRAFICO

El monitoreo realizado en la Av. Centenario durante la elaboración del trabajo, fue básico para evaluar el tráfico normal, tráfico generado y tráfico desviado, datos que servirán como referente para el cálculo y diseño de nuestro pavimento.

Respecto a la clasificación establecida sobre los tipos de vehículos por el MTC, es importante mencionar la Clasificación vehicular

- Categoría L: Vehículos automotores con menos de cuatro ruedas
- Categoría M: Vehículos automotores de cuatro ruedas o más diseñados y construidos para el transporte de pasajeros.
- Categoría N: Vehículos automotores de cuatro ruedas o más diseñados y construidos para el transporte de mercancía
- Categoría O: Remolques (incluidos semi-remolques).

De estos los denominados con el nombre genérico de camiones, son los que tienen incidencia en el diseño de espesores, según lo recomendado por la AASHTO y la Portland Cement Association (PCA).

8.6.4 TIPOS DE VEHÍCULOS A CONTAR SEGÚN CLASIFICACIÓN

El “Reglamento de Peso y Dimensión Vehicular para la Circulación en la Red Vial Nacional” aprobado mediante el Decreto Supremo N° 058-2003-MTC, establece la clasificación de los vehículos mayores llamados también camiones, de la manera que se indica en la **TABLA 3**. Como se observa, allí no se incluyen los vehículos menores, que son los más numerosos en la zona de estudio. Los vehículos llamados camiones son los que aplican mayores cargas al pavimento, y la incidencia de los tipos menores son insignificantes.

Para fines del presente trabajo se tomarán en cuenta los tipos de vehículos considerados en el Reglamento Nacional de Vehículos, que transitan en la zona. Además para hacer más realista el estudio, se cuantificarán los tipos menores. Estableciéndose los siguientes vehículos representativos: Vehículos Mayores Categoría “M”: Automóvil, Camioneta, Ómnibus B-2, Ómnibus B-3.

Vehículos Pesados Categoría “N”: Camión C-2, Camión C-3, T2S3, T3S1, T3S2, T3S3, C3R2, C3R3 y C3R4.

Vehículos Menores Categoría “L”: Moto lineal, MotoKar.

Debido a la gran cantidad de motos y motokar; estos fueron estimados por muestreo; por la dificultad que representa su identificación individual.

8.6.5 RESULTADOS DEL CONTEO VEHICULAR

El conteo de campo se realizó en cada hora desde las 7.00 am hasta las 7.00 pm, horas en que se produce el tráfico crítico. Además se proyectó un porcentaje adicional para las horas nocturnas, con la finalidad de tener el registro total diario. Los incrementos considerados en dichas horas, fueron según las variaciones de tráfico por tipo de vehículo.

El Índice Medio Diario calculado corresponde al análisis de una semana en el año “0”, por lo tanto definiremos el IMD (Índice Medio Diario) como el IMDS (Índice Medio Diario Semanal)

Como el análisis es para un periodo de diseño cuantificado en años, mediante procedimientos estadísticos se calculó el IMDA (Índice Medio Diario Anual)

propuesto por el ICG en el Manual Diseño de Vías Urbanas, el cual se calcula como sigue:

CUADRO 36: RESUMEN DE CONTEO DE TRÁFICO VEHICULAR SEMANAL ACTUAL (IMDS, IMDA) ESTACIÓN N° 1 – AV. CENTENARIO INTERSECCIÓN CON AV. SALVADOR ALLENDE

IMDS : INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL $IMDS = \bar{X} = \frac{IS}{7}$

IMDA : INDICE MEDIO DIARIO ANUAL $IMDA = IMDS \pm K * \sigma$

$\sigma = \frac{S}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{N-n}{N-1}}$ $S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$

donde

$K = 1.96$ Para un nivel de confiabilidad al 95%

$N = 365$ Número de días del año

$n = 7$ Número de días de la semana

$\sigma =$ DESVIACIÓN ESTANDAR POBLACIONAL

$S =$ DESVIACIÓN ESTANDAR MUESTRAL

ESTACION 01 Av. Centenario Interseccion con Av. Salvador Allende

TIPO DE VEHICULO	CONTEO SEMANAL							IMDS	S	σ	IMDA	DISTRIBUCION
	12/05/2014	13/05/2014	14/05/2014	15/05/2014	16/05/2014	17/05/2014	18/05/2014					
VEHICULOS MENORES	4.929	6.712	6.471	6.499	6.144	5.543	5.377	41.675	5.954		6.583	92.74%
CATEGORIA " L"	1.453	2.539	2.395	2.527	2.889	1.988	1.693	15.484	2.212		2.591	36.50%
MOTO LINEAL	3.476	4.173	4.076	3.972	3.255	3.555	3.684	26.191	3.742		3.992	56.24%
VEHIC. MAYOR	200	278	242	184	153	139	165	1.361	194		247	3.48%
CATEGORIA " M"	90	145	95	62	47	47	58	544	78		104	1.46%
AUTOMOVILES	36	20	44	50	50	28	42	270	39		47	0.66%
STATION WAGON	62	98	90	67	54	64	61	496	71		83	1.17%
CAMIONETA PICK UP	7	11	2	3	2		1	26	4		7	0.09%
PANEL	4	4	10	2			3	18	3		5	0.07%
COMBI	1		1	2			3	7	1		2	0.02%
BUS (B2)												
VEHICULOS PESADOS	216	225	254	247	149	157	136	1.384	198		268	3.78%
CATEGORIA " N"												
C=CAMION	66	107	97	87	40	36	49	482	69		90	1.27%
CAMION (C2)	69	82	67	83	40	51	30	422	60		75	1.06%
CAMION (C3)			1		6			7	1		4	0.05%
CAMION (C4) ₁₋₃												
CATEGORIA " O"												
TS=TRACTO CAMIÓN + SEMIREMOLQUE												
T2S1	14	3	2	10	7	15	4	44	6		11	0.15%
T2S2	27	6	28	16	16	3		103	15		22	0.31%
T2S3								19	3		9	0.13%
T2Se3								6	1		2	0.03%
T3S2				1	1		5	8	1		3	0.04%
T3Se2				41	36	37	41	264	38		42	0.59%
T3S3	40	26	43	3	1			4	1		2	0.02%
T3Se3												
CR=CAMIÓN + REMOLQUE												
C2R3			5		1			6	1		3	0.04%
C3R2			3	6			2	11	2		3	0.04%
C3R3		1					3	4	4		2	0.02%
C3R4			3		1			4	1		2	0.02%
TOTAL	5.345	7.215	6.967	6.930	6.446	5.839	5.678	44.420	6.346		7.098	100.00%

Fuente: Elaboración Propia

Para el diseño estructural del pavimento se va considerar el promedio del conteo en ambos puntos de control, por encontrarse en la misma dirección del tráfico de vehículos. (Ver cuadro 33)

Pero para el diseño estructural el cual usa un número de vehículos proyectados para un periodo de diseño, se estimó el IMDA en el año "0" para una situación con proyecto. (Ver cuadro 34)

El Peso y factor camión de los vehículos menores, es decir de los vehículos como, camionetas, autos, motocar y motos; se han calculado con los datos obtenidos en censos de la ciudad de Pucallpa, entre el 04 al 10 de Diciembre del 2005, que se realizó contando el número de pasajeros y tomando como dato el peso bruto de cada vehículo. (Aporte del estudio de Pavimentación de la Av. Túpac Amaru)

En estos cálculos se han considerado un índice de serviciabilidad Terminal (pt) de 2.5, y un número estructural (SN) de 5, que son representativos para vías en uso y en buenas condiciones de servicio.

8.7 ESTIMACIÓN DEL ESAL DE DISEÑO

El ESAL de diseño, se calcula multiplicando el número de vehículos de cada clase de peso por su Factor Camión apropiado, multiplicando además por los demás factores que se indican en la siguiente ecuación y sumando los productos:

A continuación describimos nuestras variables.

8.7.1 FACTOR DE CRECIMIENTO DEL TRÁFICO (G)

El pavimento debe ser diseñado para servir adecuadamente la demanda del tráfico durante un periodo de años. El crecimiento de tráfico (positivo o negativo) debe ser anticipado cuando se determinen los requerimientos estructurales del pavimento.

El factor de crecimiento (G) está en función de la tasa de crecimiento anual del tráfico (r). El cual se determina por la tasa de crecimiento del PBI de la región que

correspondería a los camiones y la tasa de crecimiento de los vehículos menores está en función de la tasa de crecimiento de la población.

8.7.2 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE DIRECCIÓN (D)

Existiendo tránsito en dos sentidos, se toma igual a 0.5 para distribuir en tráfico en dos partes.

8.7.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL (L)

Cuando existen dos carriles en una dirección, este factor debe estar entre 0.8 a 1.0. En nuestro caso existe un solo carril, por lo tanto tomaremos como 1.

8.7.4 PERIODO DE ANÁLISIS O PERIODO DE DISEÑO (Y)

Un pavimento debe ser diseñado para soportar el efecto acumulativo del tráfico durante cualquier periodo de tiempo. El periodo seleccionado, en años, para el cual se diseña el pavimento se denomina Periodo de Diseño o Período de Análisis. En este caso definiremos el período de diseño en base a la Guía AASHTO. Como la vía a construir está en una zona urbana y va a soportar un volumen bajo del tráfico, tomamos 20 años como Período de Diseño.

8.8 DISEÑO DEL PAVIMENTO

Para el diseño del pavimento se empleará el método de la AASHTO, para lo cual se hará un cálculo manual, usando Monogramas.

8.8.1 MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

En el presente estudio utiliza como primer Método el Diseño propuesto por la AASHTO para diseñar el espesor del pavimento, en concordancia con los Términos de Referencia, dado a que sigue una metodología racional que se adecua a nuestros propósitos.

La Guía del diseño para el pavimento de concreto hidráulico se desarrolló al mismo tiempo que para los pavimentos de concreto asfáltico y se publicó en el mismo manual. El plan es basado en las ecuaciones empíricas obtenidas de la “AASHTO Camino de Prueba con Modificaciones Varias”, basadas en la teoría y experiencia.

Las ecuaciones básicas desarrolladas por la “AASHTO Camino de Prueba para los Pavimentos Rígidos” están en el mismo formulario como aquellos para los pavimentos flexibles pero con valores diferentes para las constantes de la regresión. Las ecuaciones fueron modificadas posteriormente para incluir muchas variables no consideradas en la AASHTO Camino de Prueba.

Las ecuaciones de la regresión son:

ECUACIÓN 14: ECUACIÓN DE LA REGRESIÓN

$$\text{Log}W_{18} = Z_R \times S_0 + 7.35\text{Log}(D + 1) - 0.06 + \frac{\text{Log} \left[\frac{(\Delta PSI)}{(4.5 - 1.5)} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - .32p_t)\text{Log} \left(\frac{S^c \times Cd(D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times JD - \frac{18.42}{(Ec/k)^{0.25}}} \right)$$

Donde:

W_{18} =Número previsto de aplicaciones de carga por eje simple equivalente a 18 Kip (ESAL).

Z_R =Desviación estándar normal (Que depende de la confiabilidad R).

S_0 =Desviación estándar total

D =Espesor (en pulgadas) de la losa de pavimento.

ΔPSI =Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial de diseño (po) y el índice de serviciabilidad terminal de diseño (pt).

S^c =Módulo de rotura (psi) del concreto de cemento Portland usado en un proyecto Específico.

J =Coeficiente de transferencia de carga usado para adaptarse a las características de transferencia de carga de un proyecto específico.

Cd =Coeficiente de Drenaje.

Ec =Módulo de elasticidad (psi) del concreto de cemento portland.

k =Módulo de reacción de la subrasante (pci).

A continuación, se determinan cada uno de los parámetros señalados para proceder luego a la obtención del espesor del pavimento.

8.8.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

8.8.2.1 NUMERO PREVISTO DE APLICACIONES DE CARGA W18 (ESAL)

Está determinado por el número de repeticiones de pasadas de un eje estándar de 18000 lb sobre la sección del pavimento a diseñar. Resulta de la conversión en el futuro de todos los ejes de carga en su equivalente del eje estándar.

Este valor fue obtenido en el ítem anterior; para los efectos de diseño se tomará $20\,762,991.43 \approx 20.76 \times 10^6$ repeticiones de carga.

8.8.2.2 DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL Z_R

La desviación estándar normal es un parámetro que depende de la confiabilidad R , que a su vez depende de varias consideraciones.

Una definición resumida de R se encuentra en la Guía AASHTO, que dice “La confiabilidad de un proceso de diseño-comportamiento de un pavimento, es la probabilidad de que una sección del pavimento, diseñada usando el proceso, se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y medio ambiente, durante el período de diseño”⁹

Es decir que para definir la confiabilidad es preciso tener presente varios factores como son el mantenimiento, las condiciones ambientales, el tráfico y el período de diseño. Una vez establecida R se puede tomar un valor de Z_R del CUADRO 37.

⁹ Guía AASHTO

CUADRO 37: DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL CORRESPONDIENTE A DIFERENTES NIVELES DE CONFIABILIDAD.

Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal Z_R
50	-0.00
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.34
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal Z_R
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: AASHTO

En nuestro caso, considerando que podrían fallar el mantenimiento y el tráfico podría ser excedido, como también las condiciones ambientales sufran procesos extraordinarios, se tomará un R de 90%, correspondiéndole un Z_R de -1.282.

8.8.2.3 DESVIACIÓN ESTÁNDAR TOTAL S_0

Depende de la precisión o extensión de la evaluación del factor tráfico para el futuro y de otras variantes asociadas con los modelos de comportamiento de pavimentos.

El rango de valores S_0 estimado con la Carretera Experimental AASHTO y los modelos de comportamiento del pavimento original presentados en las Guías de Diseño previas en 1972 y 1981 para pavimentos rígidos es: 0.30 a 0.40.

El extremo más bajo corresponde a una evaluación de datos realizado con un programa poco extenso, mientras que el extremo más alto define a una valoración del tráfico con mayor tiempo y precisión.

En el estudio se ha realizado con un tiempo relativamente corto, por consiguiente se tomará un valor incluso menor al límite inferior para S_0 , es decir igual a 0.25.

8.8.2.4 PERDIDA DE SERVICIABILIDAD Δ PSI

Representa la pérdida de capacidad de servicio debido a las fallas de la estructura del pavimento y desgaste de la capa de rodadura. Numéricamente resulta de restar al índice de serviciabilidad inicial (p_o) el índice de serviciabilidad Terminal o presente (p_t), Δ PSI = $p_o - p_t$

El AASHTO considera para pavimentos de concreto hidráulico un índice inicial de 4.5 y un índice Terminal de 2.5 Por lo tanto la pérdida de serviciabilidad será 2.0, lo que quiere decir que la máxima posibilidad de deterioro de la capacidad de servir con eficiencia del pavimento será en esa magnitud, luego del cual se decidirá por una nueva obra.

8.8.2.5 MODULO DE ROTURA DEL CONCRETO $S'c$

El módulo de rotura del concreto ($S'c$) es representado por la resistencia del concreto a la flexión, que para efectos de diseño el procedimiento es mediante el criterio de fatiga, que controla el agrietamiento por la repetición de las cargas en el período de diseño.

El pavimento se diseña a flexión más NO a compresión, porque a estas condiciones (FLEXO COMPRESIÓN) son las más críticas, por efecto de la temperatura, por el efecto de las sub rasantes de suelos expansivos y por el efecto de las cargas en el pavimento apoyado en suelos flexibles, en ese sentido las pruebas que se deben realizar, son las pruebas de resistencia a la Flexión del concreto conocido como módulos de rotura (S_c), el cual está regulado por la Norma

ASTM C78 cuyos valores deben estar entre 42 y 50Kg/cm² dependiendo del tipo de servicio que va dar el pavimento. El módulo de rotura se obtiene mediante ensayos de carga sobre vigas. Estos ensayos son dificultosos y consumen tiempo.

Como en la zona no hay los equipos, existe una relación entre la resistencia a la compresión ($f'c$) y la resistencia por flexión o flexo compresión ($f'r$).

Diversas investigaciones han determinado que este módulo de rotura se encuentra entre 0.10 y 0.18 de la resistencia a compresión. Estos coeficientes dependen de la relación Agua / Cemento que por lo general son altos por las condiciones de la mano de obra y un mal control de obra, reduciendo la calidad del concreto.

Entonces si trabajamos con una resistencia de:

$f'c=210\text{Kg/cm}^2$ se tendría una resistencia $f'r=0.18 \times 210 = 37.80\text{Kg/cm}^2 = 537 \text{ psi}$

$f'c=245\text{Kg/cm}^2$ se tendría una resistencia $f'r=0.18 \times 245 = 44.10\text{Kg/cm}^2 = 627 \text{ psi}$

Por lo tanto la resistencia a la compresión mínima que debe tener un pavimento debe ser de 245Kg/cm², cuyo módulo de rotura en el mejor de los casos es 44.10Kg/cm² superior a 42Kg/cm² .

8.8.2.6 COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA “J “

Trata sobre la eficiencia de la transferencia de cargas entre losas adyacentes, que se produce cuando la rueda de un vehículo pasa de un lado hacia el otro, para evitar las deflexiones que pueden dar origen a los procesos de bombeo y erosión del material de base.

Con esta finalidad se realizan las juntas de contracción que dan origen al trabazón de agregados, adicionalmente se pueden incluir también los dowels y las barras de amarre en las juntas longitudinales.

Cuando se han tomado las previsiones indicadas, el AASHTO recomienda usar el CUADRO 38. De donde para una pavimentación de concreto simple o reforzado, que contará con sardineles de concreto y dowels en las juntas, se escoge un coeficiente J igual a 3.0.

CUADRO 38: COEFICIENTES DE TRANSFERENCIA DE CARGAS RECOMENDADO PARA VARIOS TIPOS DE PAVIMENTO Y CONDICIONES DE DISEÑO.

TIPO DE PAVIMENTO	BERMAS DE ASFALTO		SARDINELES DE CONCRETO	
	ELEMENTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA		ELEMENTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA	
	SI	NO	SI	NO
De concreto simple o reforzado, con junta	3.2	3.8 a 4.4	2.5 a 3.1	3.6 a 4.2
Pavimento de concreto continuamente reforzado, sin junta	2.9 a 3.2	N/A	2.3 a 2.9	N/A

Fuente: AASHTO

8.8.2.7 COEFICIENTE DE DRENAJE Cd

El coeficiente de drenaje Cd corresponde a las capacidades de evacuación del agua superficial a través de la estructura de la losa de concreto. Depende de la calidad de drenaje y del porcentaje de tiempo de retención de las aguas.

El AASHTO recomienda usar el CUADRO 39. De allí obtenemos para un porcentaje de tiempo mayor del 25% que la estructura del pavimento que estará sometido a niveles de humedad cercanos a la saturación y una calidad de drenaje, un Cd igual a 1.00.

CUADRO 39: COEFICIENTES DE DRENAJE RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.

CALIDAD DE DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO EN QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ES EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD CERCANAS A LA SATURACION			
	Menos del 1	1 a 5	5 a 25	Mayor de 25
Excelente	1.25 a 1.20	1.20 a 1.15	1.15 a 1.10	1.10
Bueno	1.20 a 1.15	1.15 a 1.10	1.10 a 1.00	1.00
Regular	1.15 a 1.10	1.10 a 1.00	1.00 a 0.90	0.90
Pobre	1.10 a 1.00	1.00 a 0.90	0.90 a 0.80	0.80
Muy pobre	1.00 a 0.90	0.90 a 0.80	0.80 a 0.70	0.70

Fuente: AASHTO

8.8.2.8 MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E_c

El valor típico del módulo de elasticidad del concreto se encuentra en el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E.060 del Concreto, cuyo valor está dado por:

ECUACIÓN 15: MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

$$E = 15000\sqrt{f'c}$$

Fuente: RNE – Norma E.060 Del Concreto

- Si $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $E = 217370 \text{ Kg/cm}^2 = 3'088,961 \text{ psi. } \langle \rangle 3.089 \times 10^6 \text{ psi}$
- Si $f'c = 245 \text{ Kg/cm}^2$ $E = 234787 \text{ Kg/cm}^2 = 3'336,460 \text{ psi. } \langle \rangle 3.336 \times 10^6 \text{ psi}$
- Si $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ $E = 250998 \text{ Kg/cm}^2 = 3'566,825 \text{ psi. } \langle \rangle 3.567 \times 10^6 \text{ psi}$

8.8.2.9 MODULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE k

La capacidad de soporte para soportar la exigencia de las cargas se evalúa mediante el coeficiente de reacción de la sub-rasante k llamado también el balasto de la sub-rasante. El mismo que se puede obtener por medio de ensayos de carga sobre placa que se realizan in situ. Pero también se pueden obtener de correlaciones con otras propiedades de la sub-rasante como son el Módulo Resiliente (M_r) y el CBR.

Con esta finalidad la Guía AASHTO propone la siguiente ecuación de correlación:

Suelos Finos C.B.R. $\leq 7 \%$: $M_r \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 1,500 \text{ C.B.R.}$
Suelos Finos C.B.R. $> 7 \square 15 \%$: $M_r \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 2,555 \text{ C.B.R.}^{0.64}$
	: $M_r \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 1,941 \text{ C.B.R.}^{0.6845}$
	: $M_r \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 3,205 \text{ C.B.R.}^{0.55}$
	: $M_r \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 3,000 \text{ C.B.R.}^{0.65}$
Suelos Granulares C.B.R. $> 15 \%$: $M_r \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 4,326 \text{ Ln C.B.R.} + 241$
Para todos los casos	: $k = M_r/19.4 \text{ (lb/pul}^3\text{)} \text{ (pci)}$
El instituto del Asfalto propone	$M_r(\text{Mpa})=10.3\text{CBR}$

En el siguiente CUADRO 40 se presenta un resumen de las características mecánicas de la sub- rasante para nuestro proyecto, teniendo como datos de

parámetros del suelo correspondiente a la calicata N° 05 donde el CBR calculado al 95% de la máxima densidad seca para una penetración de 0.1” del menor valor, es de 1.60%.

CUADRO 40: CONVERSIÓN DE LOS CBR EN SU EQUIVALENTE K

AV. CENTENARIO	CBR (%)	Mr (lb/pul ²)	K (lb/pul ³) (pci)
---	10.00	15000	85

Fuente: Elaboración Propia

A su vez cuando se colocan capas de base sobre la sub-rasante y se pueden adicionar geosintéticos para mejorar la resistencia o utilizar como elementos de filtro, los valores del k anterior serán mejorados. Asimismo se presentarán pérdidas en la capacidad de soporte (Ls) por efectos ambientales La Portland Cement Association recomienda usar el CUADRO 41 para evaluar el mejoramiento del k del conjunto subrasante – sub-base.

CUADRO 41: EFECTO DE UNA SUB-BASE NO TRATADO SOBRE EL VALOR K DE LA SUBRASANTE

VALOR k DE LA SUBRASANTE (pci)	VALOR k DEL CONJUNTO SUBRASANTE – SUBBASE (pci)			
	Subbase 4 pul	Subbase 6 pul	Subbase 9 pul	Subbase 12 pul
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente Guía AASHTO

Como se observa, para una subrasante con un k=300 pci y una sub-base de 8” el valor k del conjunto interpolando es 356.67, incremento de la capacidad de soporte es 19%. En este proyecto se colocará una sub-base de similar espesor, pero el k de la subrasante es mayor a 300. Por estas consideraciones tomaremos un mejoramiento del 20% para calcular el nuevo k, que se realiza en el Cuadro 42.

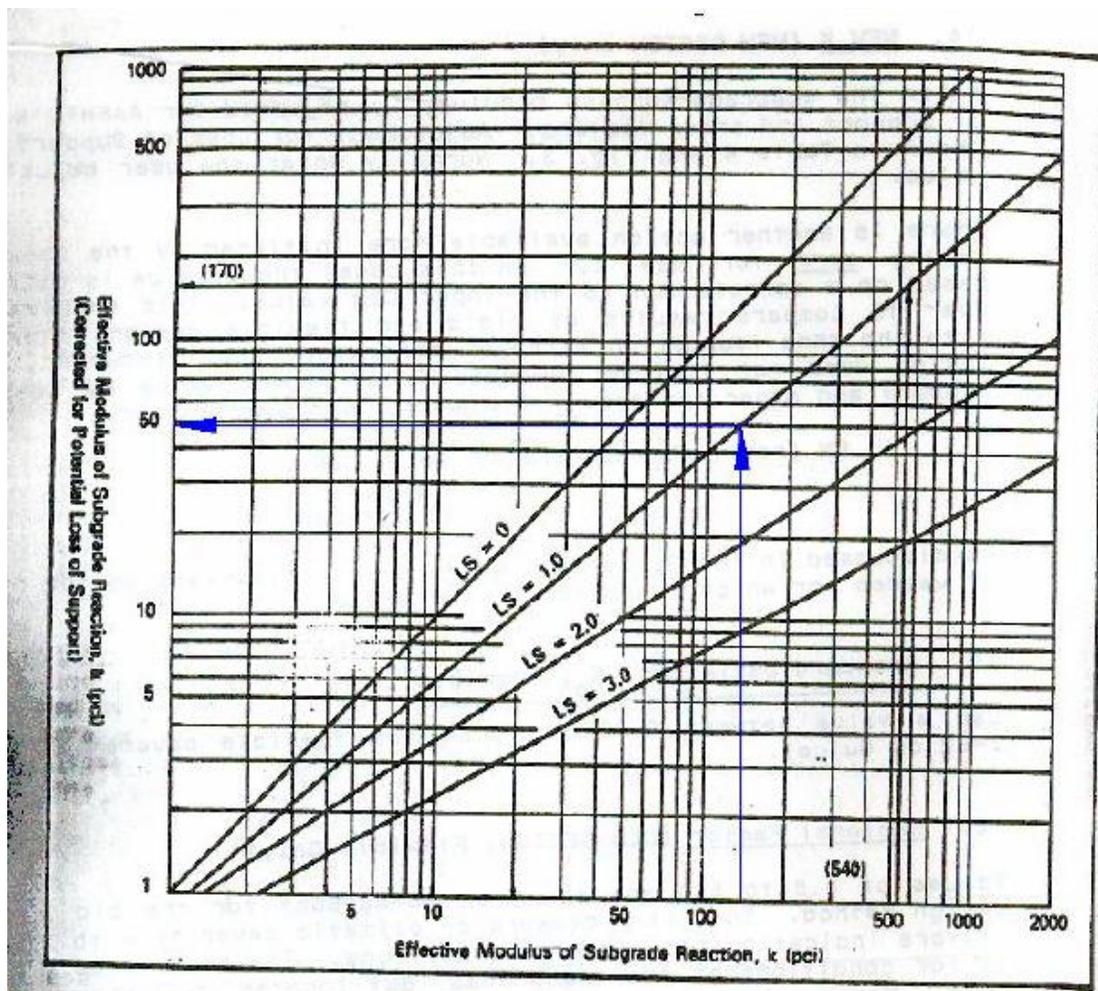
CUADRO 42: NUEVO K POR EFECTO DE LA SUB BASE

AV. CENTENARIO	k inicial (lb/pul ³)	K mejorado (lb/pul ³)
---	126	151

Fuente: Elaboración Propia

Asimismo el AASHTO considera para suelos naturales de grano fino de la subrasante cuyo módulo elástico es menor a 40,000 psi, pero que ha sido mejorado por una sub base, que la pérdida de soporte (Ls) está entre 1 a 3. Usando el coeficiente 1 en la Figura N° 5, con la flecha de color azul, se logra obtener los coeficientes k definitivos para la progresivas en el Cuadro 43.

FIGURA 4: CORRELACIÓN DEL MÓDULO CORREGIDO K DE LA SUBRASANTE Y EL MÓDULO DEFINITIVO AFECTADO POR EL POTENCIAL DE PÉRDIDA DE SOPORTE



Fuente Guía AASHTO

CUADRO 43: "K" DEFINITIVO APLICANDO LA PÉRDIDA DE SOPORTE (LS)

AV. CENTENARIO	K mejorado (lb/pul ³)	K definitivo (lb/pul ³)
---	151	50

Fuente: Elaboración Propia

Para nuestro diseño se usará el valor de 50 pci = 50 lb/pul³

8.8.3 DISEÑO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO

El espesor de la losa de concreto se obtiene usando la fórmula propuesta por el AASHTO que se indica en el ítem 5.8.1. El proceso podría realizarse mediante la aplicación de programas de cómputo o mediante la utilización de nomogramas como las mostradas en las FIGURAS 5 y 6.

Las flechas azules indican el proceso de cálculo del espesor del pavimento, resultando una losa de concreto de 8”.

DATOS DE DISEÑO

K = 50 pci (“K” definitivo)

$E_c = 3.336 \times 10^6$ psi (Módulos de elasticidad del concreto para $f'_c = 245$ Kg/cm²)

$S_c = 49$ Kg/cm² = 696 psi (Módulo de rotura del concreto)

J = 3 (Coeficiente de transferencia de carga)

Cd = 1 (Coeficiente de drenaje)

Se obtiene la Línea de Empalme = 62

FIGURA 5: CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO, BASADA EN VALORES MEDIOS DE CADA PARÁMETRO (SEGMENTO 1)

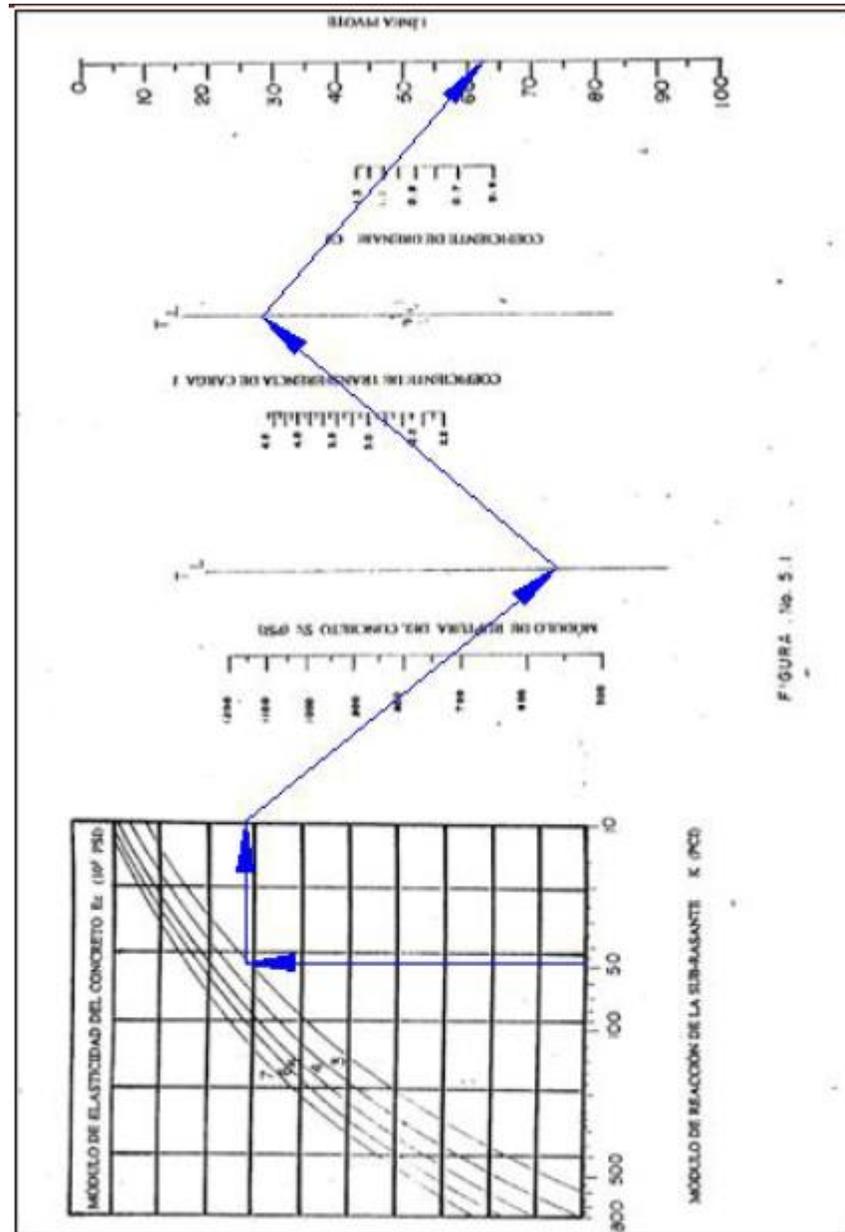
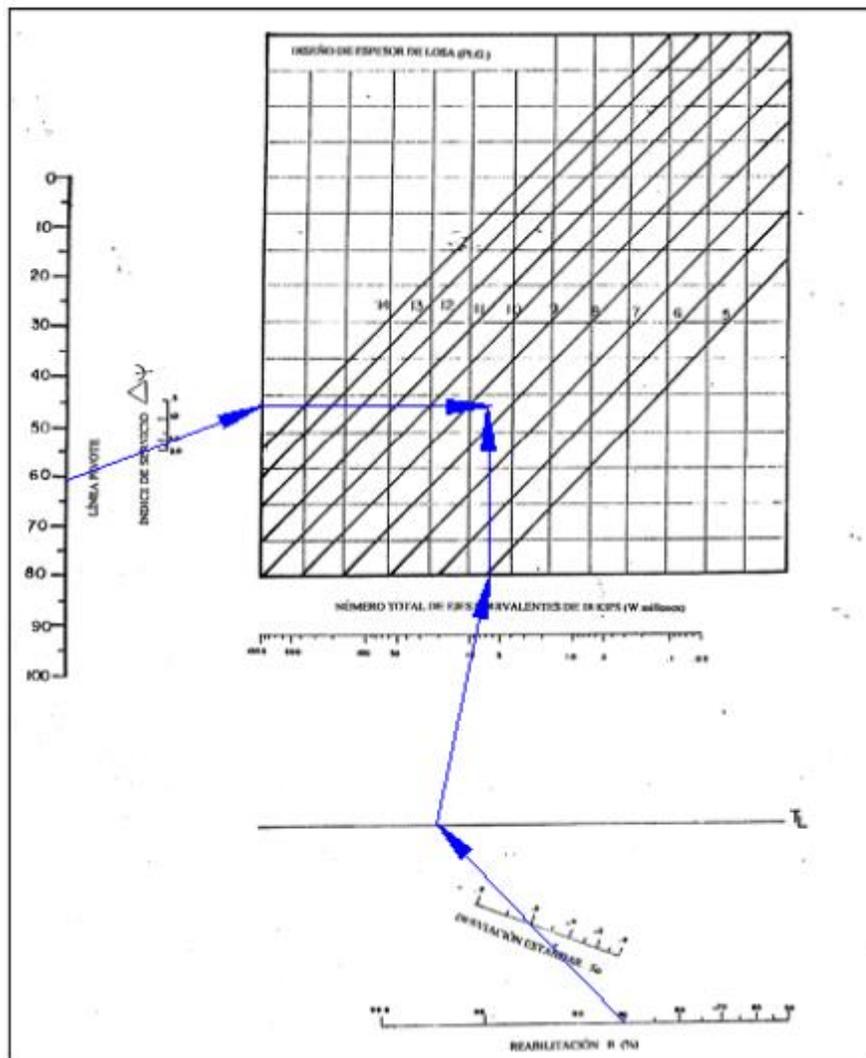


FIGURA No. 5.1

Fuente Guía AASHTO

FIGURA 6: CONTINUACIÓN - CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO, BASADA EN VALORES MEDIOS DE CADA PARÁMETRO (SEGMENTO 2)



Fuente Guía AASHTO

Línea de Empalme = 62

$\Delta PSI = 2.5$ (Pérdida de serviciabilidad)

$R = 90\%$ (Confiabilidad)

$S_o = 0.30$ (Desviación standar total)

ESAL = 20'762,991.43

Como resultado se obtiene una losa de pavimento de 8" de espesor de resistencia $f'c=245 \text{ Kg/cm}^2$, con un ESAL de 20.762 millones de repeticiones de carga.

El valor hallado se eligió de dos alternativas de diseño. En el cuadro siguiente se muestra un resumen del proceso de iteración, eligiendo la Alternativa N° 01.

CUADRO 44: RESUMEN DEL PROCESO DE ITERACIÓN

PARAMETROS DE DISEÑO		ALTERNATIVA N° 01	ALTERNATIVA N° 02
RESISTENCIA DEL CONCRETO	$f'c =$	210. Kg/cm ²	245. Kg/cm ²
NUMERO PREVISTO DE APLICACIONES DE CARGA W18	ESAL	2.08E+07	2.08E+07
MIVEL DE CONFIABILIDAD	R	90%	90%
DESVIACION ESTÁNDAR NORMAL AL 90% DE CONFIABILIDAD	Z_R	-1.282	-1.282
DESVIACION ESTÁNDAR NORMAL	S_D	0.3	0.3
PERDIDAD DE SERVICIABILIDAD: $P_o - P_t = 4.5 - 2.5 = 2$	ΔPSI	2	2
MODULO DE ROTURA DEL CONCRETO $S_c = 0.20 \times f'c$	S_c	42. Kg/cm ²	49. Kg/cm ²
MODULO DE ROTURA DEL CONCRETO $S_c = 0.20 \times f'c$	S_c	597 lb/pulg ²	696 lb/pulg ²
MODULO DE ROTURA DEL CONCRETO $S_c = 0.20 \times f'c$	S_c	597 psi	696 psi
COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA	J	3	3
COEFICIENTE DE DRENAJE	C_d	1	1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	E	217371. Kg/cm ²	234787. Kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	E	3088961 psi	3336460 psi
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	E	3.089E+06	3.336E+06
CAPACIDAD DE SOPORTE	CBR	10.00%	10.00%
CLASIFICACION DEL SUELO		CH	CH
MODULO RESILENTE	M_r	15000 psi	15000 psi
MODULO DE REACCION DE LA SUB RASANTE	K_r	773 pci	773 pci
MODULO DE REACCION DE LA SUB RASANTE GLOBAL	K_r	928 pci	928 pci
PERDIDAD DE SOPORTE	L_s	1	1
MODULO DE REACCION DE LA SUB RASANTE FINAL	K_r	85 pci	85 pci
LINEA DE PIVOTE		58	62
ESPESOR DE PAVIMENTO EN PULGADAS	E	10 pulg	8 pulg
ESPESOR DE PAVIMENTO EN CENTIMETROS	E	24 cm	20.0 cm

Fuente: Elaboración Propia

De donde precisamos que el diseño básicamente es para un concreto de $f'c=245$ Kg/cm² sobre una sub rasante de CBR = 10.00% con suelo mejorado.

8.8.4 REFUERZO DEL PAVIMENTO

Con la finalidad de evitar fisuras o grietas debido a la contracción del concreto por las altas temperaturas de la zona en estudio se considera el acero mínimo de temperatura necesario para este fin:

$$A_s = 0.0018 b \times d$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2.$$

Número de varillas (Usando $\varnothing 3/8''$) = $3.6/0.71 = 5$ var en 1m de losa <> varillas separados $S=0.25$ m.

Sobre la base compactada como alternativa se coloca la losa de concreto de 0.20m. de espesor con una resistencia a la Compresión Axial de $f'c=245$ kg/cm², la

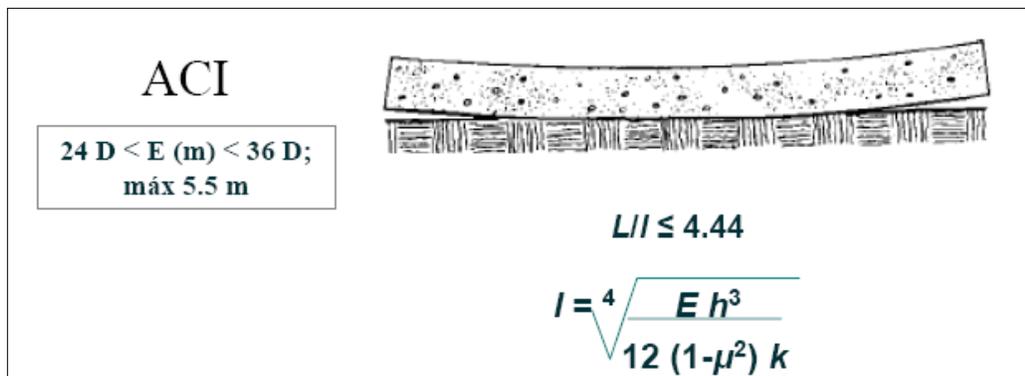
misma que llevaría un refuerzo de acero, consistente en una malla de fierro corrugado de 3/8" y espaciado cada 0.25 m. colocado a 5 cm. Por debajo del nivel de piso terminado.

8.9 PROTECCIÓN DEL PAVIMENTO

8.9.1 JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCIÓN

Son las usadas para evitar los esfuerzos debidos a la disminución del volumen por la pérdida de agua. La Separación está dado por recomendaciones del ACI 360 R.

FIGURA 7: JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCIÓN



Fuente: Elaboración Propia

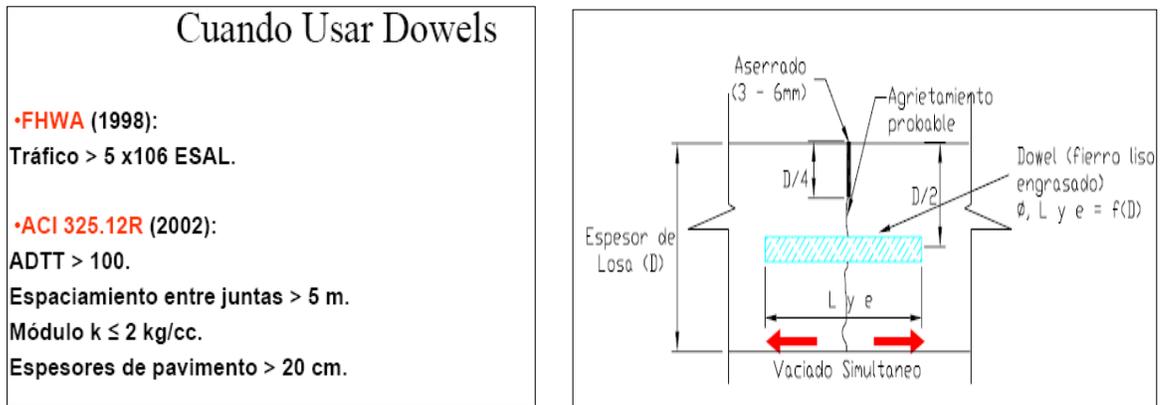
L = 24 a 36 (Espesor de la losa):

Lmin. = 24*0.20 = 4.80m.

Lmax. = 36*0.20 = 7.20m.

El uso de Dowells de acuerdo ACI 325.12 R viene dado por las siguientes recomendaciones:

FIGURA 8: RECOMENDACIONES PARA EL USO DE DOWELLS

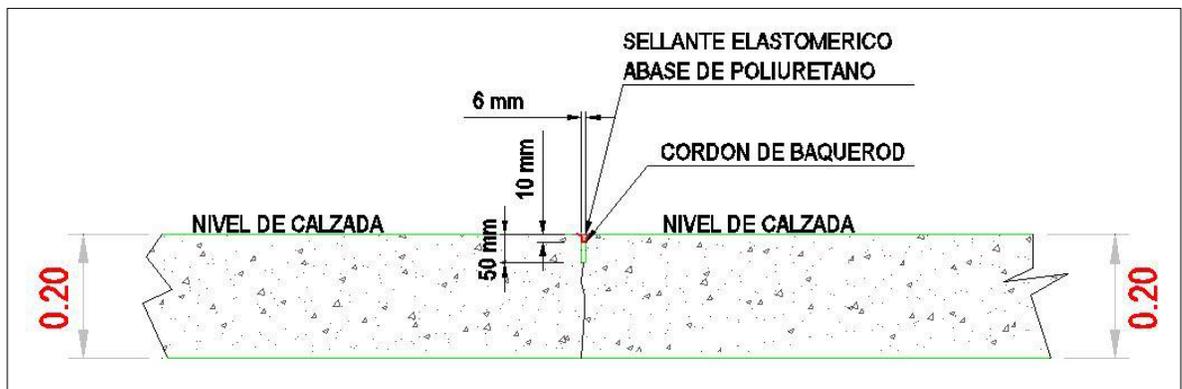


Fuente: ACI 325.12

Para nuestro caso tenemos un $ESAL = 20.76 \times 10^6 > 5 \times 10^6$ y un $ADTT = 327 > 100$ camiones por lo tanto se colocaran Dowells, además el mecanismo de transmisión de cargas será en base al trabazón de los agregados.

Se construirán entre las juntas transversales de expansión, con paños de 4.00 metros a fin de obtener un satisfactorio control de agrietamientos. Las juntas transversales serán de una profundidad de ranura de 50 mm.y espesor de 6mm. Según se detalla en los planos de juntas empleando para ello, perfil de acero del espesor requerido colocado sobre el paño recién vaciado mediante el uso de cortadoras con discos diamantados aserrando el concreto después que el concreto ha fraguado, para luego convenientemente sellarlo con un sellante Elastomérico a base de Poliuretano.

FIGURA 9: JUNTA DE CONSTRUCCIÓN (TIPO 2)



Fuente: Elaboración Propia

8.9.2 JUNTAS TRANSVERSALES DE DILATACIÓN

Son las usadas para evitar los esfuerzos debidos a la disminución del volumen.

$$\Delta L = L \times \Delta T \times F$$

$$\Delta L = 15 \text{ a } 20 \text{ mm} \rightarrow \Delta L = 15 \text{ mm.}$$

F = Coeficiente de expansión térmica del concreto ($5.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$)

ΔT = Diferencia de Temperatura ($^{\circ}\text{F}$)

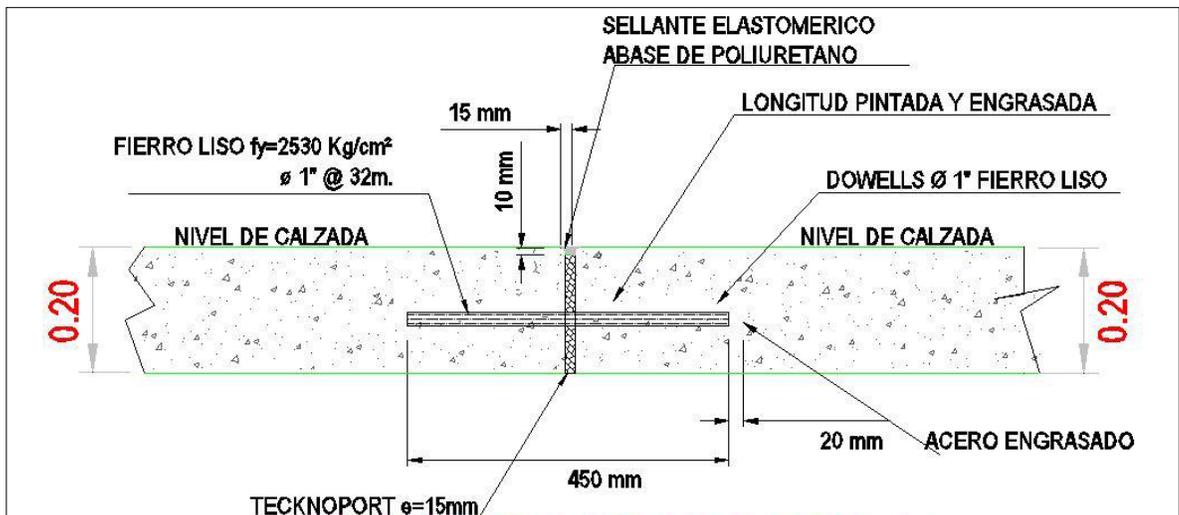
Temperatura mínima = $15^{\circ}\text{C} = 59^{\circ}\text{F}$

Temperatura Máxima = $40^{\circ}\text{C} = 104^{\circ}\text{F} \rightarrow \Delta T = 45^{\circ}\text{F}$

$$L = 0.015 / (5.5 \times 10^{-6} \times 45) = 60.60 \text{ m.}$$

Se considerará una junta de dilatación cada 32m.

FIGURA 10: JUNTA DE DILATACIÓN (TIPO 3)



Fuente: Elaboración Propia

8.9.3 DISEÑO DE DOWEL PARA LA JUNTA TRANSVERSAL.

8.9.3.1 GENERALIDADES:

Los Dowels, son dispositivos mecánicos que se utiliza para transmitir cargas de una losa a la vecina. La función fundamental del sistema de dowels a lo largo de las juntas transversales es garantizar la transmisión de cargas entre losas vecinas.

Según las Recomendaciones de la AASHTO.

TABLA 4: ESPESOR PARA LA SELECCIÓN DE LOS PASADORES DE CARGA.

Espesor de Losa		Barras Pasajuntas					
		Diámetro		Longitud		Separación	
cm	in	mm	in	cm	in	cm	in
13 a 15	5 a 6	19	3/4	41	16	30	12
15 a 20	6 a 8	25	1	46	18	30	12
20 a 30	8 a 12	32	1 1/4	46	18	30	12
30 a 43	12 a 17	38	1 1/2	51	20	38	15
43 a 50	17 a 20	45	1 3/4	56	22	46	18

Fuente: AASHTO

Con la tabla 4, espesor de losa = 8.00 Pulg.≈20.32 cm. De la tabla se obtiene en el rango de 6 – 8 pulg., lo siguiente:

- 1) Diámetro del pasador: 1 pulg. el cual es comercial en el mercado.
- 2) Longitud total del Dowel: 18 pulg.= 45 cm.
- 3) Separación entre centros de Dowel: 12pulg.= 30 cm.

Se construirán cada 32m. (08 paños de 4.0 m. en el sentido longitudinal), intercaladas con las juntas transversales de contracción a todo lo ancho de la losa, con barras pasadores lisas con la mitad engrasada embutida en un casquillo de PVC de manera que permita la expansión.

La armadura consistirá en fierro liso de 1” de 0.45 metros de longitud y espaciadas cada 0.30 metros. La primera varilla se colocará a una distancia mínima de 15 cm. del borde exterior del pavimento. Esta junta tendrá una abertura de 15mm.y una profundidad de 200mm., el mismo que luego de fraguado el concreto deberá ser debidamente rellenado con un Sellante Elastomérico a base de Poliuretano.

8.9.4 JUNTAS LONGITUDINALES

Son aquellas que se construyen paralelas al eje del camino con el fin de permitir los movimientos relativos de las diversas losas. La profundidad de la ranura será de 50mm.con espesores de 10mm., el cual será sellado con un Sellante Elastomérico a base de Poliuretano.

A continuación realizamos los cálculos de estimación:

8.9.4.1 DISEÑO DE BARRAS PARA LA JUNTA LONGITUDINAL.

La sección transversal por unidad de longitud de junta se puede calcular con base de la siguiente ecuación.

ECUACIÓN 16: ÁREA DEL ACERO POR UNIDAD DE LONGITUD

$$A_s = \frac{B \times f \times W}{F_s}$$

Fuente: lcg

Donde:

As:Área del acero por unidad de longitud de junta cm²/m.

B:Ancho del carril.

B =3.65m

f :Coeficiente de fricción entre la losa del suelo (1.5).

f =1.50m.

W:Peso de la losa por unidad de area.

W =480kg/m²

Fs:Esfuerzo del trabajo del acero kg/cm².(0.50 Fy.)

Fs = 0.50 fy =2100kg/cm²

fy =4200 kg/cm²

Espesor de losa = 0.20 m

Peso específico del concreto =2.4tn/m³

As=1.25 cm ² /ml

TABLA 5: DIÁMETRO Y ÁREA DE ACEROS

Diámetro Ø plg	Área As cm
1/4"	0.32
3/8"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.98
3/4"	2.85
1"	5.08

Fuente: Aceros Arequipa

Ø1/2"	As	Ø 5/8"
1.27	1.25	1.98

As – Ø 1/2 " = 0.019

As – Ø 5/8 " =0.729

Tomamos fierro de Ø 1/2"

Calculando la separación entre las barras de acero mediante la fórmula siguiente:

$$e = A_a / A_b$$

A_b :Área de acero de cada Varilla = 1.27cm²

A_a :Área de acero necesario = 1.25cm²

$$e = 0.985 \text{ m}$$

$$e = 0.75 \text{ m}$$

Calculando la longitud de la barra de acero mediante la siguiente formula:

ECUACIÓN 17: LONGITUD DE LA BARRA DE ACERO

$$L = \frac{2 \times F_s \times A_b}{24.5 \times P}$$

Fuente: lcg

Dónde: 24.5 es el esfuerzo de trabajo del hormigón en adherencia para cálculo de la longitud de anclaje.

L=55cm Como factor de seguridad le damos una longitud de 70 cm

L = 70 cm

El acero a utilizar es fierro Ø 1/2" de long. = 0.70 mts espaciadas cada 0.75 mts.

8.9.5 JUNTAS DE EXPANSIÓN CONTRA OTRA ESTRUCTURA

Se emplearán en la zona de contacto de la nueva losa y losas de calles adyacentes, cunetas, veredas, sardineles u otras estructuras. Se construirán con un espesor de 15mm. Rellenado con un material no extrusivo, preferentemente un Sellante Elastomérico a base de Poliuretano. En el casos de estructuras antiguas llevaran uñas de anclaje como medida de seguridad.

9. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL PAVIMENTO

El análisis económico del presente proyecto ha sido elaborado, teniendo en cuenta sólo de las estructuras que tienen influencia directa con la estructura del pavimento; obras complementarias a una pavimentación no fueron considerados en el análisis estructural y económico por cuanto no forman parte de los objetivos de este trabajo. El presupuesto es como se muestra en el siguiente cuadro:

CUADRO 45: PRESUPUESTO

S10

Presupuesto					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
04	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,257,599.19
04.01	TRAZO NIVELACIÓN Y REPLANTEO 3 ETAPAS (EXCAVACIÓN, RELLENO, PAVIMENTO)	m2	71,336.06	2.79	199,027.61
04.02	CORTE DE TERRENO ACOLCHONADO U ORGÁNICO C/EQUIPO PESADO (Zona Selva Baja)	m3	80,859.25	6.03	487,581.28
04.03	CORTE MASIVO H>2.5m. EN TERRENO DE MATERIAL ORGÁNICO C/EQUIPO PESADO (Zona Selva Baja).	m3	18,167.41	7.11	129,170.29
04.04	RELLENO Y COMP. C/MATERIAL DE PRÉSTAMO C/ EQUIPO PESADO PARA NIVELAR SUB RASANTE	m3	55,643.18	45.48	2,530,651.83
04.05	MEJORAMIENTO DE SUB RASANTE C/MATERIAL DE PRÉSTAMO (ARCILLA - LIMOS ESTABILIZADA CON CEMENTO) DE CBR>10% C/ EQUIPO PESADO Zona Selva Baja	m3	22,807.07	76.29	1,739,951.37
04.06	COMPACTACIÓN Y CONFORMACIÓN DE SUB-RASANTE	m2	74,934.77	3.39	254,028.87
04.07	COMPACTACIÓN Y CONFORMACIÓN C/EQUIPO LIVIANO EN SUB RASANTE PARA REPOSICIÓN DE PAVIMENTO	m2	1,088.79	7.15	7,784.85
04.08	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE A BOTADERO D=22.82Km. USANDO CARGADOR Y VOLQUETE DE 14M3	m3	128,734.65	22.60	2,909,403.09
05	PAVIMENTOS				10,938,557.06
05.01	BASE GRANULAR DE 0.20 M. HORMIGÓN : TIERRA 80%:20% C/EQUIPO PESADO	m2	74,934.77	22.34	1,674,042.76
05.02	PAVIMENTO DE CONCRETO ARMADO				8,642,426.91
05.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DEBAJO DEL PAVIMENTO EN INTERSECCIONES DE CALLES	m3	122.77	43.21	5,304.89
05.02.02	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	159.60	27.01	4,310.80
05.02.03	CONCRETO F'C=245 KG/CM2 (C:H) DEBAJO DE PAVIMENTO EN INTERSECCIONES DE CALLES	m3	122.77	471.52	57,888.51
05.02.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS EN PAVIMENTOS RÍGIDO	m2	3,753.12	42.47	159,395.01
05.02.05	PAVIMENTO DE CONCRETO F'C= 245 KG/CM2 E=0.20 M (C:H)	m2	68,195.89	85.90	5,858,026.95
05.02.06	REPOSICIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO F'C= 245 KG/CM2 E=0.20m I/BASE GRANULAR E=0.20m.	m2	1,088.79	108.37	117,992.17
05.02.07	FIBRAS DE POLIPROPILENO	kg	8,314.16	22.08	183,576.65
05.02.08	ACERO GRADO 60 Fy=4200 Kg/cm2 CORRUGADO Ø 1/2" @ 0.75m, BASTONES EN JUNTAS	kg	14,496.56	4.36	63,205.00

05.02.09	ACERO GRADO 36 Fy=2520 Kg/cm2 LISO Ø 1" @ 0.30m, C/TUB + PINT., BASTONES EN JUNTAS	kg	11,599.83	8.74	101,382.51
05.02.10	ACERO GRADO 60 Fy=4200 Kg/cm2 CORRUGADO EN PAVIMENTOS DE CONCRETO	kg	341,573.50	4.36	1,489,260.46
05.02.11	CURADO DE LOSAS DE CONCRETO C/ADITIVO	m2	69,284.69	4.68	324,252.35
05.02.12	COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL NO TEJIDO ANTICONTAMINANTE	m2	69,284.69	4.01	277,831.61
05.03	JUNTAS				622,087.39
05.03.01	JUNTA TIPO 1 DE ALABEO Y CONSTRUCCIÓN LONGITUDINAL E=6 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	7,769.61	10.01	77,773.80
05.03.02	JUNTA TIPO 2 DE CONTRACCIÓN E=6 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	15,775.09	9.93	156,646.64
05.03.03	JUNTA TIPO 3 DE DILATACIÓN E=15 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	1,858.06	16.50	30,657.99
05.03.04	JUNTA TIPO 4 DE EXPANSIÓN E=15 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	16,071.80	16.50	265,184.70
05.03.05	JUNTA TIPO 5 DE CONTRACCIÓN LONGITUDINAL E=6 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	7,456.38	9.93	74,041.85
05.03.06	JUNTA TIPO 6 DE DILATACIÓN Y TRANSICIÓN E=15 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	1,050.97	16.92	17,782.41
06	MARTILLOS				134,416.88
06.01	TRAZO NIVEL Y REPLANTEO	m2	1,164.17	3.38	3,934.89
06.02	CORTE DE TERRENO MANUAL	m3	232.83	43.21	10,060.58
06.03	EXCAVACIÓN MANUAL EN UÑAS DE VEREDAS	m3	30.31	43.21	1,309.70
06.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	342.09	27.01	9,239.85
06.05	COMPACTACIÓN Y CONFORMACIÓN C/EQUIPO LIVIANO DE SUBRASANTE PARA VEREDAS	m2	1,164.17	7.15	8,323.82
06.06	BASE GRANULAR DE 4" H : T (80%+20%) C/EQUIPO LIVIANO PARA VEREDAS	m2	1,164.17	17.50	20,372.98
06.07	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDA	m2	242.50	36.13	8,761.53
06.08	VEREDA DE CONCRETO F'c= 175 KG/CM2 E=4" FROTACHADO Y BRUÑADO (C:H)	m2	1,164.17	46.71	54,378.38
06.09	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 EN UÑAS DE VEREDAS (C:H)	m3	30.31	415.27	12,586.83
06.10	CURADO DE LOSAS DE CONCRETO C/ADITIVO	m2	1,164.17	4.68	5,448.32
10	CANALETAS DE DRENAJE PLUVIAL				3,114,770.16
10.01	CANALETAS DE DRENAJE PLUVIAL - ABIERTAS				926,819.72
10.01.01	TRAZO NIVEL Y REPLANTEO EN CANALES, DURANTE EJEC. OBRA	m	2,227.98	2.12	4,723.32
10.01.02	EXCAVACIÓN MANUAL PARA CANALETA EN TIERRA DURA	m3	1,801.20	48.86	88,006.63
10.01.03	REFINE Y NIVELACIÓN MANUAL DE CANAL	m	2,227.98	1.53	3,408.81
10.01.04	RELLENO Y COMP. C/ MATERIAL PROPIO C/EQUIPO LIVIANO	m3	346.77	60.55	20,996.92
10.01.05	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	1,890.76	27.01	51,069.43
10.01.06	SOLADO PARA CANALETAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGÓN	m2	1,928.05	14.18	27,339.75
10.01.07	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 EN LOSA FONDO DE CANALETAS (C:H)	m3	192.80	411.93	79,420.10
10.01.08	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 EN MURO DE CANALETAS DE E<=0.15m. (C:H)	m3	260.08	473.06	123,033.44
10.01.09	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	3,121.05	72.81	227,243.65
10.01.10	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN CANALES	m2	1,387.55	36.63	50,825.96
10.01.11	ACERO GRADO 60 Fy=4200 Kg/cm2	kg	30,837.45	4.72	145,552.76
10.01.12	JUNTA DE CONSTRUCCIÓN CON WATER STOP PROVISIÓN Y COLOCACIÓN	m	4,455.96	20.90	93,129.56
10.01.13	JUNTA DE DILATACIÓN CON WATER STOP ANCHO =4" PROVISIÓN Y COLOCACIÓN	m	557.22	21.66	12,069.39
10.02	CANALETAS DE DRENAJE PLUVIAL - TECHADAS				2,187,950.44
10.02.01	TRAZO NIVEL Y REPLANTEO EN CANALES, DURANTE EJEC. OBRA	m	3,591.66	2.12	7,614.32
10.02.02	EXCAVACIÓN MANUAL PARA CANALETA EN TIERRA DURA	m3	4,260.73	48.86	208,179.27
10.02.03	REFINE Y NIVELACIÓN MANUAL DE CANAL	m	3,591.66	1.53	5,495.24
10.02.04	RELLENO Y COMP. C/ MATERIAL PROPIO C/EQUIPO LIVIANO	m3	664.61	60.55	40,242.14
10.02.05	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	4,674.96	27.01	126,270.67
10.02.06	SOLADO PARA CANALETAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGÓN	m2	3,743.05	14.18	53,076.45
10.02.07	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 EN LOSA FONDO DE CANALETAS (C:H)	m3	374.31	411.93	154,189.52
10.02.08	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 EN MURO DE CANALETAS DE E<=0.15m. (C:H)	m3	837.28	473.06	396,083.68
10.02.09	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 EN TECHO DE CANALETAS (C:H)	m3	374.31	434.43	162,611.49
10.02.10	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN CANALES	m2	14,890.64	36.63	545,444.14

10.02.11	ACERO GRADO 60 Fy=4200 Kg/cm2	kg	57,652.11	4.72	272,117.96
10.02.12	CURADO DE LOSAS DE CONCRETO C/ADITIVO	m2	3,743.05	4.68	17,517.47
10.02.13	JUNTA DE CONSTRUCCIÓN CON WATER STOP PROVISIÓN Y COLOCACIÓN	m	7,183.03	20.90	150,125.33
10.02.14	TAPA PREFABRICADA DE CONCRETO F'c=210 Kg/cm2 P/INSPECCIÓN 0.80m. x 0.60m.	und	28.00	82.38	2,306.64
10.02.15	TAPA PREFABRICADA DE CONCRETO F'c=210 Kg/cm2 P/INSPECCIÓN 0.80m. x 0.70m.	und	27.00	90.89	2,454.03
10.02.16	TAPA PREFABRICADA DE CONCRETO F'c=210 Kg/cm2 P/INSPECCIÓN 0.80m. x 0.80m.	und	99.00	99.42	9,842.58
10.02.17	TAPA PREFABRICADA DE CONCRETO F'c=210 Kg/cm2 P/INSPECCIÓN 0.80m. x 0.90m.	und	53.00	107.95	5,721.35
10.02.18	TAPA PREFABRICADA DE CONCRETO F'c=210 Kg/cm2 P/INSPECCIÓN 0.80m. x 1.00m.	und	36.00	116.47	4,192.92
10.02.19	REJILLA SUMIDERO DE FIERRO (0.8x0.525) C/ MARCO 3"x3"x3/16" Y REJAS DE PLATINA DE 2 1/2"x1/4"	und	36.00	679.59	24,465.24
11	SARDINELES				1,026,822.36
11.01	TRAZO NIVEL Y REPLANTEO EN SARDINELES, DURANTE EJEC. OBRA	m	7,634.99	2.12	16,186.18
11.02	EXCAVACIÓN MANUAL PARA SARDINEL EN TIERRA DURA	m3	935.29	48.86	45,698.27
11.03	RELLENO Y COMP. C/ MATERIAL PROPIO C/EQUIPO LIVIANO	m3	534.45	60.55	32,360.95
11.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	521.09	27.01	14,074.64
11.05	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 (CEMENTO HORMIGÓN)	m3	801.67	411.93	330,231.92
11.06	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SARDINELES	m2	10,437.98	36.13	377,124.22
11.07	ACERO GRADO 60 Fy=4200 Kg/cm2	kg	36,561.95	5.38	196,703.29
11.08	JUNTA DE DILATACIÓN CON WATER STOP ANCHO =4" PROVISIÓN Y COLOCACIÓN	m	666.80	21.66	14,442.89
16	PARADEROS				120,850.29
16.01	CORTE LINEAL DE CONCRETO	m	300.00	39.61	11,883.00
16.02	DEMOLICIÓN DE VEREDAS DE 0.10 M. C/EQUIPO LIVIANO	m2	380.27	13.68	5,202.09
16.03	CORTE DE TERRENO MANUAL	m3	224.70	43.21	9,709.29
16.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	292.11	27.01	7,889.89
16.05	COMPACTACIÓN Y CONFORMACIÓN C/EQUIPO LIVIANO EN SUB RASANTE PARA REPOSICIÓN DE PAVIMENTO	m2	449.42	7.15	3,213.35
16.06	MEJORAMIENTO DE SUB RASANTE C/MATERIAL DE PRÉSTAMO (ARCILLA - LIMOS ESTABILIZADA CON CEMENTO) DE CBR>10% C/ EQUIPO PESADO Zona Selva Baja	m3	134.82	76.29	10,285.42
16.07	COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL NO TEJIDO ANTICONTAMINANTE	m2	449.42	4.01	1,802.17
16.08	REPOSICIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO F'c= 245 KG/CM2 E=0.20m I/BASE GRANULAR E=0.20m.	m2	449.42	108.37	48,703.65
16.09	FIBRAS DE POLIPROPILENO	kg	53.93	22.08	1,190.77
16.10	ACERO GRADO 36 Fy=2520 Kg/cm2 LISO Ø 1" @ 0.30m, C/TUB + PINT., BASTONES EN JUNTAS	kg	260.88	8.74	2,280.09
16.11	ACERO GRADO 60 Fy=4200 Kg/cm2 CORRUGADO EN PAVIMENTOS DE CONCRETO	kg	2,085.29	4.36	9,091.86
16.12	CURADO DE LOSAS DE CONCRETO C/ADITIVO	m2	449.40	4.68	2,103.19
16.13	JUNTA TIPO 2 DE CONTRACCIÓN E=6 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	90.00	9.93	893.70
16.14	JUNTA TIPO 3 DE DILATACIÓN E=15 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	42.75	16.50	705.38
16.15	JUNTA TIPO 4 DE EXPANSIÓN E=15 MM. H=50 MM. (SELLO DE POLIURETANO+TECKNOPORT)	m	357.36	16.50	5,896.44
Costo Directo					23,593,015.94
Gastos Generales 10%CD					2,359,301.59
Utilidad 10% CD					2,359,301.59

TOTAL PRESUPUESTO					28,311,619.13

SON : VEINTIOCHO MILLONES TRESCIENTOS ONCE MIL SEISCIENTOS DIECINUEVE Y 13/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración Propia

10. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS, OBSERVACIONES

La vía en estudio está ubicada en la zona Urbana de la ciudad de Pucallpa Distrito de Callería y Yarinacocha en la provincia de Coronel Portillo, Región Ucayali, (Perú) es una Vía Troncal comprendida dentro del tramo del Ovalo de la avenida Sáenz Peña hasta la altura del Cementerio General, tramo que sirve para comunicar a los Distritos de Callería y Yarinacocha.

El objetivo general de la investigación aplicada que se planteó considero:

Evaluar el mejoramiento la transitabilidad vial y peatonal en la vía ruta desde la Av. Sáenz Peña hasta la Av. Aeropuerto, Distrito de Callería y Yarinacocha, Provincia Coronel Portillo – Ucayali.

Además, considero, determinar de qué manera influye el mejoramiento de esta vía en el desarrollo socio económico de los distritos Callería y Yarinacocha, así como determinar los efectos negativos que traerá consigo la construcción de esta vía urbana en los distritos de Callería y Yarinacocha.

Las vías Auxiliares de la Av. Centenario se encuentran en mal estado cuya plataforma se encuentra a nivel de afirmado en ciertos puntos con espesores variables de 10 a 15 cm y otros tramos solo en terreno natural.

Debido al constante tráfico y mantenimiento que ha tenido dicho tramo la superficie de rodadura se viene deteriorando encontrando espesores de afirmado de 0.20 cm. Con un ancho variable de 12.00 m, presenta tramos rectos, curvas y contra curvas en el trayecto, pendientes variables de suaves a moderadas, radios de giro estrechas en algunos tramos de la vía, no se cuenta con señalización informativa para localizar calles, Jirones y Avenidas Transversales.

La investigación desarrollada dentro de la tecnología de la Mecánica de Suelos hace ver las grandes diferencias que produce la inclusión de finos arcillosos en una matriz de gravas utilizadas en bases y sub-bases de pavimentos asfálticos, según sea la actividad y la naturaleza de las arcillas incorporadas, pero, a la vez, muestra también que contenidos de finos por debajo del 10% del total, no tienen una influencia determinante en la resistencia y en la deformabilidad del conjunto, que mantendrá un comportamiento que básicamente puede considerarse como el de un suelo grueso.

Por razones económicas, no es posible eliminar completamente la presencia de suelos finos de la sección estructural de una carretera, pero debe tenerse muy en cuenta que las investigaciones de la Mecánica de Suelos indican que contenidos relativamente muy pequeños de arcilla, formando parte de una matriz de suelo grueso, bastan para dar a esa matriz un comportamiento indeseable, haciéndola compresible y expansiva. El límite en el contenido de finos depende de la actividad de la arcilla.

La información básica para la elaboración del estudio procede de dos fuentes diferentes: referenciales y directas.

Fuentes referenciales. -

Existentes a nivel oficial, son las referidas respecto a la información del IMD y Factores de Corrección, existentes en los documentos oficiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Unidades de peaje más cercano al área de estudio).

Fuentes Directas. -

Recopilación de la información en campo a través de conteos vehiculares. Estas labores exigieron una etapa previa de trabajo en gabinete, además del reconocimiento de la vía, para identificar la estación de control vehicular y finalmente realizar el aforo vehicular programado.

Respecto al levantamiento Topográfico fue el conjunto de actividades que se realizaron en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permitió determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando

así se requiera; en resumen como, “el proceso de medir, calcular y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una extensión de tierra”.

En los últimos años, la aparición de los levantamientos por satélite que pueden ser operados de día o de noche (Paul R. Wolf, 1997), incluso con lluvia y que no requiere de líneas de visual libres entre estaciones, ha representado un gran avance respecto a los procedimientos de levantamientos convencionales, que se basan en la medición de ángulos y distancias para la determinación de posiciones de puntos.

La Cartografía utilizada fueron Mapa Físico - Político del Departamento de Ucayali, Carta del IGN a escala 1/100 000, hoja 17-N y la Geología del Cuadrángulo de Pucallpa hoja 17-n, (INGEMMET, 1996).

La capacidad de carga de los suelos que soportarán las cargas externas que transmitan las estructuras propuestas se ha determinado en base a la fórmula de (Karl Terzaghi, 1973).

La capacidad última y la capacidad admisible de carga están dadas por las siguientes expresiones:

El asentamiento a ocurrir en suelos cohesivos o de granulometría fina es de consolidación y ocurre en un apreciable periodo tiempo (años) luego de haberse cargado el suelo. Esta deformación se pronosticará aplicando la teoría de la consolidación unidimensional (Karl Terzaghi, 1973).

En todo el trayecto de la vía las cunetas se encuentran en estado regular a malo, necesitándose limpieza y mantenimiento de las mismas.

Con el mantenimiento de esta vía importante los beneficiados directos son los transportistas y los pobladores aledaños a esta vía, pues se reducen los tiempos de viaje, los vehículos no sufrirán daños por el buen estado de la vía, así mismo el confort estará garantizado para los residentes de las poblaciones aledañas.

La vía es transitada por vehículos de transporte público de pasajeros, transporte de carga pesada así como vehículos de transporte privado.

El estudio de canteras permitió ubicar, identificar y clasificar el material de préstamo a utilizarse en la conformación de la estructura del pavimento y las obras

de concreto. La finalidad de definir los bancos de material de préstamo es detectar los volúmenes alcanzables y explotables, que satisfagan la demanda del Proyecto y que cumplan con las especificaciones técnicas requeridas.

Las canteras se encuentran en buenas condiciones, son de explotación permanente, su transporte y comercialización la realizan un número importante de empresas locales.

Referente al coeficiente de Escorrentía, se tuvo en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- Para veredas, techos y azoteas 0.50-0.954, en este caso se ha considerado 0.95.
- Para pavimento de concreto: 0.85-0.955, en este caso se ha considerado: 0.95.

En todo el trayecto de la vía las cunetas se encuentran en estado regular a malo, necesitándose limpieza y mantenimiento de las mismas.

De acuerdo a los requerimientos del estudio y en función al seccionamiento efectuado de considerar en dos tramos de estudios, se realizaron los conteos volumétricos de tráfico que corresponden a la información que permite establecer el IMD anual del tráfico.

Los conteos o censos volumétricos de tráfico, se efectuaron durante 12 horas desde las 7am. Hasta las 19 horas de cada día, registrándose todo vehículo que cruzan la estación, por sentido y en forma discriminada por tipo de vehículo. Los conteos se efectuaron en forma continua entre el día Lunes 12 de Mayo del 2014 al Domingo 18 de mayo del 2014.

A partir de los volúmenes diarios semanales por tipo de vehículo y aplicando concepto recomendado, se procedió a obtener el Índice medio diario anual el cual se muestra a continuación, es preciso mencionar que los valores que se muestran consideran el tránsito contabilizado en ambos sentidos y en cada sentido se tiene un carril. Es del tesista aplicar los factores de distribución para cada sentido y el número de carriles en cada sentido de acuerdo a su diseño.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1 CONCLUSIONES

1. Respecto al mejoramiento de la transitabilidad vial en la ruta desde la avenida Sáenz Peña, hasta la avenida aeropuerto se obtuvo:
 - El Índice Medio Diario Anual es 30,277 Veh/día
 - Se observó que los vehículos de mayor incidencia son los de categoría “L” moto lineal y motocarros que representan el 97.51%
 - Pero también se observó la presencia de vehículos pesados de categoría “N” de intensidad media a alta de 327 Veh/día, el cual representa el Trafico promedio Diario de camiones (ADTT = 327 camiones).
 - Valor necesario para el cálculo del EALF y el FACTOR CAMIÓN de cada vehículo.
2. Diseñando por el Método de la AASHTO considerando la fatiga del pavimento, se obtuvo un espesor de losa de 8” para un concreto de $f'c=245$ Kg/cm² sobre una sub rasante de CBR = 10.00%
 - Factor de Seguridad Global Cargas de Flexión = 1.09 > 1 OK.
 - Factor de Seguridad Mínimo al Punzonamiento = 1.17 > 1 OK.
3. Por lo tanto el pavimento de concreto armado propuesto es a base de concreto, de E=8”=20cm. cuyo comportamiento supera al de una armadura colocada por temperatura
4. Dado el tráfico medio se proyecta un pavimento de concreto fibroreforzado por temperatura con juntas de contracción sin dowels, donde la transferencia de cargas será obtenido mediante la trabazón entre junta y junta, solo se usará dowels en las juntas de dilatación.

11.2 RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que para el diseño estructural considerar el promedio de ambos conteos (vehículos pesados y vehículos menores), este último es considerado por cuanto su volumen es considerable.
2. Se recomienda el empleo de la cantera denominada “Río Pachitea” por dos razones: contenido de gravas y limpieza de la fracción fina. En primer lugar, el contenido de gravas, alrededor de 49.4%, constituye un valor adecuado para obtener mezclas trabajables. En segundo lugar, el contenido de finos de 2.5%, menor al 3% recomendado por la norma ASTM C 33, presenta a un material limpio y carente de impurezas como terrones de limos o arcillas. Además, un material limpio permite reducir el contenido volumétrico de agua y preservar la relación agua cemento de diseño.
3. Recomendaciones del presente informe son válidos en exclusivo para el proyecto: “MEJORAMIENTO DE LAS VÍAS ALTERNAS DESDE LA AV. SÁENZ PEÑA HASTA LA AV. AEROPUERTO DISTRITO DE CALLERÍA Y YARINACocha – PROVINCIA DE CORONEL PORTILLO – REGIÓN DE UCAYALI”. Estas no podrán ser aplicadas indiscriminadamente por otros proyectos u obras, por más cercanas que estuvieran al área, ya que podrían cometerse graves errores que pondrían en peligro esas construcciones.
4. Que las autoridades competentes deben capacitar a los conductores de los vehículos de dos, tres y cuatro ruedas para respetar las señalizaciones y los semáforos.

12. BIBLIOGRAFÍA

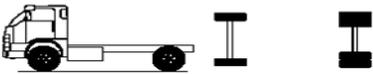
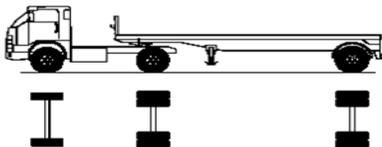
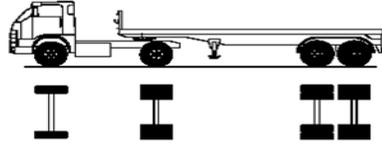
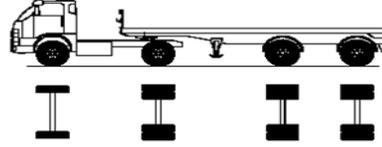
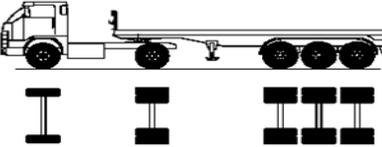
- CRESPO VILLALAZ, C. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**, México 1998, Editorial Limusa.
- MARTÍNEZ VARGAS, A. J. **Geotecnia para Ingenieros**, Volumen I - Principios Básicos, Lima 1990, Lluvia Editores.
- MARTÍNEZ VARGAS, A. J. **Geotecnia para Ingenieros**, Volumen II - Mecánica de Suelos, Lima 1991, Editorial.
- RICO, A. Y DEL CASTILLO, H. **La Ingeniería de Suelos en las Vías terrestres – Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas**, Volumen 1 y Volumen 2, México 1998, Editorial Limusa.
- SUÁREZ DÍAZ, J. **Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales**, Bucaramanga 1998. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y deslizamientos.
- TORRES VILA, J. **Diseño de Pavimentos para Carreteras y Aeropuertos**, Tomo II. La Habana 1985, Ministerio de Educación Superior.

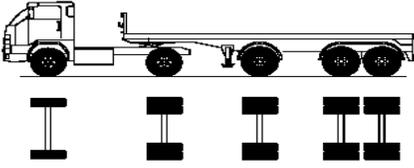
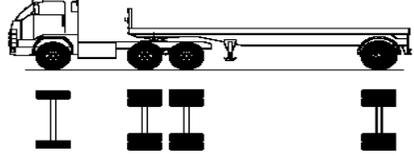
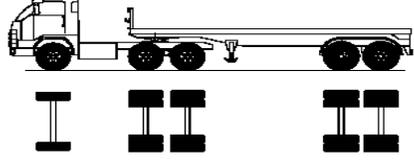
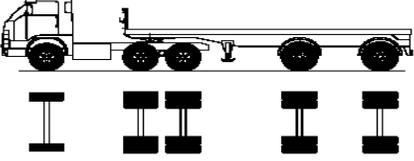
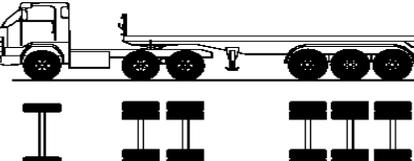
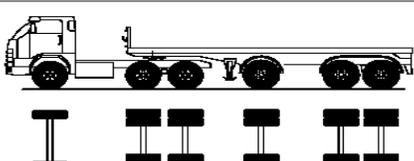
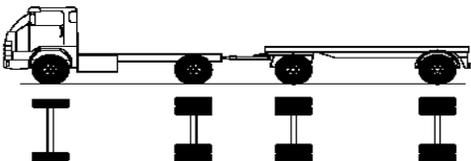
14. REFERENCIAS

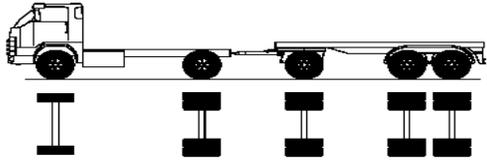
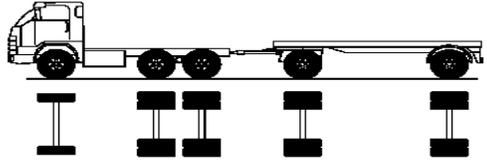
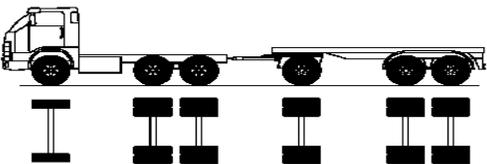
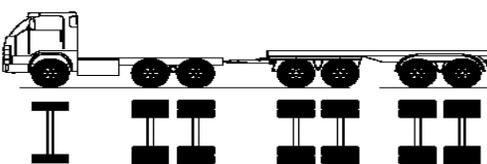
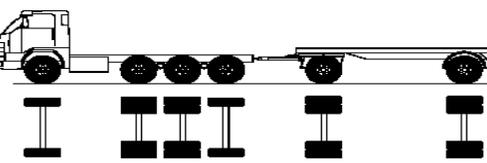
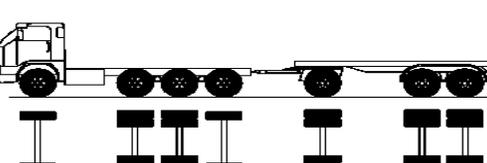
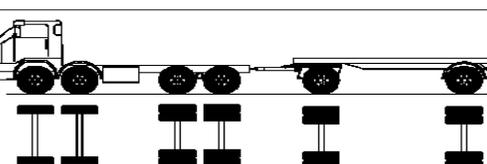
- AASHTO. (1986). Guía AASHTO para el Proyecto de Estructuras de Pavimentos.
- Gonzales, L. (2004). Ingeniería Geológica. Madrid.
- Huang, Y. (2004). Pavement Analysis and desing. Estados Unidos: Pearson Prentice Hall.
- INGEMMET. (1996). Geología del Cudrángulo de Pucallpa. Carta Geológica Nacional.
- J. Brinch, H. (1961). Una Fórmula General para capacidad de Carga . copenhagen.
- Karl Terzaghi, R. B. (1973). Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica (2 ed.). El Ateneo S.A.
- Köppen, W. (1948). Climatología. Con un Estudio de los Climas de la Tierra. México.
- Paul R. Wolf, R. C. (1997). Topografía (9 ed.). México: Alfaomega.
- Rico, A. y. (1984). Ingeniería de las Vías Terrestres. México.
- RNE. (s.f.). E.030 - Diseño Sismico Resistente.

ANEXO

CUADRO 46: PESOS Y MEDIDAS MÁXIMAS PERMITIDAS

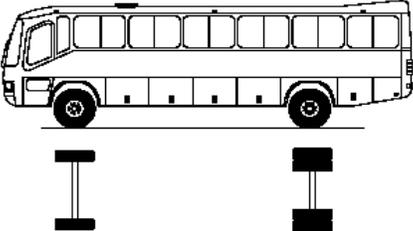
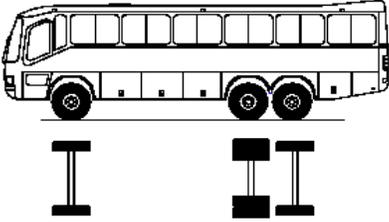
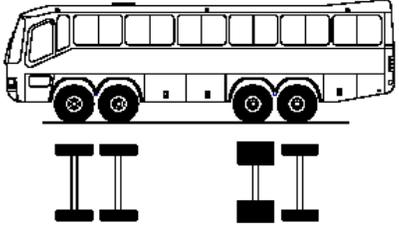
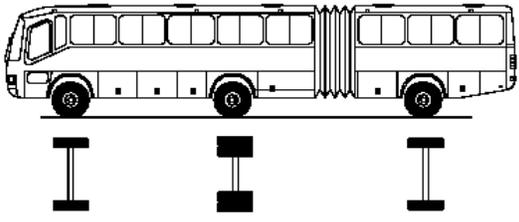
TABLA DE PESOS Y MEDIDAS									
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)		
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores					
				1°	2°	3°		4°	
C2		12,30	7	11	—	—	—	18	
C3		13,20	7	18	—	—	—	25	
C4		13,20	7	23 ⁽¹⁾	—	—	—	30	
8x4		13,20	7+7 ⁽²⁾	18	—	—	—	32	
T2S1		20,50	7	11	11	—	—	29	
T2S2		20,50	7	11	18	—	—	36	
T2Se2		20,50	7	11	11	11	—	40	
T2S3		20,50	7	11	25	—	—	43	

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)	
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°		4°
T2Se3		20,50	7	11	11 ⁽⁴⁾	18	—	47
T3S1		20,50	7	18	11	—	—	36
T3S2		20,50	7	18	18	—	—	43
T3Se2		20,50	7	18	11	11	—	47
T3S3		20,50	7	18	25	—	—	48 ⁽²⁾
T3Se3		20,50	7	18	11 ⁽⁴⁾	18	—	48 ⁽²⁾
C2R2		23,00	7	11	11	11	—	40

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
C2R3		23,00	7	11	11	18	—	47
C3R2		23,00	7	18	11	11	—	47
C3R3		23,00	7	18	11	18	—	48 ⁽²⁾
C3R4		23,00	7	18	18	18	—	48 ⁽²⁾
C4R2		23,00	7	23 ⁽¹⁾	11	11	—	48 ⁽²⁾
C4R3		23,00	7	23 ⁽¹⁾	11	18	—	48 ⁽²⁾
8x4R2		23,00	7+7 ⁽⁶⁾	18	11	11	—	48 ⁽²⁾

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
8x4R3		23,00	7+7 ⁽⁶⁾	18	11	18	—	48 ⁽²⁾
8x4R4		23,00	7+7 ⁽⁶⁾	18	18	18	—	48 ⁽²⁾
C2RB1		20,50	7	11	11	—	—	29
C2RB2		20,50	7	11	18	—	—	36
C3RB1		20,50	7	18	11	—	—	36
C3RB2		20,50	7	18	18	—	—	43
C4RB1		20,50	7	23 ⁽¹⁾	11	—	—	41

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
C4RB2		20,50	7	23 ⁽¹⁾	18	—	—	48
8x4 RB1		20,50	7+7 ⁽⁶⁾	18	11	—	—	43
8x4 RB2		20,50	7+7 ⁽⁶⁾	18	18	—	—	48 ⁽²⁾
T3S2 S2		23,00	7	18	18	18	—	48 ⁽²⁾
T3Se2 Se2		23,00	7	18	11 + 11 ⁽³⁾	11 + 11 ⁽³⁾	—	48 ⁽²⁾
T3S2 S1S2		23,00	7	18	18	11	18	48 ⁽²⁾
T3Se2 S1Se2		23,00	7	18	11 + 11 ⁽³⁾	11	11 + 11 ⁽³⁾	48 ⁽²⁾

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
B2		13,20	7	11	—	—	—	18
B3-1		14,00	7	16	—	—	—	23
B4-1		15,00	7+7 ⁽⁹⁾	16	—	—	—	30
BA-1		18,30	7	11	7	—	—	25

Fuente: Reglamento Nacional De Vehículos

CUADRO 47: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, LÍMITES DE PLASTICIDAD CLASIFICACION DE CANTERAS																		
UBICACIÓN		TIPO DE MATERIAL	REGISTRO N°	CONTENIDO			LÍMITES DE PLASTICIDAD, %			CLASIFICACION		P.U. SUELTO Kg/m ³	P.U. VARILLADO Kg/m ³	ANÁLISIS QUÍMICO				
				GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	LL	LP	IP	SUCS	AASHTO			CLOR. ppm	SULF. ppm	S.S.T. ppm		
Localidad	Cantera			(%)	(%)	(%)												
CURIMANÁ	CAMBIO 90	HORMIGO	1255	72.8	25.6	1.6	N.P.	N.P.	N.P.	GW	A - 1 - a (0)	---	---	---	---	---	---	
CURIMANÁ	MALVINAS	HORMIGO	1258	50.6	44.3	5.1	N.P.	N.P.	N.P.	GP - GM	A - 1 - a (0)	---	---	---	---	---	---	
PACHITEA	RÍO PACHITEA	HORMIGO	1261	49.6	49.2	1.2	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A - 1 - a (0)	1,966.6	2,012.6	6.98	20	5	60	
PUCALLPA	KM. 17	LIGANTE	1264	0.0	63.2	36.8	25.9	24.0	1.8	SM	A - 4 (0)	---	---	---	---	---	---	
CAMPO VERDE	KM. 36	LIGANTE	1265	0.0	47.7	52.3	22.7	22.4	0.4	ML	A - 4 (0)	---	---	---	---	---	---	
<i>Donde</i>																		
LL	-	Límite líquido																
LP	-	Límite plástico																
IP	-	Índice plástico																
N.P.	-	No plástico																
P.U.	-	Peso unitario																
CLOR.	-	Contenido de cloruros.																
SULF.	-	Contenido de sulfatos.																
S.S.T.	-	Salas Solubles Totales																
SUCS	-	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D - 2487)																
AASHTO	-	American Society for Testing and Materials (ASTM D - 3282)																

Fuente: Elaboración Propia

CUADRO 48: PROCTOR MODIFICADO Y CBR

PROCTOR MODIFICADO Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE (C.B.R)														
DISEÑO DE BASE GRANULAR Y RELLENOS NO GRANULARES														
FUENTE	REGISTRO N°	CLASIFICACION		CONTENIDO			LIMITES DE PLASTICIDAD		MDS (gr/cm ³)	Wopt (%)	CBR (0.1"), %		CBR (0.2"), %	EXPANSIÓN %
		SUCS	AASHTO	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	LL, (%)	IP, (%)			100% MDS	95% MDS		
CURIMANÁ (80%) + LIGANTE KM. 17 (20%)	1266	GP - GM	A - 1 - a (0)	58.3	33.0	8.7	N.P.	N.P.	2.109	5.82	49.8	19.5	69.2	0.0
LIGANTE KM. 17	1264	SM	A - 4 (0)	0	63.2	36.8	25.90	1.80	1.953	11.93	15.9	12.0	14.2	0.4
Donde:														
LL		-	Límite líquido											
IP		-	Índice plástico											
MDS		-	Máxima densidad seca o peso volumétrico seco máximo del suelo obtenido en laboratorio											
Wopt		-	Contenido óptimo de agua del suelo obtenido en laboratorio											
CBR		-	Valor Relativo de Soporte del suelo obtenido en laboratorio											
SUCS		-	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D - 2487)											
AASHTO		-	American Society for Testing and Materials (ASTM D - 3282)											

Fuente: Elaboración Propia

PLANOS

ARQUITECTURA – PLANTA

ESTRUCTURA 01

ESTRUCTURA 02