

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA  
VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA  
CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO”**

**TESIS**

PRESENTADO POR:

**Bach. VALERIO NEYRA QUISCA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PUNO - PERÚ**

**2016**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**TESIS**

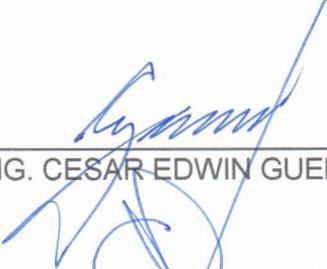
**“MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO”**

EL BACHILLER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CIVIL **VALERIO NEYRA QUISCA**, A LA DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO CIVIL**

APROBADO POR:

PRESIDENTE :

  
 \_\_\_\_\_  
 ING. CESAR EDWIN GUERRA RAMOS

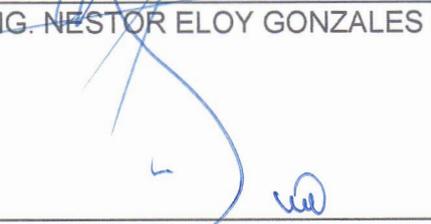
PRIMER MIEMBRO :

  
 \_\_\_\_\_  
 ING. JOSÉ LUIS CUTIPA ARAPA

SEGUNDO MIEMBRO :

  
 \_\_\_\_\_  
 ING. NESTOR ELOY GONZALES SUCASAIRE

DIRECTOR DE TESIS :

  
 \_\_\_\_\_  
 ING. NESTOR LEODAN SUCA SUCA

ASESOR DE TESIS :

  
 \_\_\_\_\_  
 ING. MIGUEL ANGEL TUPAYACHI PINEDO

Área: Transportes  
 Tema: Diseño de Pavimentos  
 Línea de investigación: Obras viales y drenaje

## **DEDICATORIA**

A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día mas.

A mis queridos padres Matías y María por su constante apoyo económico y moral y por ser fuente de inspiración constante para salir adelante y no desmayar nunca.

A mis queridos hermanos Elizabeth, Silvia, Julia, Eva, Julián y Walter, por su apoyo y comprensión.

A mi esposa Betsy, por su continuo apoyo a Lia Milagros mi vida, una bendición de Dios y mi motivación mas grande para concluir este proyecto de tesis.

A mis compañeros de aula y amigos con quienes compartimos gratos momentos durante nuestra vida universitaria y que ahora guardamos una amistad perdurable.

**VALERIO NEYRA QUISCA**

### **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Nacional del Altiplano - Puno por haberme cobijado durante mi permanencia como estudiante.

A la Facultad de Ing. Civil y Arquitectura en especial a la Escuela Profesional de Ing. Civil, a los docentes por su interés y preocupación en contribuir con sus enseñanzas el logro de nuestros objetivos, para que de esa forma seamos profesionales capaces de contribuir en el desarrollo de nuestra región y nuestro querido Perú.

A mis compañeros de aula y amigos por brindarme su valioso apoyo, amistad que perdurara por siempre, quienes han sabido despertar en mi un sentimiento único hacia ellos.

Gracias a todas las personas que ayudaron directa e indirectamente en la realización de este proyecto.

**VALERIO NEYRA QUISCA**

**INDICE**

<b>RESUMEN .....</b>	<b>18</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>19</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>20</b>
<b>CAPITULO I .....</b>	<b>21</b>
<b>ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>21</b>
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	21
1.1.1. Problema general .....	22
1.1.2. Problemas específicos .....	22
1.2. ANTECEDENTES .....	23
1.3. JUSTIFICACIÓN .....	24
1.4. OBJETIVOS .....	25
1.4.1. Objetivo general.....	25
1.4.2. Objetivos específicos .....	25
<b>CAPITULO II.....</b>	<b>27</b>
<b>ESTUDIOS PRELIMINARES .....</b>	<b>27</b>
2.1. DESCRIPCION DE LA ZONA DEL PROYECTO.....	27
2.2. DELIMITACIÓN .....	29
2.3. ASPECTOS FISICOS DE LA ZONA.....	31
2.3.1. Climatología.....	31
2.3.2. Geología.....	31
2.3.3. Topografía.....	32
2.3.4. Pluviografía.....	32
2.3.5. Hidrografía.....	33
2.4. ESTUDIOS SOCIO-ECONOMICOS .....	33
2.4.1. Sociedad.....	33
2.4.2. Población de la Provincia de el Collao .....	33
2.4.3. Población del distrito de Ilave .....	33
2.4.4. Población de la zona de intervención del Proyecto.....	34
2.4.5. Educación.....	34
2.4.6. Transporte y Vías de Comunicación.....	35

2.4.7. Características económicas .....	35
2.5. ANALISIS Y EVALUACIÓN DE LOS SERVICIOS BÁSICOS.....	35
<b><i>CAPITULO III.....</i></b>	<b>36</b>
<b><i>MARCO TEORICO .....</i></b>	<b>36</b>
3.1. BASE TEÓRICA:.....	36
3.1.1. Pavimentos.....	36
3.1.2. TIPOS DE PAVIMENTO .....	37
3.1.3. PARTES DEL PAVIMENTO .....	39
3.1.4. Concreto:.....	40
3.1.5. Tipos de Pavimento Rígido.....	40
3.1.6. Ventajas y desventajas del tipo de Pavimento .....	42
3.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO .....	43
3.2.1 ASPECTOS GENERALES .....	43
3.2.2 PLANEAMIENTO .....	43
3.2.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO .....	44
3.2.3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON ESTACIÓN TOTAL	44
3.2.3.2. TRABAJOS A REALIZAR .....	44
3.2.3.3. EQUIPOS NECESARIOS .....	44
3.2.3.4. RECONOCIMIENTO DE TERRENO .....	45
3.2.3.5. RED DE APOYO.....	45
3.2.3.6. COMPENSACIÓN DE ERRORES DE CIERRE .....	46
3.2.3.7. CLASIFICACIÓN DE UNA POLIGONAL POR SU ERROR RELATIVO .....	47
3.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	48
3.3.1. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DE SUELOS .....	48
3.3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO .....	50
3.3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO .....	51
3.3.3.1. Cuarteo de Muestras en Laboratorio .....	51
3.3.3.2. Contenido de Humedad .....	53
3.3.3.3. Análisis Granulométrico por Tamizado .....	54
3.3.3.4. Límites de Atterberg ó de Consistencia Generalidades .....	56

3.3.3.5. Limite Líquido .....	57
3.3.3.6. Limite Plástico .....	59
3.3.3.7. Índice de Plasticidad (IP) .....	61
3.3.3.8. Clasificación de Suelos .....	61
3.3.3.9. Proctor Modificado .....	69
3.3.3.10. Valor Relativo de Soporte (CBR) .....	73
3.3.4. TERRENO DE FUNDACION .....	77
3.3.4.1. Muestreo y Exploración de Suelos en el Terreno de Fundación .....	77
3.3.4.2. Reconocimiento de Campo .....	77
3.3.4.3. Sondaje y Muestreo .....	77
3.3.4.4. Descripción Manual Visual de Suelos .....	78
3.3.4.5. Ensayos de Comportamiento: .....	79
3.3.5. ESTUDIO Y CRITERIOS EN LA SELECCIÓN DE CANTERAS ....	80
3.4. ESTUDIO HIDROLOGICO .....	83
3.4.1. INFORMACION METEOROLOGICA.....	83
3.4.1.1. Micro Cuenca .....	83
3.4.1.2. Precipitación.....	83
3.4.1.3. Intensidad .....	84
3.4.1.4. Duración.....	84
3.4.1.5. Frecuencia .....	84
3.4.1.6. Periodo de retorno .....	85
3.4.1.7. Probabilidad .....	85
3.4.2. ANALISIS DE FRECUENCIAS.....	85
3.4.3. Calculo del Tiempo de Concentración.....	86
3.4.4. Calculo de Intensidad de Lluvia .....	86
3.4.5. Modelo General de Frederich Bell.....	87
3.4.6. Metodología para el Cálculo de Intensidad de Lluvia .....	88
3.4.7. Método Racional.....	89
3.5. ESTUDIO DE TRANSITO .....	92
3.5.1. Tipos de eje .....	92
3.5.2. Volumen de tránsito .....	92
3.5.3. Volúmenes de Tránsito Absolutos.....	93

3.5.4.	Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios .....	93
3.5.5.	Determinación del TPDA .....	93
3.5.6.	Índice Medio Diario (IMD) .....	94
3.5.7.	Periodo de Diseño .....	94
3.5.8.	Carril de Diseño .....	95
3.5.9.	Distribución y Composición del Volumen de Tránsito .....	95
3.5.10.	Variación Diaria del Volumen de Tránsito .....	95
3.5.11.	Variación Mensual del Volumen de Tránsito .....	95
3.5.12.	Pronostico del Volumen de Tránsito a Futuro .....	96
3.5.13.	Tránsito Actual (TA).....	96
3.5.14.	Incremento de Tránsito .....	96
3.5.15.	Tránsito a futuro.....	97
3.5.16.	ESTUDIO DE TRÁNSITO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO ..	98
3.5.17.	Cálculo del ESAL .....	101
3.5.18.	Factor de Equivalencia de Carga .....	102
3.5.19.	Calculo del Factor Camión .....	103
3.6.	DISEÑO GEOMETRICO .....	105
3.6.1.	PARAMETROS DE DISEÑO VINCULADOS EN LA CLASIFICACION DE VIAS URBANAS .....	105
3.6.2.	CRITERIOS BÁSICOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO .....	107
3.6.3.	DISEÑO EN PLANTA.....	108
3.6.4.	DISEÑO EN ELEVACION.....	112
3.7.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIA .....	114
3.7.1.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO RIGIDO .....	114
3.7.2.	SECCION TIPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO .....	115
3.7.3.	CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO RIGIDO .....	115
3.7.4.	MÉTODO DE DISEÑO AASHTO 93 .....	118
3.7.5.1.	Conclusiones de la prueba AASHTO .....	119
3.7.5.2.	Evolución del diseño AASHTO.....	120
3.7.5.3.	Aplicación del Procedimiento de Diseño del Método ASSHTO 93120	

3.7.5.4. Formulación de diseño .....	120
3.7.5.    Parámetros de Diseño. ....	121
3.7.6.1. Variables de diseño .....	121
3.7.6.2. Espesor (D).....	122
3.7.6.3. Serviciabilidad (PSI) .....	122
3.7.6.4. Tráfico (W18).....	122
3.7.6.5. Coeficiente de transferencia de carga (J) .....	123
3.7.6.6. Módulo de ruptura del Concreto ( $S'c$ ) .....	124
3.7.6.7. Módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ ).....	125
3.7.6.8. Coeficiente de reacción de la Sub Rasante (K) .....	126
3.7.6.9. Coeficiente de drenaje (Cd).....	126
3.7.6.10. Desviación estándar normal ( $Z_r$ ).....	127
3.7.6.11. Error estándar combinado ( $S_o$ ) .....	129
3.7.6.    MÉTODO DE DISEÑO DE LA PCA (ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND) .....	129
3.7.7.1. Aplicaciones de Diseño.....	130
3.7.7.2. Condiciones de Diseño.....	130
3.7.7.3. Factores de Diseño .....	131
3.7.7.4. Esfuerzo Equivalente (carga equivalente) y Factor de Erosión: ....	137
3.7.7.5. Análisis de Erosión y Fatiga del Pavimento Rígido.....	144
3.7.7.    DISEÑO DE JUNTAS EN PAVIMENTO RIGIDOS.....	149
3.7.8.    TIPOS DE JUNTAS. ....	150
3.7.9.    DISEÑO DEL MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE CARGA....	154
3.7.10.    DISEÑO DE VEREDAS .....	156
3.8. DISEÑO DE MEZCLAS.....	158
3.8.1.    Definición .....	159
3.8.2.    Cementos .....	159
3.8.2.1. Materias primas del Cemento Portland .....	160
3.8.3.    Tipos de Cementos.....	161
3.8.4.    Usos y Aplicaciones de los Cementos Portland.....	162
3.8.5.    Agua para Concreto .....	163
3.8.6.    Agregados para el Concreto.....	165

3.8.7.	Clasificación .....	165
3.8.8.	Propiedades del Agregado .....	166
3.8.9.	Normas y requisitos de los agregados para el concreto .....	168
3.8.10.	Consideraciones para el Diseño de Mezclas .....	170
3.8.11.	Parámetros básicos en el comportamiento del Concreto.....	171
3.8.12.	Materiales que intervienen en una Mezcla de Concreto .....	172
3.8.13.	Pasos básicos para diseñar una mezcla de Concreto.....	174
3.8.13.1.	Determinación de la resistencia requerida .....	174
3.8.13.2.	Selección del tamaño máximo nominal del agregado grueso (TMN).....	175
3.8.13.3.	Selección del asentamiento .....	176
3.8.13.4.	Determinación del contenido de Aire .....	176
3.8.13.5.	Determinación de volumen del Agua.....	177
3.8.13.6.	Determinación de la relación agua/cemento (a/c).....	178
3.8.13.7.	Calculo del contenido de Cemento .....	179
3.8.13.8.	Estimación del contenido de agregado grueso .....	179
3.8.13.9.	Estimación del contenido de agregado fino .....	180
3.8.13.10.	Método de los pesos: .....	180
3.8.13.11.	Método de los volúmenes absolutos:.....	181
3.8.13.12.	Corrección por humedad de los agregados.....	181
3.8.13.13.	Cálculo del agua efectiva .....	182
3.8.13.14.	Diseño Final .....	182
3.8.14.	Secuencia del método de diseño de mezclas del Comité ACI 211 .....	183
3.9.	DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE.....	184
3.9.1.	Planificación .....	184
3.9.2.	Consideraciones Hidrológicas .....	185
3.9.3.	Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano.....	186
3.9.3.1.	Ecuación de Manning para la determinación de caudales en cunetas triangulares.....	187
3.9.4.	Otros Elementos .....	188
<b>CAPITULO IV.....</b>		<b>190</b>
<b>METODOLOGIA.....</b>		<b>190</b>

4.1. Tipo y método de la investigación.....	190
4.1.1. Métodos .....	190
4.1.2. Técnicas de estudio.....	191
4.1.3. Población y muestra.....	191
<b><i>CAPITULO V .....</i></b>	<b>192</b>
<b><i>INGENIERÍA DEL PROYECTO. ....</i></b>	<b>192</b>
5.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO .....	192
5.1.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON ESTACIÓN TOTAL. ....	192
5.1.2. PUNTOS TOPOGRÁFICOS.....	194
5.1.3. TRABAJO DE GABINETE .....	197
5.1.4. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.....	198
5.1.5. CONCLUSIONES .....	201
5.2. ESTUDIO DE SUELOS .....	201
5.2.1. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DE SUELOS .....	201
5.2.2. Ensayos Realizados en el Terreno de Fundación.....	203
5.2.3. Ensayos de Caracterización: .....	203
5.2.4. Resumen de Resultados de los Ensayos de Laboratorio del Terreno de Fundación.....	204
5.2.5. Determinación del CBR de Diseño (Sub Rasante). ....	204
5.2.6. Determinación de la Resistencia de la Sub Rasante o del Conjunto de Sub Rasante y Sub Base (Modulo K). ....	206
5.3. ESTUDIO Y CRITERIOS EN LA SELECCIÓN DE CANTERAS.....	208
5.3.1. Estudios Geotécnicos para la Exploración de Canteras.....	208
5.3.1.1. Localización de Canteras de Material .....	208
5.3.1.2. Trabajos de Campo .....	210
5.3.1.3. Ensayos de Laboratorio.....	212
5.3.1.4. Descripción de Canteras.....	213
5.3.1.5. Resultados de ensayos desarrollados para material de Sub Base... ..	215
5.4. ESTUDIO HIDROLÓGICO .....	216
5.4.1. Calculo del Periodo de Retorno .....	216
5.4.2. Periodo de Retorno .....	217

5.4.3.	Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano	217
5.4.4.	Probabilidad del Periodo de Retorno .....	217
5.4.5.	Calculo del Tiempo de Concentración.....	218
5.4.6.	Calculo de Intensidad de Lluvia .....	218
5.4.7.	Modelo General de Frederich Bell.....	218
5.4.8.	Proceso de Cálculo de Intensidad de Lluvia.....	221
5.4.9.	La desviación estándar se calcula mediante la ecuación 4.14. ....	222
5.4.10.	Aplicando la Ley de Gumbel tenemos:.....	222
5.4.11.	Curvas IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia).....	223
5.4.12.	DETERMINACION DE CAUDALES PARA LA VIA EN ESTUDIO	224
5.4.13.	Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano	224
5.4.14.	Áreas Tributarias para la Aplicación del Método Racional.....	226
5.5.	ESTUDIO DE TRÁNSITO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO .....	228
5.5.1.	Volumen de tránsito .....	228
5.5.2.	Elección del carril de diseño: .....	230
5.5.3.	Determinación del Transito Promedio Diario Semanal (TPDS) .....	230
5.5.4.	Determinación de la Tasa Anual de Crecimiento de tráfico .....	232
5.5.5.	Cálculo del ESAL .....	233
5.5.6.	Factor de Equivalencia de Carga .....	233
5.5.7.	Calculo del Factor Camión .....	235
5.5.8.	Cálculo del número de ejes equivalentes (ESAL) .....	237
5.6.	DISEÑO GEOMÉTRICO .....	238
5.6.1.	CRITERIOS BÁSICOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO .....	238
5.6.2.	DISEÑO EN ELEVACIÓN.....	240
5.6.3.	RESUMEN DE PARAMETROS ADOPTADOS .....	240
5.7.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIA .....	241
5.7.1.	ELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO .....	241
5.7.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO RIGIDO .....	241
5.7.3.	SECCION TIPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO .....	241
5.7.4.	MÉTODO DE DISEÑO AASHTO 93 .....	242
5.7.4.1.	Formulación de diseño .....	242

5.7.4.2. Determinación de Variables de Diseño.....	243
5.7.5. MÉTODO DE DISEÑO DE LA PCA (ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND) .....	250
5.7.5.1. Determinación de factores de diseño .....	250
5.7.5.2. Consideraciones para el Diseño por el Método PCA.....	254
5.7.5.3. Proceso de Cálculo.....	254
5.7.5.4. Resumen de Resultados Obtenidos.....	260
5.7.5.5. ELECCION FINAL DE ESPESOR DE PAVIMENTO RIGIDO .	262
5.8. DISEÑO DE JUNTAS Y REFUERZO DEL PAVIMENTO RÍGIDO.....	262
5.8.1. Determinación de Juntas en el pavimento. ....	262
5.8.2. Juntas Transversales y Longitudinales. ....	262
5.8.3. Cálculo de Separación Entre Juntas Transversales y Longitudinales.	262
5.8.4. Factores que contribuyen a la Transferencia de Carga.....	264
5.8.5. DISEÑO DE VEREDAS .....	265
5.9. DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE.....	265
5.9.1. Resumen de resultados del Estudio Hidrológico .....	265
5.9.2. Diseño de la Cuneta .....	268
5.9.3. Diseño de Badenes.....	269
5.10. DISEÑO DE SARDINELES .....	272
5.11. MEJORAMIENTO DE LA SUB RASANTE .....	275
<b><i>CAPITULO VI.....</i></b>	<b>276</b>
<b><i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</i></b>	<b>276</b>
<b><i>CONCLUSIONES.....</i></b>	<b>276</b>
<b><i>RECOMENDACIONES.....</i></b>	<b>278</b>
<b><i>GLOSARIO DE TERMINOS .....</i></b>	<b>279</b>
<b><i>BIBLIOGRAFIA .....</i></b>	<b>283</b>
<b><i>ANEXO A: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA) .....</i></b>	<b>285</b>
<b><i>ANEXO B: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....</i></b>	<b>286</b>
<b><i>ANEXO C: EXPEDIENTE TÉCNICO.....</i></b>	<b>287</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1: SE OBSERVA EL ESTADO ACTUAL DEL JR. HUÁNUCO .....	25
FIGURA 2.1: LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO.....	29
FIGURA 2.2: LOCALIZACIÓN Y DELIMITACION DE LA ZONA.....	30
FIGURA 2.3: ESTADO ACTUAL DEL JIRÓN SAN ANTONIO.....	30
FIGURA 2.4: ESTADO ACTUAL DEL JR. SAN ANTONIO .....	30
FIGURA 2.5: ESTADO ACTUAL DEL JR. AYACUCHO .....	31
FIGURA 2.6: ESTADO ACTUAL DEL JR. ACORA .....	31
FIGURA 3.1: ESQUEMA DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN UN PAVIMENTO RÍGIDO .....	38
FIGURA 3.2: SECCIÓN TÍPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS. ....	39
FIGURA 3.3 CUCHARA DE CASAGRANDE PARA DETERMINAR EL LÍMITE LÍQUIDO DEL SUELO. ....	58
FIGURA 3.4: C-5, JIRÓN ACORA.....	78
FIGURA 3.5: ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO .....	80
FIGURA 3.6: PESO MÁXIMO POR EJE Ó CONJUNTO DE EJES (VALORES DE $P_1$ ). ....	103
FIGURA 3.7: PARTE DE LA TABLA DE PESOS Y MEDIDAS MÁXIMAS PERMITIDAS .....	104
FIGURA 3.8: SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICO DEL PROYECTO. ....	111
FIGURA 3.9: SECCIÓN TÍPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RÍGIDO.....	115
FIGURA 3.10: PORCENTAJE DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO EN UNA CARRETERA DE VARIOS CARRILES .....	136
FIGURA 3.11: COMPONENTES ESTRUCTURALES DE PAVIMENTO RÍGIDO. ....	150
FIGURA 3.12: JUNTAS DE CONTRACCIÓN EN PAVIMENTOS RÍGIDOS. ....	151
FIGURA 3.13: JUNTA DE EXPANSIÓN (1 PULGADA = 25.4 MM) .....	152
FIGURA 3.14: JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN.....	153
FIGURA 3.15: DETALLE DE TIPOS DE JUNTAS .....	154
FIGURA 3.16: TRANSFERENCIA DE CARGAS. ....	154
FIGURA 3.17: TRANSMISIÓN DE CARGAS POR TRABAZÓN DE AGREGADOS.....	155
FIGURA 3.18: TRANSMISIÓN DE CARGAS POR PASADORES.....	155
FIGURA 3.19: SECCIÓN DE VEREDA DE DISEÑO.....	157
FIGURA 3.20: CUNETAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL TRIANGULAR.....	187
FIGURA 5.1: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO POR POLIGONACIÓN .....	194
FIGURA.5.2: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO JR. AREQUIPA .....	197
FIGURA 5.3: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	197
FIGURA 5.4: CALICATA 02, JR. AREQUIPA.....	203
FIGURA 5.5: ENSAYO DE GRANULOMETRÍA .....	204

FIGURA 5.6: CANTERA RIO ILAVE.....	209
FIGURA 5.7: UBICACIÓN DE LA CANTERA CIRCAPATJA (MATERIAL LIGANTE PARA SUB BASE) ...	210
FIGURA 5.8: CANTERA RIO ILAVE (MATERIAL HORMIGÓN PARA SUB BASE).....	211
FIGURA 5.9: CANTERA RIO ILAVE (MATERIAL HORMIGÓN PARA SUB BASE).....	211
FIGURA 5.10: CANTERA CIRCAPATJA (MATERIAL LIGANTE PARA SUB BASE).....	211
FIGURA 5.11: CANTERA CIRCAPATJA (MATERIAL LIGANTE PARA SUB BASE).....	212
FIGURA 5.12: CURVA (IDF) INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA .....	224
FIGURA 5.21: ÁREA TRIBUTARIA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.....	226
FIGURA 5.15: SECCIÓN TÍPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RÍGIDO .....	242
FIGURA 5.16: DETALLE DE DISEÑO DE JUNTAS – SEPARACIONES. ....	264
FIGURA 5.17: SECCIÓN DE VEREDA DE DISEÑO.....	265
FIGURA 5.18: ÁREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES. ....	266
FIGURA 5.19: SECCIÓN DE LA CUNETA PLANTEADA. ....	268
FIGURA 5.20: SECCIÓN FINAL DE CUNETA. ....	269
FIGURA 5.21: SECCIÓN DE BADÉN DE FLUJO DE AGUA PROPUESTO .....	270
FIGURA 5.22: SECCIÓN PRELIMINAR DE BADÉN .....	271
FIGURA 5.23: SECCIÓN FINAL DE DISEÑO DE BADÉN.....	271
FIGURA 5.24: CARGA DE DISEÑO, ACTUANTE EN EL SARDINEL.....	272
FIGURA 5.25: PESO MÁXIMO POR EJE (PT). ....	273

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

GRÁFICA 3. 1: ANÁLISIS POR EROSIÓN, REPETICIONES DE CARGAS PERMITIDAS BASADAS EN EL FACTOR DE EROSIÓN (CON BERMAS DE CONCRETO). .....	145
GRÁFICA 3. 2: ANÁLISIS POR EROSIÓN, REPETICIONES DE CARGAS PERMITIDAS BASADAS EN EL FACTOR DE EROSIÓN (SIN BERMAS DE CONCRETO). .....	146
GRÁFICA 3. 3: ANÁLISIS POR FATIGA, REPETICIONES DE CARGAS PERMITIDAS BASADAS EN EL FACTOR DE RELACIÓN DE ESFUERZOS (CON Y SIN BERMAS DE CONCRETO).....	148
GRAFICO 5.1: CALCULO DE CBR DE DISEÑO. ....	206
GRAFICO 5.2: DETERMINACIÓN APROXIMADA ENTRE LOS VALORES DE RESISTENCIA Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO. ....	207
GRÁFICA 5.3: CORRELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE ROTURA Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (F <sup>2</sup> C) A LOS 28 DÍAS. ....	250
GRÁFICA 5.6: RELACIÓN ENTRE ANÁLISIS POR FATIGA Y LOS ESPESORES ESTIMADOS. ....	261
GRÁFICA 5.7: RELACIÓN ENTRE ANÁLISIS POR EROSIÓN Y LOS ESPESORES ESTIMADOS. ....	261

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1: ALTITUDES Y EXTENSIONES DE LOS DISTRITOS DE LA PROVINCIA DE EL COLLAO.....	28
TABLA 2.2: POBLACIÓN URBANO Y RURAL DE LA PROVINCIA DE EL COLLAO AL 2007.....	33
TABLA 2.3: POBLACIÓN ESTIMADA DEL DISTRITO DE ILAVE AL 2015.....	34
TABLA 3.1: VENTAJAS ENTRE TIPOS DE PAVIMENTOS.....	42
TABLA 3.2 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE LA AASHTO.....	63
TABLA 3.3: SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	68
TABLA 3.4: REQUERIMIENTOS GRANULOMÉTRICOS PARA SUB BASE GRANULAR.....	82
TABLA 3.5: REQUERIMIENTOS DE ENSAYOS ESPECIALES PARA SUB BASE GRANULAR.....	82
TABLA 3.6: COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA SER UTILIZADO EN EL MÉTODO RACIONAL.....	91
TABLA 3.7: PERIODOS DE DISEÑO A ADOPTAR EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA.....	94
TABLA 3.8: PARÁMETROS DE DISEÑO VINCULADOS A LA CLASIFICACIÓN DE VÍAS URBANAS.....	106
TABLA 3.9: DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA CON RESPECTO A LA VELOCIDAD DIRECTRIZ.....	107
TABLA 3.10: DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PASO CON RESPECTO A LA VELOCIDAD DIRECTRIZ.....	108
TABLA 3.11: ALINEAMIENTOS RECTOS.....	109
TABLA 3.12: RADIOS MÍNIMOS Y PERALTES MÁXIMOS PARA DISEÑO DE CARRETERAS.....	109
TABLA 3.13 ANCHO DE CARRILES.....	110
TABLA 3.14 ANCHO DE CARRILES.....	111
TABLA 3.15: PENDIENTES MÁXIMAS.....	113
TABLA 3.16: REQUISITOS MÍNIMOS PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS:.....	117
TABLA 3.17: SERVICIABILIDAD DEL PAVIMENTO.....	122
TABLA 3.18: COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA J.....	124
TABLA 3.19: TIPOS DE SUELOS DE SUB RASANTE Y VALORES APROXIMADOS DE K.....	126
TABLA 3.20: NIVELES DE DRENAJE.....	127
TABLA 3.21: COEFICIENTE DE DRENAJE CD.....	127
TABLA 3.22: CONFIABILIDAD DE DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS.....	128
TABLA 3.23: DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL ZR, EN FUNCIÓN DE LA CONFIABILIDAD.....	128
TABLA 3.24: ERROR DE ESTÁNDAR COMBINADO SO.....	129
TABLA 3.25: INCREMENTO DE K SEGÚN ESPESOR DE UNA SUB-BASE GRANULAR.....	133
TABLA 3.26: INCREMENTO DE K SEGÚN ESPESOR DE UNA BASE GRANULAR TRATADA.....	133
TABLA 3.27: TASAS DE CRECIMIENTO ANUAL DE TRÁFICO Y SUS CORRESPONDIENTES FACTORES DE CRECIMIENTO.....	135
TABLA 3.28: ESFUERZOS EQUIVALENTES (KG/CM <sup>2</sup> ) SIN BERMAS DE CONCRETO.....	138
TABLA 3.29: ESFUERZOS EQUIVALENTES (KG/CM <sup>2</sup> ), CON BERMAS DE CONCRETO.....	139
TABLA 3.30: FACTOR DE EROSIÓN, JUNTAS CON PASA JUNTAS, SIN BERMAS DE.....	140
TABLA 3.31: FACTOR DE EROSIÓN, JUNTAS SIN PASA JUNTAS, SIN BERMAS DE CONCRETO.....	141
TABLA 3.32: FACTOR DE EROSIÓN, JUNTAS CON PASA JUNTAS, CON BERMAS DE.....	142

TABLA 3.33: FACTOR DE EROSIÓN, JUNTAS SIN PASA JUNTAS, CON BERMAS DE CONCRETO.....	143
TABLA 3.34: REQUISITOS DE PAVIMENTOS ESPECIALES. ....	156
TABLA 3.35: LÍMITES PERMISIBLES PARA EL AGUA DE MEZCLA Y CURADO. ....	164
TABLA 3.36: REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS PARA AGREGADO GRUESO. ....	168
TABLA 3.37: REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS PARA AGREGADO FINO.....	169
TABLA 3.38: SUSTANCIAS DAÑINAS EN EL AGREGADO.....	169
TABLA 3.39: RESISTENCIA MECÁNICA DESEABLE DEL AGREGADO. ....	170
TABLA 3.40: DURABILIDAD DEL AGREGADO. ....	170
TABLA 3.41: DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA REQUERIDA.....	175
TABLA 3.42: ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA DIVERSOS TIPOS DE ESTRUCTURAS. ....	176
TABLA 3.43: CONTENIDO DE AIRE ATRAPADO.....	176
TABLA 3.44: CONTENIDO DE AIRE INCORPORADO Y TOTAL.....	177
TABLA 3.45: VOLUMEN DE AGUA EN $lt/m^3$ . ....	178
TABLA 3.46: RELACIÓN AGUA/CEMENTO POR RESISTENCIA. ....	178
TABLA 3.47: CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN. ....	179
TABLA 3.48: PESO DEL AGREGADO GRUESO POR UNIDAD DE VOLUMEN DEL CONCRETO.....	180
TABLA 3.49: PRIMERA ESTIMACIÓN DEL PESO DEL CONCRETO FRESCO. ....	181
TABLA 3.50: COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING PARA CUNETAS EN CALLES Y PAVIMENTO. ....	189
TABLA 5.1: COMPENSACIÓN DE ÁNGULOS INTERIORES DEL POLÍGONO.....	198
TABLA 5.2: CALCULO DE LOS AZIMUT Y RUMBO. ....	199
TABLA 5.3: CALCULO DE PROYECCIONES DE LA POLIGONAL. ....	199
TABLA 5.4: CALCULO DE LAS CORRECCIONES DE CIERRE.....	200
TABLA 5.5: CALCULO DE LAS CORRECCIONES DE CIERRE.....	200
TABLA 5.6: CALCULO DE LAS CORRECCIONES DE CIERRE.....	200
TABLA 5.7: RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DEL TERRENO DE FUNDACIÓN. ....	204
TABLA 5.8: LIMITES PARA LA SELECCIÓN DE RESISTENCIA. ....	205
TABLA 5.9: DETERMINACIÓN DE CBR DE DISEÑO (SUB RASANTE).....	205
TABLA 5.10: VALOR DEL MÓDULO DE REACCIÓN (K) CON LA INFLUENCIA DE LA SUB BASE. ....	208
TABLA 5.11: RESULTADO DE ENSAYOS, MEZCLA DE SUELOS PARA SUB BASE. ....	215
TABLA 5.12: RESULTADOS DE ENSAYOS ESPECIALES, MEZCLA DE SUELOS PARA SUB BASE. ....	216
TABLA 5.13: AÑOS DE PRECIPITACIONES EXTREMAS, ESTACIÓN ILAVE.....	216
TABLA 5.14: REGISTRO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS JULI, ILAVE Y CAPAZO.....	220
TABLA 5.15: DESARROLLO DEL CÁLCULO DE INTENSIDAD DE LLUVIA. ....	221
TABLA 5.16: APLICACIÓN DE LA LEY DE GUMBEL.....	222
TABLA 5.17: LLUVIAS MÁXIMAS EN (MM) PARA LA ESTACIÓN ILAVE. ....	223
TABLA 5.18: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/HORA) PARA LA ESTACIÓN ILAVE. ....	223
TABLA 5.19 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA SER UTILIZADO EN EL MÉTODO RACIONAL. ....	225

TABLA 5.20: HALLANDO EL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C) .....	226
TABLA 5.21: ÁREAS TRIBUTARIAS PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES .....	227
TABLA 5.22: CAUDALES CALCULADOS PARA LAS ÁREAS TRIBUTARIAS .....	228
TABLA 5.23: AFORO VEHICULAR DEL LUNES (06/06/16) AL DOMINGO (12/06/16). CARRIL DERECHO .....	229
TABLA 5.24: AFORO VEHICULAR DEL LUNES (06/06/16) AL DOMINGO (12/06/16). CARRIL IZQUIERDO .....	229
TABLA 5.25: VALORES DE K PARA DISTINTOS VALORES DE CONFIABILIDAD.....	230
TABLA 5.26: DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR (S).....	231
TABLA 5.27: PARQUE AUTOMOTOR DEL PERÚ, SEGÚN DEPARTAMENTO .....	232
TABLA 5.28: CÁLCULO DE ESAL DE DISEÑO.....	237
TABLA 5.29 ANCHO DE CARRILES .....	238
TABLA 5.30 ANCHO DE CARRILES .....	239
TABLA 5.31: VALORES DE COEFICIENTES DE TRANSMISIÓN DE CARGAS, J. ....	244
TABLA 5.32: MÓDULO DE RUPTURA DEL CONCRETO.....	244
TABLA 5.33: TIPOS DE SUELOS DE SUB RASANTE Y VALORES APROXIMADOS DE K. ....	245
TABLA 5.34: CALIDAD DE DRENAJE. ....	245
TABLA 5.35: COEFICIENTE DE DRENAJE CD. ....	245
TABLA 5.36: CONFIABILIDAD DE DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS .....	246
TABLA 5.37: DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL ZR, EN FUNCIÓN DE LA CONFIABILIDAD.....	246
TABLA 5.38: ERROR DE ESTÁNDAR COMBINADO SO.....	247
TABLA 5.39 PORCENTAJE DE TPDA POR TIPO DE VEHÍCULO.....	253
TABLA 5.40: PESO DE CADA EJE POR TIPO DE VEHÍCULO .....	253
TABLA 5.41: NÚMERO DE REPETICIONES ESPERADAS.....	254
TABLA 5.42: ANÁLISIS POR FATIGA Y EROSIÓN PARA UN ESPESOR DE E= 18 CM. ....	258
TABLA 5.43: ANÁLISIS POR FATIGA Y EROSIÓN PARA UN ESPESOR DE E= 19CM.....	259
TABLA 5.44: ANÁLISIS POR FATIGA Y EROSIÓN PARA UN ESPESOR DE E= 20CM.....	260
TABLA 5.45: ESPESOR DE DISEÑO DE PAVIMENTO. ....	262
TABLA 5.46: CÁLCULO DE SEPARACIÓN ENTRE JUNTAS.....	263
TABLA 5.47: ÁREAS TRIBUTARIAS PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES .....	266
TABLA 5.48: CAUDALES CALCULADOS PARA LAS ÁREAS TRIBUTARIAS .....	267
TABLA 5.49: EVALUACIÓN DE CAUDALES USANDO LA ECUACIÓN DE MANNING. ....	269
TABLA 5.50: DISTRIBUCIÓN DE CARGAS ACTUANTES.....	274

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo realizar los estudios de ingeniería y elaborar el diseño de pavimento estructural del Pavimento Rígido, de la infraestructura vial urbana en el Barrio Nuevo San Miguel, mediante los métodos de diseño recomendados American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 93) y Portland Cement Association (PCA), generalmente utilizados para la determinación y cálculo del espesor de losa de concreto.

Para lo cual se realiza los estudios de ingeniería, levantamiento topográfico, hidrología, estudio de mecánica de suelos, diseño geométrico y diseño de mezclas.

Así mismo se realiza la identificación y estudio de los factores que tiene mayor incidencia en el diseño de la estructura del pavimento, que son el estudio de suelos sobre la cual estará la estructura del pavimento y estudio de tráfico vial, determinándose la incidencia que tiene las cargas vehiculares que soportara la estructura planteada durante el periodo de diseño.

Los Métodos de diseño de pavimentos desarrollados en el presente trabajo de tesis son recomendados, los métodos (AASHTO 93) y (PCA), son los métodos que más se utilizan en nuestro país, así mismo, se presenta un marco teórico para la correspondiente aplicación de los métodos AASHTO 93 y PCA para determinar una adecuada estructura del pavimento.

En nuestro país, el diseño estructural de los pavimentos rígidos se realiza de acuerdo a las recomendaciones establecidas por los métodos antes mencionados. Además, se debe tomar en cuenta la geometría de la losa (ancho y largo) y el diseño de juntas incluyendo la determinación del espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, la transferencia de cargas y los materiales de sellado. Su finalidad es evitar grietas, fisuras inducidas por secado, temperatura y cambios en el contenido del concreto.

## ABSTRACT

The present research work has as objective to carry out the studies of engineering and elaborate the design of structural pavement of the Rigid Pavement, of the urban road infrastructure in the Neighborhood New San Miguel, through the recommended methods of design American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 93) and Portland Cement Association (PCA), generally used for the determination and calculation of concrete slab thickness.

For that the studies of engineering, topographic survey, hydrology, study of soil mechanics, geometric design and design of mixtures are realized.

Likewise, the identification and study of the factors that have the greatest impact on the design of the pavement structure are carried out, which are the study of soils on which the pavement structure and study of road traffic will be studied, determining the incidence of the Vehicle loads that support the structure proposed during the design period.

The methods of pavement design developed in this thesis are recommended, the methods (AASHTO 93) and (PCA) are the methods most used in our country, and a theoretical framework is presented for the corresponding application Of the AASHTO 93 and PCA methods to determine an adequate pavement structure.

In our country, the structural design of rigid pavements is carried out according to the recommendations established by the aforementioned methods. In addition, slab geometry (width and length) and joint design must be taken into account including determination of longitudinal and transverse joint spacing, transfer of loads and sealing materials. Its purpose is to avoid cracks, cracks induced by drying, temperature and changes in the content of the concrete

## INTRODUCCIÓN

El presente proyecto de tesis denominado “MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO” propone contribuir a la necesidad de desarrollo urbanístico y social, de la población del Barrio Nuevo San Miguel de la ciudad de Ilave, dado que forman la zona central e importante de la ciudad de Ilave, considerando para ello, mejorar la integración de sus calles, a través de un proyecto de mejoramiento de pistas y veredas, las cuales en la actualidad se encuentran en un estado deteriorado con deficiencias en la superficie de rodadura generando malestar en la población circundante en este entorno, para dar solución a este problema se propone una alternativa idónea que cumpla y satisfaga los requerimientos técnicos exigidos por las normas y reglamentos vigentes, y ponerlo a disposición de la Municipalidad Provincial de El Collao-Ilave, para promover su ejecución, procurando de esta manera en un futuro cercano una mejora sustancial de los servicios de comercio, confort, transporte urbano y principalmente el bienestar social de toda la población.

Para la realización de todo proyecto de ingeniería y en este caso específico de mejoramiento de vías, es esencial cumplir todos los objetivos de diseño como: estructural, seguridad, economía, funcionalidad, factibilidad; por los que para el logro de dicho propósito se puso en práctica la aplicación de las materias llevadas a cabo en el proceso académico de formación profesional como son: topografía, hidrología e hidráulica, mecánica de suelos, pavimentos, costos y presupuestos, programación de obras, diseño de carreteras, etc. Que adaptadas a normas y especificaciones técnicas reglamentadas garantizaron el óptimo y normal desarrollo del proyecto. Así como aplicar las nuevas tecnologías informáticas que adoptando el correcto uso de cada uno de ellos podemos optimizar tiempos y dar soluciones satisfactorias en las diversas etapas del proyecto.

## CAPITULO I

### ASPECTOS GENERALES

#### 1.1.PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad la superficie de rodadura de infraestructura vial urbana en el Barrio Nuevo San Miguel de la ciudad de Ilave, son de tierra natural, con secciones longitudinales y transversales irregulares y sin veredas peatonales.

En la vía, los vehículos transitan con dificultad y baja velocidad, debido a que su superficie de rodadura presenta ondulaciones y encalaminado, situación que se agrava en épocas de precipitaciones pluviales, donde se activan las quebradas, quedando intransitable por la falta de obras de arte y drenaje.

El Barrio Nuevo San Miguel se encuentran ubicados en la parte noreste de la ciudad de Ilave, cuyo acceso vial es principalmente por la Avenida Puno, que se interconectan directamente con la Avenida Jesús, y el Jirón Sandia, los mismos que se interconectan con el resto de las vías que se integran al barrio antes mencionado.

El ámbito de intervención comprende: Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Huánuco y Jr. Ayacucho del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, se encuentran en pésimas condiciones de transitabilidad, y tienen la presencia de charcos de aguas, lodos de tierra y focos de contaminación ambiental que ocasionan daño a la salud de las personas, esto debido al encausamiento de aguas pluviales, situación que se agrava en épocas de lluvia, quedando intransitable e imposibilita un adecuado flujo vehicular y peatonal, incrementando mayores costos de transporte.

Así mismo como hay presencia de vientos se genera polvareda en suspensión presentando incidencia de enfermedades respiratorias y transmisibles, entre otras

enfermedades incrementando el gasto en la salud de la población del Barrio Nuevo San Miguel.

### **1.1.1. Problema general**

¿Cómo mejorar las condiciones inadecuadas de transitabilidad vehicular y peatonal, sin mantenimiento de los Jirones, hacen necesario realizar la “Propuesta de pavimentación en los Jirones Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Huánuco y Jr. Ayacucho del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave?

- ¿Cómo elaborar el estudio definitivo del Mejoramiento y Rehabilitación de Infraestructura del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, para brindar adecuadas condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal?

### **1.1.2. Problemas específicos**

Carencia de estudios de ingeniería para la solución definitiva del mejoramiento de las vías existentes específicamente en el Barrio Nuevo San Miguel.

- ¿Cómo proponer los estudios de ingeniería, topografía, hidrología, estudios de mecánica de suelos para el proyecto pistas y veredas del Barrio Nuevo San Miguel de la ciudad de Ilave?
- ¿Qué requisitos serán necesarios para elaborar el diseño de pavimento estructural de la vía para la zona?
- ¿De qué forma proponer el diseño de ingeniería, enmarcado dentro de las normas del manual de diseño geométrico de carreteras vigente. La misma que determinará las características del tipo de pavimento?
- ¿Cómo formular los costos y presupuestos correspondientes al diseño de propuesta del Pavimento en los Jirones del Barrio Nuevo San Miguel?

## 1.2. ANTECEDENTES

Por las condiciones intransitables, la Municipalidad Provincial de El Collao ha previsto la elaboración del Proyecto de Inversión Pública para la construcción y mejoramiento de la infraestructura vial urbana del Barrio San Miguel de la ciudad de El Collao, dicho barrio está ubicado en el noreste de la ciudad de El Collao. Actualmente las vías se encuentran a nivel de tierra natural y algunas calles con pavimento flexible en mal estado, por tanto el tránsito vehicular y peatonal se ve obstaculizado, sobre todo en época de lluvia, donde se genera charcos de agua, zanjones generado por el escurrimiento de aguas pluviales, barros y piedras y en época de sequedad se produce emisión de polvos lo que afecta a la salud de los habitantes.

El proyecto se enmarca dentro de la Constitución Política del Estado que en su art. 195° en donde menciona que los gobiernos locales tienen competencia en Planificar el desarrollo urbano y rural de sus circunscripciones, incluyendo la zonificación, urbanismo y el acondicionamiento territorial.

[RENE CONDORI MAMANI, 2013], ], en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, titulado MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN LA URBANIZACIÓN CHACARILLA DEL LAGO N° 02 DE LA CIUDAD DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO – PUNO, concluye que, para realizar el diseño estructural de pavimento, se recomienda realizar el estudio de tránsito (aforo vehicular) de una manera cuidadosa y en un punto donde transitan la mayor cantidad de vehículos para garantizar el diseño, ya que es uno de los factores más importantes e imprescindibles para el diseño de pavimentos.

(Yucra Mamani. Luis 2011), en su tesis titulado “ESTUDIO DEFINITIVO PARA EL MEJORAMIENTO DE PISTAS Y VEREDAS DE LOS JIRONES RAMÓN CASTILLA, LAMBAYEQUE Y PASAJE SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE” concluye las vías son importantes para el dinamismo del flujo vehicular de la parte céntrica de la ciudad de Ilave, por encontrarse en un lugar estratégico para el ingreso de vehículos de la carretera Panamericana Sur

hacia el centro de la ciudad de Ilave.

Se ha realizado el diseño de espesor de pavimento rígido, bajo los dos métodos alternativos de mayor vigencia y aceptación dentro de los propuestos para el caso, como son el método AASHTO 93 y el de la PCA para calle y avenidas, siendo el resultado del primero un espesor de losa de concreto de 8” y una Sub Base de 8”, definido para el presente proyecto, por ser el método que mejor se adecua a las características de diseño del proyecto y determina un espesor económico y satisface las exigencias estructurales.

### 1.3.JUSTIFICACIÓN

Por las características del proyecto, se considera mejorar las condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal, en una longitud de 881.68 m, brindando mayor fluidez y mejorando la calidad de vida de la población del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, tomando en consideración, la normatividad vigente en el diseño de vías, para brindar la seguridad tanto para el tráfico vehicular como para el tránsito peatonal, mediante las señalizaciones correspondientes.

Con las mejoras propuestas de reducir los costos de operación y mantenimiento vehicular, disminuir la contaminación del aire debido a emisiones de partículas suspendidas así mismo se brindara seguridad, comodidad y orden para el tráfico vehicular y peatonal, además mejorara el ornato de la ciudad de Ilave.

El mal estado en que se encuentran las vías de la ciudad de Ilave, en la actualidad crea una serie de deficiencias en cuanto a que genera problemas de tránsito de las unidades vehiculares que circulan por los jirones que no han sido intervenidas, prestándose al deterioro de los mismos y el tiempo en que se pueden trasladarse. Así mismo la carencia de una infraestructura vial en estas vías ocasiona problemas a los vecinos que hacen uso de esta, sobre todo en tiempo de lluvias.

Con la Implementación del proyecto se contribuirá ofrecer una mejor calidad de vida para la población del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, para cual la Municipalidad Provincial de El Collao se encargara de la ejecución del

proyecto, así mismo participara con el financiamiento correspondiente y asumirá los costos de operación y mantenimiento durante todo el horizonte de vida del proyecto.

Figura 1.1: Se observa el estado actual del Jr. Huánuco



Fuente propia.

## 1.4.OBJETIVOS

### 1.4.1. Objetivo general

- Elaborar el estudio definitivo del Mejoramiento y Rehabilitación de Infraestructura del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, para brindar adecuadas condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal.

### 1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar los estudios de ingeniería, topografía, hidrología, estudios de mecánica de suelos para el proyecto pistas y veredas del Barrio Nuevo San Miguel de la ciudad de Ilave.
- Elaborar el diseño de pavimento estructural de la vía para la zona.

- Proponer el diseño de ingeniería, enmarcado dentro de las normas del manual de diseño geométrico de carreteras vigente. La misma que determinará las características del tipo de pavimento.
- Formular los costos y presupuestos correspondientes al diseño de propuesta del Pavimento en los Jirones del Barrio Nuevo San Miguel.

## CAPITULO II

### ESTUDIOS PRELIMINARES

#### 2.1.DESCRIPCION DE LA ZONA DEL PROYECTO

##### 2.1.1. Ubicación política

Barrio	: Nuevo San Miguel
Distrito	: Ilave
Provincia	: El Collao
Departamento	: Puno

El proyecto está ubicado en el Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, específicamente en los jirones Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Huánuco y Jr. Ayacucho.

La provincia de El Collao tiene una extensión de 5,591.60Km<sup>2</sup> y se divide en cinco distritos, Ilave, Pilcuyo, Capazo, Conduriri, y Santa Rosa.

El Distrito de Ilave tiene los siguientes límites:

- Por el Este: Con el distrito de Pilcuyo y la provincia de Chucuito.
- Por el Oeste: Con la provincia de Acora.
- Por el Norte: Con el lago Titicaca.
- Por el Sur: Con distrito de Capazo.

##### 2.1.2. Ubicación geográfica

La ciudad de Ilave se ubica al sur del Departamento de Puno, Provincia de El Collao, ribereño al Lago Titicaca, y a una distancia de 54 km de la ciudad de Puno a través de la Carretera Panamericana Sur, y por encima de los 3 845 msnm.

Las coordenadas geográficas en las cuales se encuentra la progresiva 0+00 del proyecto “MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO “son:

- Longitud Oeste : 69° 38' 18.297”
- Este : 431 722.276
- Norte : 8 221 669.252
- Latitud Sur : 16° 05' 02.346”

La provincia de El Collao tiene una extensión de 5,591.60Km<sup>2</sup> y se divide en cinco distritos, las extensiones de cada distrito así como su altitud se presentan en la Tabla 2.1.

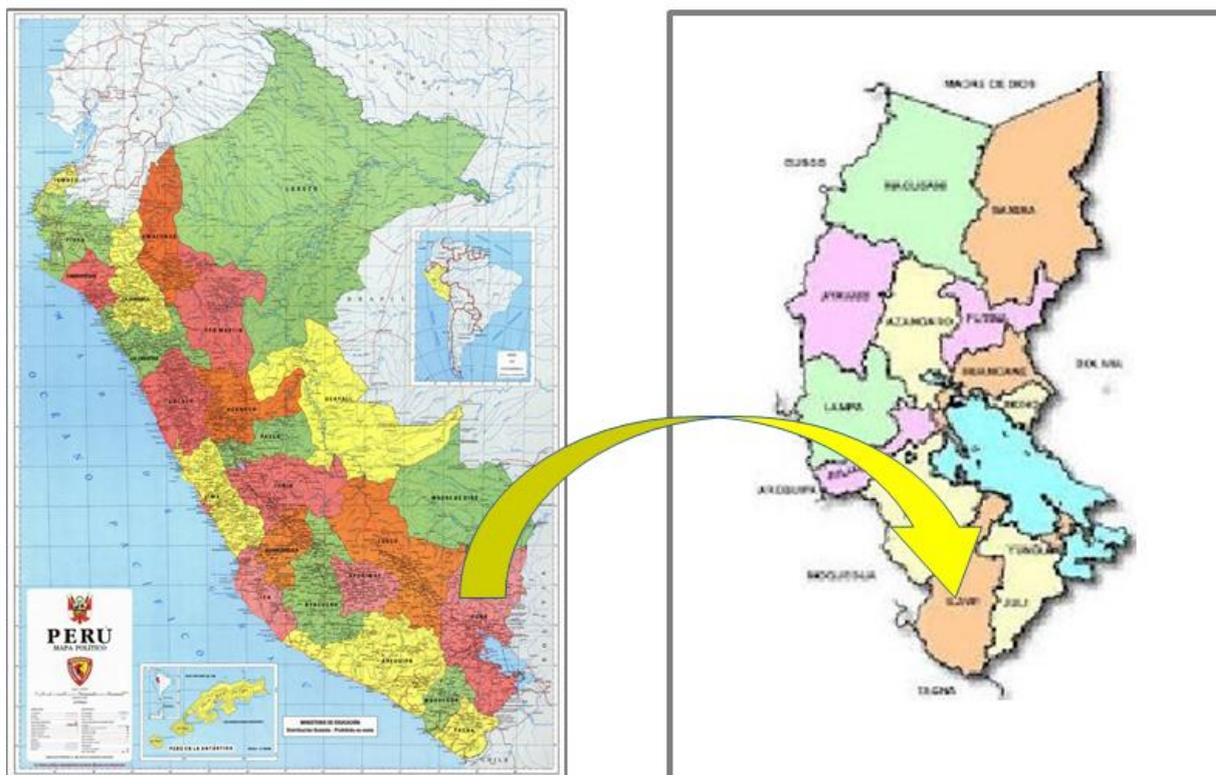
Tabla 2.1: Altitudes y extensiones de los distritos de la Provincia de El Collao.

Distrito	Altitud (m.s.n.m.)	Superficie
Ilave	3,847	865.66
Capazo	4,400	1,039.25
Pilcuyo	3,836	157.00
Santa Rosa	4,026	2,524.02
Conduriri	3,950	1,005.67

(INEI Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda)

La localización de la Provincia donde se desarrolla el proyecto se puede apreciar en la figura 2.1.

Figura 2.1: Localización de la Zona del Proyecto.



Fuente: mapa geográfica del Perú

## 2.2. DELIMITACIÓN

### 2.2.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL

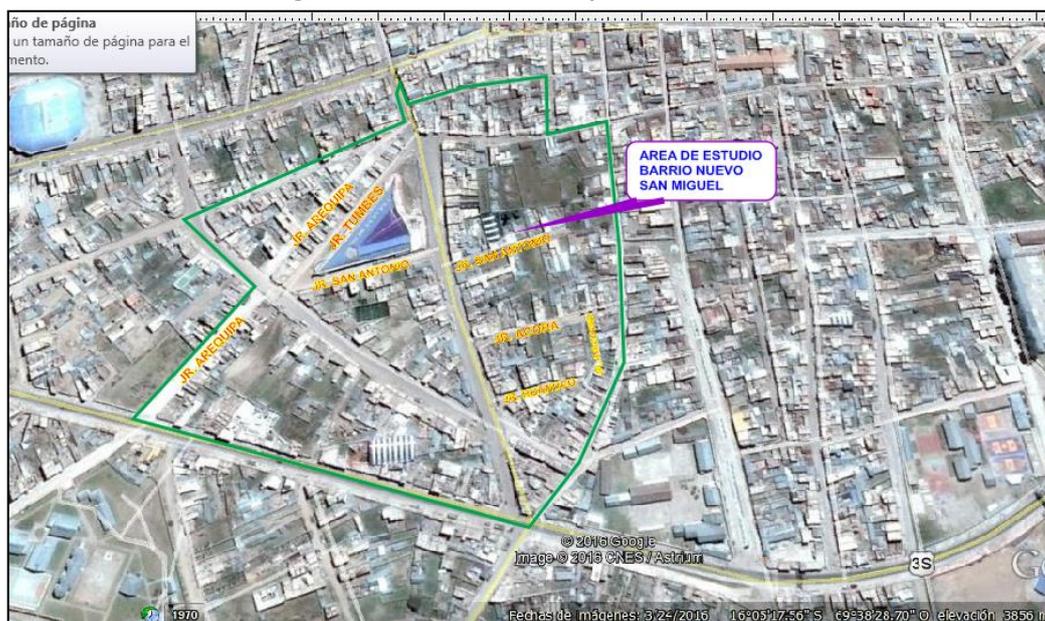
Los jirones Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Huánuco y Jr. Ayacucho, se encuentra ubicado en el Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, Provincia de el Collao departamento Puno.

LIMITES:

El Barrio Nuevo San Miguel tiene como límites:

- Por el Norte: Barrio Alto Alianza
- Por el Sur : Barrio San Miguel y cercado de la ciudad
- Por el Este : Barrio Miraflores y Urb. Nuestra Señora del Carmen
- Por el Oeste: Barrio San Miguel

Figura 2.2: Localización y delimitación de la zona.



*Fuente: Elaboración propia (Google Earth versión 7.1.5.15)*

A continuación podemos apreciar el estado actual de los jirones en donde se desarrolla el Proyecto de Tesis “Mejoramiento y Rehabilitación de la Infraestructura vial Urbana del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, Provincia de el Collao - Puno” que comprenden los jirones, Arequipa, Tumbes, San Antonio, Acora, Huánuco y Ayacucho del Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave.



Figura 2.3: Estado actual del Jirón San Antonio



Figura 2.4: estado actual del Jr. San Antonio



Figura 2.5: estado actual del Jr. Ayacucho



Figura 2.6: estado actual del Jr. Acora

### 2.2.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL

El proyecto se realizará en tres meses de acuerdo al cronograma de actividades del desarrollo del proyecto de tesis correspondiente.

### 2.2.3. DELIMITACIÓN TEMÁTICA

La delimitación temática del presente trabajo de investigación de tesis, está limitada al contenido de la ingeniería del proyecto de obras de la infraestructura vial urbana.

## 2.3. ASPECTOS FÍSICOS DE LA ZONA

### 2.3.1. Climatología

Por su situación geográfica, el clima durante todo el año es frígido, seco y templado, propio del altiplano, estas condiciones especiales se presentan durante todo el año, por la presencia del lago Titicaca, teniendo ligeras variaciones de acuerdo a cada estación. Su temperatura promedio fluctúa entre los 8°C y 22°C.

### 2.3.2. Geología

La cuenca del Titicaca constituida geológicamente de rocas sedimentarias, metamórficas e ígneas, tanto de origen continental, terrígeno, detrítico,

marino y volcánico, depositados en los tiempos geológicos correspondientes desde el paleozoico al cenozoico.

En el cuadrángulo de Puno las rocas que afloran son datadas a partir del paleozoico las mismas que se encuentran en las localidades de Mañazo de edades Devónicas. Los depósitos de sedimentos han estado sometidos a esfuerzos compresivos y de distensión correspondientes a diferentes fases tectónicas del Mezo-Cenozoico, durante el cretáceo superior y terciario (hasta las edades Neogénicas y Pleistocénicas), denominada Tectónica Andina (INGEMMET; Estudio Integrado del Sur 1995).

### **2.3.3. Topografía**

La ciudad de Ilave se encuentra en promedio a una altitud de 3847msnm, en la región de la sierra; con un declive hacia el Sudeste en la zona urbana. Su topografía es característica del Altiplano, con extensiones regularmente planas rodeadas por colinas, situándose el centro de la ciudad en una parte alta de una colina, está prácticamente limitada al Sur y Este por el río Ilave, teniendo un centro poblado San Cristóbal de Balsabe en el margen derecho del río Ilave. El Norte y Oeste con extensiones planas, son las zonas de expansión urbana de la ciudad, hoy dedicadas a áreas agrícolas y de pastoreo.

### **2.3.4. Pluviografía**

Las precipitaciones atmosféricas (pluviales) obedecen a una periodicidad anual de cuatro meses durante los meses de Diciembre a Marzo, la precipitación anual es del orden de 725mm, se debe notar que esta periodicidad a pesar de normar las campañas agrícolas, puede variar según características pluviales del año originando inundaciones ó sequías.

En épocas de avenida la corriente superficial que se desarrolla en la ciudad de Ilave afluye al Lago Titicaca por medio del río Ilave, por lo que los riachuelos que se forman en las partes planas, se filtran por la predominancia del suelo arenoso. <http://www.wikipedia> geografía del peru (Puno)

### 2.3.5. Hidrografía

El río Ilave forma parte de la cuenca del Titicaca, Tiene su origen en la cordillera Volcánica del Perú, debido a la confluencia de los ríos Huenque y Aguas Calientes. Tiene una longitud aproximada de 35 km, aunque con sus fuentes alcanza los 163 km. <http://www.wikipedia> geografía del peru (Puno)

## 2.4. ESTUDIOS SOCIO-ECONOMICOS

### 2.4.1. Sociedad

La ciudad de Ilave es uno de los cinco distritos de la Provincia de El Collao, ubicada en el Departamento de Puno – Perú. Cuenta con una población de 22153 habitantes. Su actual alcalde es Ing. Santos Apaza Cardenas, desde el punto de vista jerárquico de la Iglesia Católica forma parte de la Prelatura de Juli.

La población de la zona de estudio es multilingüe, los idiomas que se comparten son el aymara y el castellano, mientras que en la parte rural el idioma predominante es el aymara.

### 2.4.2. Población de la Provincia de el Collao

La población que constituye la provincia de El Collao de acuerdo a la información estadística del INEI, XI Censo de Población y VI de Vivienda 2007, se estima para la provincia de El Collao una población de 81,059 habitantes, de los cuales 50% son varones y 50% mujeres, la población urbano y rural se presentan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Población urbano y rural de la Provincia de El Collao al 2007.

Áreas	Población (hab.)	% Población
Urbano	25,376	31
Rural	55,683	69
Total	81,059	100

(INEI Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda)

### 2.4.3. Población del distrito de Ilave

De acuerdo a la información estadística del INEI, XI Censo de Población y VI 2007, se estima para el distrito de Ilave una población de 54,138 habitantes, de los cuales 50.74% son varones y 49.26% mujeres, mayores detalles se presentan en la tabla 2.3.

Tabla 2.3: Población estimada del Distrito de Ilave al 2015.

Habitantes	Población (hab.)	% Población
varones	27,470	50.74
mujeres	26,668	49.26
Total	54,138	100

*Fuente:* (INEI Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda)

El distrito de Ilave tiene una superficie de 874.54 Km<sup>2</sup> con una densidad de ocupación de 57.00hab/Km<sup>2</sup>, la mayor parte de terreno se concentra en el medio rural donde realizan las actividades agropecuarias; sin embargo el distrito de Ilave es la capital de la provincia de El Collao y se caracteriza como una zona comercial.

#### **2.4.4. Población de la zona de intervención del Proyecto**

La población que residen en la zona específica del proyecto se dedica en su gran mayoría al comercio y labores agrícolas las cuales son directamente influenciadas con la intervención de este proyecto las cuales cuentan con viviendas aledañas a las vías en estudio de las cuales el 55% de viviendas son de material noble de uno y dos niveles con techos de concreto armado y de calamina galvanizada y el 45% son de material rustico con muros de adobe y techos de calamina galvanizada.

Los pobladores que residen en los jirones Arequipa, jr. Tumbes, jr. San Antonio, jr. Acora, jr. Huánuco y jr. Ayacucho ascienden a 2,510 habitantes quienes son los beneficiarios directos del proyecto de “Mejoramiento y Rehabilitación de Infraestructura vial urbana en el Barrio Nuevo San Miguel de la ciudad de Ilave - provincia de el Collao - Puno”

#### **2.4.5. Educación**

La educación es un factor muy importante para el desarrollo sostenible de

una población, según los datos del INEI (Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda), el 86.3% de la población se encuentra alfabetizada y solo el 13.7 de la población es analfabeta.

#### 2.4.6. Transporte y Vías de Comunicación

El acceso a la ciudad de Ilave se da mediante la carretera Panamericana Sur, Km 1413+000 de la Red Vial Nacional PE-3S y a 54.2 kilómetros hacia el Sur de la ciudad de Puno.

VIAS DE COMUNICACIÓN						
Desde	A:	Tipo de Vía	Medio de Transp.	Km.	Tiempo	Frecuencia
Ilave	Puno	Asfaltado	Bus	54.2	1h.10 min.	Diario
Ilave	Pilcuyo	Asfaltado	Camioneta rural	8	20 min.	Diario
Ilave	Capazo	Asfaltado/ trocha	Camioneta rural	42	1h.	Diario
Ilave	Conduriri	Asfaltado/ trocha	Camioneta rural	60	1h.30 min.	Diario
Ilave	Sta Rosa	Asfaltado/ trocha	Camioneta rural	71	2h	Diario

Fuente: MTC

La ciudad de Ilave cuenta con transporte urbano limitado a la fecha, ya que las empresas de transporte tienen rutas limitadas, de las cuales una de las más cercanas a la zona del proyecto es la que pasa por la plaza de armas.

#### 2.4.7. Características económicas

La población de la zona influenciada por el proyecto se dedica a labores agropecuarias la cual es la principal actividad económica ocupando en promedio el 40% de la Población Económicamente Activa (PEA), la segunda actividad es el comercio la cual se desarrolla principalmente por las ferias dominicales donde son comercializados productos agropecuarios y de consumo.

### 2.5. ANALISIS Y EVALUACIÓN DE LOS SERVICIOS BÁSICOS

En la actualidad la zona del proyecto cuenta con servicios básicos de agua potable, desagüe, energía eléctrica y servicio de comunicación telefónica. Las viviendas que se encuentran adyacentes a los Jirones. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Huánuco Y Jr. Ayacucho del Barrio Nuevo San Miguel, cuentan en su gran mayoría con los servicios básicos de agua potable, desagüe, energía eléctrica, las cuales son de uso doméstico dado que la mayoría de habitantes de las vías en estudio se dedican al comercio, agricultura y ganadería.

## CAPITULO III.

### MARCO TEORICO

#### 3.1.BASE TEÓRICA:

##### 3.1.1. Pavimentos

Se define como pavimento al elemento estructural, conformado por una ó varias capas de materiales seleccionados de determinadas condiciones de calidad y espesores diferentes, preparados para transportar las cargas estáticas y/o móviles de tránsito que recibe en forma directa y en diferentes condiciones climáticas sin agrietarse ó deformarse, para transmitirlo al terreno de apoyo en toda su superficie, dentro de un rango de serviciabilidad y durante un periodo de tiempo pre establecido. (Fonseca Montejo, 2006)

##### **Funciones**

Las funciones principales, tanto estructurales como funcionales que cumple en general una estructura de pavimento rígido ó pavimento flexible, son las siguientes:

- Resistir las solicitaciones del tráfico previsto durante el periodo del proyecto y repartir las presiones verticales ejercidas por las cargas en forma uniforme a las capas inferiores, de forma que al terreno de fundación solo lleguen fracción de aquellas compatibles con su capacidad de soporte.
- Proteger al terreno de fundación (sub-rasante) de la intemperie y en particular de las precipitaciones, con sus efectos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En climas fríos como es el caso de

nuestro proyecto, constituye además una protección contra los efectos de la helada y del deshielo.

### **Clasificación**

A lo largo de los años se ha propuesto clasificar a los pavimentos bajo diferentes criterios como es, por la calidad de los materiales que se emplean en su construcción, por el tipo de estructura que representan, por el tipo de servicio que prestarán durante su vida ó por el periodo de vida para el cual son diseñados y construidos; pero el concepto que ha cobrado una aceptación importante y es el que actualmente se maneja mundialmente, es el de clasificar por la manera en que los pavimentos distribuyen la carga recibida por el tráfico a la sub-rasante, distinguiendo dos tipos principales: los pavimentos flexibles y los pavimentos rígidos. Esta clasificación ha permitido una mejor forma de los conceptos y normas técnicas de proyecto y construcción.

Dado el actual incremento de volumen de tránsito y las fuertes cargas por eje, algunos pavimentos flexibles tienen gruesas capas de carpeta asfáltica, lo que genera un comportamiento estructural prácticamente rígido. Así mismo es posible apreciar en los pavimentos de concreto reforzados con mallas de acero y en ciertas losas de cemento portland muy agrietadas, un comportamiento flexible que difiere grandemente del comportamiento rígido para el que fueron diseñadas.

### **3.1.2. TIPOS DE PAVIMENTO**

#### **a. Pavimentos Flexibles**

En este tipo de pavimentos una carpeta de material asfáltico, proporciona la capa superficial ó superficie de rodadura; dependiendo su elección de la exigencia de tráfico al que vaya a ser sometido en el periodo de diseño considerado. Las cargas de los vehículos se distribuyen hacia dos capas inferiores de material seleccionado (granular ó tratado) denominados base y sub base, por medio de las características de fricción y cohesión de las partículas de estos materiales y la carpeta asfáltica se pliega a pequeñas deformaciones de las capas inferiores sin que su estructura colapse.

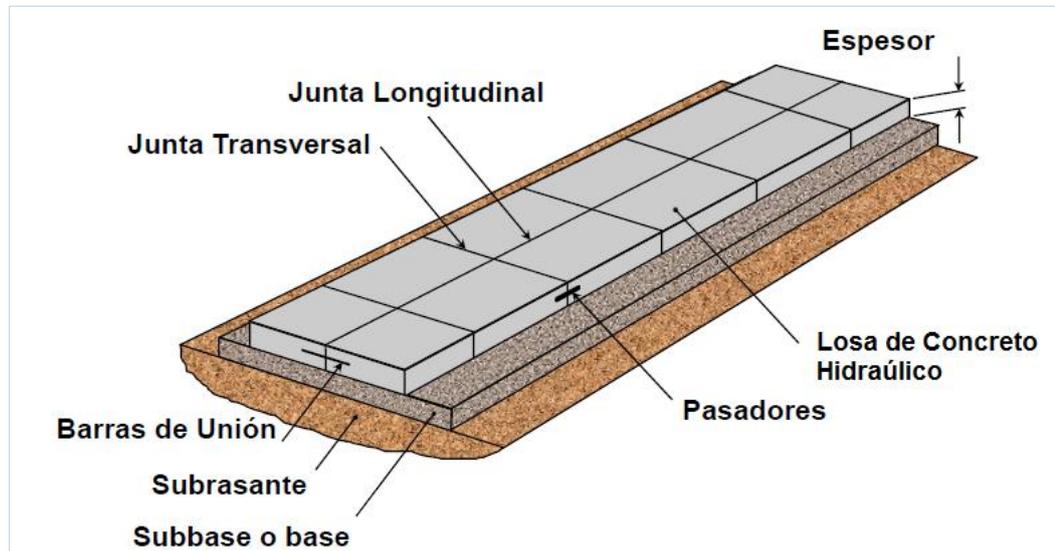
### b. Pavimentos Rígidos

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por una serie de losas de concreto de cemento portland simples ó reforzados, divididas por juntas transversales y longitudinales, conformada también por una sub-base y la losa de concreto hidráulico, la cual le da alta resistencia a la flexión (Figura 3.1).

Además de los esfuerzos a flexión y de compresión, este tipo de pavimento se va a ver afectado en gran parte por los esfuerzos que tenga que resistir al expandirse o contraerse por cambios de temperatura y por las condiciones climáticas. Debe cumplir con satisfacer también las características principales del Pavimento de Concreto Hidráulico (PCH):

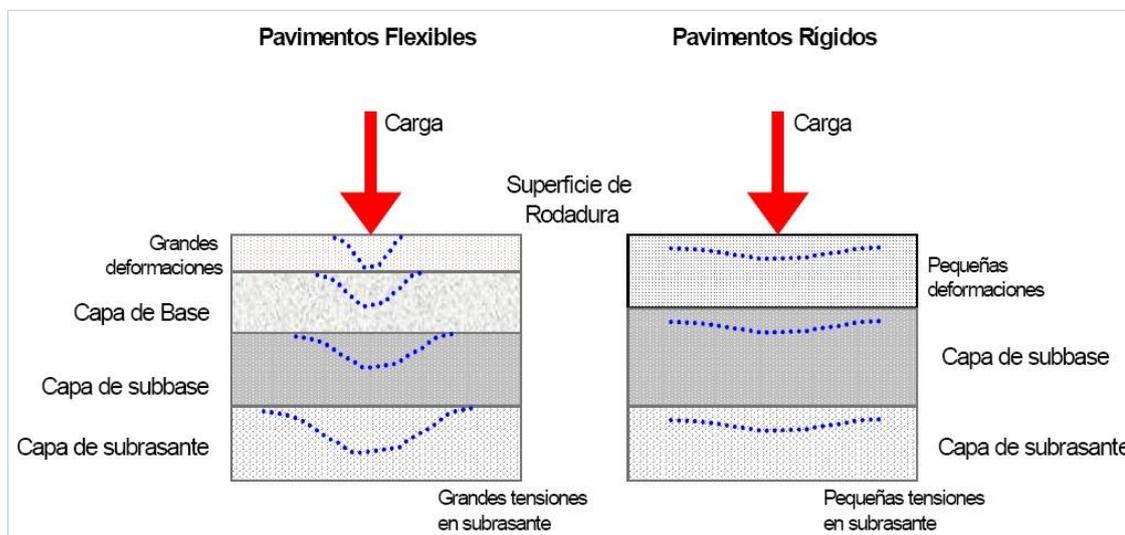
- Estar previstas para un período de servicio largo y,
- Prever un bajo mantenimiento.

Figura 3.1: Esquema de los elementos que integran un pavimento rígido



(Fuente (H. Calo): *Diseño de Pavimentos Rígidos*, Instituto del Cemento Portland Argentino).

Figura 3.2: Sección típica de la estructura de pavimentos.



### 3.1.3. PARTES DEL PAVIMENTO

#### a. Sub Rasante.

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar formada en corte o relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño. El espesor de pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la muestra de suelo de la sub rasante, por lo que ésta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento rígido es esencialmente el ajuste de la carga de diseño como por rueda a la capacidad de la sub rasante.

#### b. Sub Base.

La capa de Sub Base es la porción de la estructura del pavimento rígido, que se encuentra entre la sub rasante y la losa pavimento rígido. Consiste de una o más capas compactas de material granular o estabilizado; la función principal de la sub base es prevenir el bombeo de los suelos de granos finos.

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura del pavimento rígido, de tal manera que la capa de sub rasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo. La sub base debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el estructura de pavimento rígido. Se utiliza además como capa de drenaje y controlador de ascensión capilar de agua contaminante, el bombeo de granos finos y protegiendo así a la estructura del pavimento rígido, por lo que generalmente se usan materiales granular compactado.

Al haber capilaridad en época de heladas, se produce un hinchamiento del agua, causado por el congelamiento, lo que produce fallas en el pavimento, si éste no dispone de una sub rasante o sub base adecuada, sirviendo como material de transición se produce fallas en la superficie de rodadura.

#### **c. Superficie de rodadura.**

Es la capa superior de la estructura de pavimento, construida con concreto, simple o reforzado, por lo que debido a su rigidez y el módulo de elasticidad, asientan la capacidad soporte de tránsito y otros en la losa de concreto, más que en la capacidad de la sub rasante, dado que no se usa capa de base. En general, se puede indicar que el concreto distribuye mejor y de manera uniforme las cargas hacia la sub estructura de pavimento rígido como se muestra anteriormente en la Figura 3.2.

#### **3.1.4. Concreto:**

El concreto es conformado por una mezcla homogénea de cemento portland, agua, agregados finos y gruesos, aditivos y algún tipo de refuerzo (Acero, Varillas de acero de transferencia de cargas y/o Fibras acero o elásticas) si existiera la necesidad. (MTC, 2013)

#### **3.1.5. Tipos de Pavimento Rígido.**

Los diferentes tipos de pavimento rígido son determinados según: (Fonseca Montejo, 2006)

##### **a. Pavimento Rígido de Concreto Simples.**

Se construyen sin acero de refuerzo y preferentemente sin varillas de acero de transferencia de cargas en las juntas. La transferencia de carga en las juntas se

obtiene a través de la trabazón de los agregados entre las caras de las juntas.

Están constituidos por losas de dimensiones relativamente pequeñas, en general menores de 4.5 m de longitud entre juntas.

Los espesores varían de acuerdo al uso previsto y de la clasificación de calles urbanas, es por ello las juntas no deben estar muy espaciadas con el fin de producir una eficiente transferencia de carga.

En pavimento rígido simple con varillas de transferencia de cargas son pequeñas barras de acero liso, que se colocan en la sección transversal del pavimento, en las juntas de contracción. Su función estructural es un dispositivo para transmitir las cargas de una losa a la losa continua, mejorando así las condiciones de deformación en las juntas. De esta manera, se evitan los dislocamientos verticales diferenciales (escalonamientos).

#### **b. Los Pavimentos Rígido Reforzados.**

Los pavimentos reforzados contienen acero de refuerzo y pasadores en juntas de construcción para la transmisión de carga entre las losas. Estos pavimentos se construyen con espaciamientos mayores que los no reforzados; entre las juntas se desarrollarán una o más grietas transversales que serán unidas por el acero de refuerzo (malla de varillas de acero y/o mallas electro soldadas) proveyéndose una buena transferencia de carga, por ende como objetivo principal de la armadura es mantener las grietas que se pudieran formarse bien unidas, y de esta manera conseguir que el pavimento se comporte como una unidad estructural durante todo el periodo de diseño.

Los espaciamientos o las longitudes entre juntas son mayores que las de un concreto simple (4.5 m) hasta una longitud de 9.00 m. Se han utilizado mayores espaciamientos con resultados negativos como el daño de las juntas y el desarrollo de grietas intermedias.

#### **c. Los Pavimento Rígido con Refuerzo Continuo.**

Los pavimentos continuamente reforzados se construyen sin juntas de contracción y/o transversales de la losa de concreto por ello pudiendo solo quedar algunas juntas de construcción y aislantes en la zona de alguna obra de arte.

Debido al refuerzo en acero, relativamente pesado y continuo refuerzo en dirección longitudinal, estos pavimentos desarrollan grietas transversales en cortos intervalos. En estas grietas se presenta un alto grado de transferencia de carga debido a que están firmemente unidas por el acero de refuerzo (malla de varillas de acero y/o mallas electro soldadas), sin embargo, por la presencia de refuerzo se desarrolla la transferencia de cargas en las caras de las fisuras. (Mora Q., 1998)

### 3.1.6. Ventajas y desventajas del tipo de Pavimento

La decisión de optar en un proyecto de vías urbanas, por un pavimento rígido ó flexible, pasa principalmente por la carpeta de rodadura, que responde a un balance entre las ventajas y desventajas que cada alternativa ofrece y a un proceso de optimización, teniendo en cuenta que a veces es necesario buscar un cierto compromiso para compatibilizar determinadas exigencias.

A continuación se muestran una serie de ventajas relativas entre uno y otro tipo de pavimento, lo que nos permite establecer a priori si el rígido el flexible resultara la mejor opción y en todo caso se puede concluir, que lo ventajoso que pueden resultar la elección final del tipo de pavimento, dependerá esencialmente del criterio prevaleciente bajo el cual se evalúa. (Vivar Romero, 1995)

Tabla 3.1: Ventajas entre tipos de Pavimentos.

Concepto	Rígido	Flexible
Costo inicial	+	-
Costo de mantenimiento	-	+
Costo anual	-	+
Durabilidad	+	-
Proceso constructivo	-	+
Resistencia al ataque por sulfatos	-	+
Resistencia a los combustibles	+	-
Requerimientos de espesor	-	+
Reflectancia	+	-

*Fuente: Diseño y construcción de pavimentos, G. Vivar R. pág. 33*

## **3.2.ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

### **3.2.1 ASPECTOS GENERALES**

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

Los estudios topográficos constituyen el eje principal en la mayoría de los trabajos de ingeniería, pues la elaboración y ejecución de un proyecto se hacen una vez obtenida los datos topográficos que representan fielmente todos los accidentes y detalles existentes en el terreno sobre el cual se va a proyectar la obra.

Los estudios topográficos comprende dos etapas bien definidas, la primera es la obtención directa de datos de campo producto de un levantamiento topográfico (planimetría y altimetría) con aparatos específicos para dicho fin (estación total), la segunda etapa es la denominada de gabinete, en la que se procesa la información de todos los puntos recogidos en campo para finalmente dar como resultado la elaboración de planos.

### **3.2.2 PLANEAMIENTO**

Se entiende por planeamiento topográfico a la operación de análisis documentado, sistemático y tan cuantitativo como sea posible, previo a la ocasión de una determinada operación de un proyecto determinado y en el ordenamiento de los actos conducentes a lograr dicho mejoramiento. Las etapas que constituyen los mecanismos de planeación de un estudio topográfico son los siguientes:

- Conocimiento del entorno general del proyecto.

- La necesidad y el interés de los beneficiarios.
- Propuesta que refleja la expresión concreta del deseo de la colectividad.
- Juicio de valoración de las consecuencias de la propuesta.
- Programa específico de las operaciones de trabajo.

### **3.2.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

#### **3.2.3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON ESTACIÓN TOTAL**

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones

#### **3.2.3.2. TRABAJOS A REALIZAR**

Los trabajos que se efectúa son los siguientes:

- Reconocimiento de terreno.
- Delimitación de las áreas de interés
- Control geodésico con GPS
- Levantamiento topográfico con Estación total del área para el proyecto y zonas adyacentes.
- Procesamiento de Información.

#### **3.2.3.3. EQUIPOS NECESARIOS**

Para estos trabajos se emplean los siguientes equipos:

- 01 GPS
- 01 Estación total
- 02 Porta prismas y prismas simples
- 02 Radios intercomunicadores portátiles

#### 3.2.3.4. RECONOCIMIENTO DE TERRENO

Antes de iniciar propiamente los estudios topográficos se requiere de un reconocimiento preliminar en el terreno en donde se proyectará la obra. De acuerdo al plan de trabajo previamente diseñado, se procedió a la inspección ocular del terreno por levantar, son el objeto de confeccionar una ruta apropiada a seguir y detectar accidentes topográficos u obstáculos si existieran a fin de disponer y resolver oportunamente los inconvenientes

En el proceso de reconocimiento de campo se pudo verificar in situ un alineamiento definido por las viviendas existentes en cada una de las vías conformantes de los jirones en estudio, las cuales además presentan secciones transversales con anchos variables, aspectos que ocasionaron ciertas dificultades para el levantamiento topográfico. Esta etapa sirvió además para recopilar datos referenciales de importancia, que sirvieron de base para tener una concepción general de trabajo a realizar, siendo estos los siguientes:

- Ubicación general de la zona del proyecto.
- Medición de distancias con wincha
- Ubicación cardinal de la zona con brújula, orientando hacia el norte magnético.
- Se registra las características principales que presentan el terreno, tales como existencia de altitud de viviendas, existencia de servicios. (L.LONTOP, 2007)

#### 3.2.3.5. RED DE APOYO

Se hace uso para poder definir la ubicación precisa de ciertos puntos de orden principal, requeridos dentro de la poligonal, como detalles de viviendas, anchos de vías y otros datos que no mantengan un alineamiento fijo. Estas redes de apoyo, básicamente son dos tipos: redes poligonales y redes triangulares.

### 3.2.3.6. COMPENSACIÓN DE ERRORES DE CIERRE

#### a. Error de Cierre Angular

Por geometría plana básica, se conoce que en lo que se refiere a cierre angular de un polígono cerrado de cierto número de lados, debe cumplirse las siguientes condiciones:

La suma de los ángulos interiores debe ser:

$$i = 180(n - 2); n = \text{lados de la poligonal}$$

La suma de los ángulos exteriores debe ser:

$$i = 180(n + 2); n = \text{lados de la poligonal}$$

#### b. Error Lineal de Cierre

Este tipo de error se comete normalmente en levantamientos de poca precisión y se debe principalmente a los pequeños pero inevitables errores humanos que se cometen al maniobrar los aparatos o simplemente por la poca precisión que estos aparatos puedan ofrecer.

Este tipo de error se corrige a través de un método gráfico o analíticamente haciendo uso de la siguiente expresión:

$$E_L = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (3.1)$$

Dónde:

$E_L$ : Error lineal de cierre

$E_x$ : Error de cierre en la proyección X.

$E_y$ : Error de cierre en la proyección Y.

#### c. Error Relativo de una Poligonal

Conociendo el error lineal de cierre de una poligonal; se determina su error relativo, dividiendo dicho error entre perímetro de la poligonal, por lo tanto el error relativo es:

$$E_r = \frac{E_L}{P} \quad (3.2)$$

Dónde:

$E_r$ : Error relativo.

$E_L$ : Error lineal.

P: Perímetro de la poligonal.

### 3.2.3.7. CLASIFICACIÓN DE UNA POLIGONAL POR SU ERROR RELATIVO

- **Primer Orden**

Son aquellas en las que el error relativo no debe exceder de 1/10000 y el error angular de  $\pm 15''\sqrt{n}$  (n = número de lados).

- **Segundo Orden**

Son aquellas en las que el error relativo no debe exceder de 1/5000 y el error angular de  $\pm 30''\sqrt{n}$  (n = número de lados).

- **Tercer Orden**

Son aquellas en las que el error relativo no debe exceder de 1/2500 y el error angular de  $\pm 1''\sqrt{n}$  (n = número de lados).

### 3.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para el diseño de pavimento es necesario conocer las características y propiedades físicas y mecánicas del suelo, como parte de la estructura del pavimento, permitiendo conocer y entender su comportamiento

El estudio de suelos es parte importante de todo el proyecto constituye uno de los aspectos más relevantes porque de ella depende en gran parte el diseño de la vía, en vista de que la mecánica de suelos aplicada a vías terrestres tiene el propósito de dar a conocer las propiedades y calidad del material que está conformada el terreno de fundación. Para poder clasificar los suelos previamente se debe determinar las características y propiedades físicas y mecánicas del terreno de fundación.

El estudio de suelos en nuestro caso particular se ha referido a la determinación de la naturaleza, propiedades físicas y de resistencia relativa CBR (valor relativo de soporte) del terreno de fundación sobre el cual se proyectará la construcción de la estructura del pavimento, el mismo que se ha desarrollado a través de resultados de ensayos en laboratorio de muestras representativas de suelo.

Los resultados de laboratorio nos permitió determinar si dicho material cumple exigencias técnicas y califica como apto, de tal forma que garantice una adecuada capacidad portante frente a la influencia de las solicitaciones de carga y evitar posibles asentamientos diferenciales y ser causa de falla del pavimento y si el material fuese no apto, estudiar la posibilidad de reemplazarlo ó evaluar su mejoramiento a través de procesos de estabilización. (BRAJA M, 2001)

#### 3.3.1. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DE SUELOS

Para realizar el estudio de suelo del terreno de fundación se procedió a elaborar inicialmente un plan preliminar de exploración y muestreo de suelos, a fin de garantizar el éxito del proceso y obtener resultados confiables en un mínimo tiempo dado que este en realidad depende fundamentalmente en la experiencia particular del profesional Según el proceso de extracción se tiene dos recomendaciones dado por la ASTM y AASHTO.

En dicha programación de exploración y muestreo se planifico tres fases marcadas a fin de llevar un trabajo ordenado que permita lograr el objetivo final; dichas fases de exploración fueron:

#### TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS.

Se tomarán muestras inalteradas ó no perturbadas cuando se necesita conocer las condiciones de capacidad de soporte de un terreno, que servirá de fundación, ó conocer las condiciones de estabilidad del terreno.

Las muestras inalteradas se emplean para él: Ensayo triaxial.

#### TOMA DE MUESTRAS ALTERADAS.

Se tomarán muestras alteradas ó perturbadas cuando el material que se analice vaya ser empleado en la construcción de terraplenes, es decir cuando se utilice como material de construcción.

Las muestras alteradas se emplearon para la determinación:

- Granulometría.
- Límites de Consistencia.
- Contenido de Humedad.
- Compactación.
- CBR.

#### NÚMERO DE MUESTRAS

La Norma Técnica CE.010 - PAVIMENTOS URBANOS, indica que el número de puntos de investigación será de acuerdo con el tipo de vía según y teniendo en consideración el área de nuestra vía, tal como se indica en el Cuadro N° 3.1.

Cuadro N° 3.1: Número de puntos de investigación.

TIPO DE VIA	NUMERO MINIMO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	AREA (m2)
Expresas	1 cada	2000
Arteriales	1 cada	2400
Colectoras	1 cada	3000
Locales	1 cada	3600

Fuente: (NORMA TECNICA CE. 010PAVIMENTOS URBANOS 2010 EXPLORACIONES EN EL CAMPO)

### **3.3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO**

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos, se logra tener los datos definitivos de las características del suelo para su respectivo análisis y conclusión final; en esta etapa en primer lugar se tuvo que realizar las pruebas de clasificación de suelos (Método SUCS y AASHTO) se ubica de manera precisa la naturaleza del terreno, y luego se decide como segunda fase las pruebas definitivas que requiere el problema particular, para definir las características de formación y resistencia a los esfuerzos en el terreno con que se trabaja.

#### **CUARTEO DE MUESTRAS EN EL LABORATORIO**

Referencias

Método de ensayo MTC E 105 – 2013

Este Modo Operativo está basado en la Norma NTP 350.001, MTC E 105-2013, ASTM C 702-2013, UNE 77-327-75.

#### **GENERALIDADES**

Para poder efectuar los diferentes ensayos de suelos en laboratorio, se requiere contar con material representativo de suelo en cantidad suficiente, de manera que satisfagan los requerimientos de procedimientos de ensayos, con lo cual se realiza previamente una operación de reducción de las muestras denominada cuarteo, de manera que al finalizar su proceso quede una muestra tal, que refleje exactamente las características del terreno ó cantera. Los procedimientos de reducción que se practican son de tipo mecánico y manual, siendo este último de uso convencional en nuestro país y se practica en la mayoría de laboratorios de Mecánica de Suelos, Asfaltos y Concretos de nuestra zona, debido por razones de bajo costo y gran confiabilidad.

#### **OBJETIVO**

Reducir una muestra representativa de suelo mediante un procedimiento manual, una muestra representativa de suelo a un tamaño conveniente, ó de dividirla en dos ó más partes con el fin de efectuar ensayos con ellos.

#### **HERRAMIENTAS Y/O MATERIALES**

- Lona plástica de 2.00 x 2.50 m
- Pala manual
- Bandeja metálica
- Badilejo para manejar el material
- Varilla metálica de 1.50 m.
- Brocha

### **3.3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO**

Los ensayos se realiza en Laboratorio de Mecánica de Suelos, donde se obtiene los datos definitivos de las características del suelo para su respectivo análisis y conclusión final, en esta etapa inicialmente al realizar las pruebas de clasificación de suelos (Método SUCS y AASHTO).

Se ubicó de manera precisa la naturaleza del terreno y luego se decidió como segunda fase las pruebas definitivas que requiere el problema particular, para definir las características de formación y resistencia a los esfuerzos en el terreno con que se trabajó. Trasladada las muestras representativas de suelo y la información necesaria de campo al Laboratorio de Mecánica de Suelos denominado Megalaboratorio del Sur de la ciudad de puno, se practicaron por cada pozo de prospección los siguientes ensayos:

#### **3.3.3.1. Cuarteo de Muestras en Laboratorio**

##### **a) Generalidades**

Para poder efectuar los diferentes ensayos de suelos en laboratorio se requiere contar con material representativo de suelo en cantidad suficiente, de manera que satisfagan los requerimientos de procedimientos de ensayos con lo cual se realiza previamente una operación de reducción de las muestras denominada cuarteo, de manera que al finalizar su proceso quede una muestra tal que refleje exactamente las características del terreno ó cantera.

Los procedimientos de reducción que se practican son de tipo mecánico y manual siendo este último el de uso convencional en nuestro país y se practica en la mayoría de laboratorios de Mecánica de Suelos, asfaltos y concretos de nuestra zona, debido por razones de bajo costo y gran

confiabilidad.

#### **b) Objetivos**

Reducir una muestra representativa de suelo mediante un procedimiento manual, una muestra representativa de suelo a un tamaño conveniente ó de dividirla en dos ó más partes con el fin de efectuar ensayos con ellos.

#### **c) Equipos**

- Lona plástica de 2.00 x 2.50 m.
- Pala manual.
- Bandeja metálica.
- Badilejo.
- Varilla metálica de 1.50 m.
- Brocha ó cepillo

#### **d) Procedimiento**

- Se extiende la lona plástica y se deposita sobre ella la muestra representativa extraída a fin de dejarla secar al aire, removiendo con el badilejo cada cierto tiempo de manera que el material seque de una forma uniforme.
- Seca la muestra, con el martillo de goma se procede a desmenuzar los terrones del material formado, a fin de obtener una mezcla uniforme y evitando en todo momento un posible fracturamiento de las piedras constituyentes del mismo.
- Se mezcla hasta formar una pila en forma de cono, repitiendo esta operación un mínimo de cuatro veces, cada palada tomada de la base se deposita en la parte superior del cono de modo que el material caiga uniformemente por los lados.
- Esparcir cuidadosamente y aplanar la pila cónica hasta darle una base circular, espesor y diámetro uniforme, presionando hacia abajo con la cuchara de la pala de tal manera que cada cuarto del sector contenga el material original, procurando que el diámetro sea aproximadamente de 4 a 8 veces el espesor.

- Con la varilla metálica se mide diametralmente el material en cuatro partes iguales, de manera que toman dos cuartos diagonalmente opuestas, incluyendo todo el material fino con ayuda de las brochas y el badilejo.
- Los dos cuartos restantes se remezcla y se repite sucesivamente toda la operación anteriormente descrita, hasta obtener la cantidad de muestra de suelo requerida.

#### e) Referencias

- MTC E105-2013
- ASTM C702-2013

#### 3.3.3.2. Contenido de Humedad

##### f) Generalidades

Siendo el suelo un medio poroso, se distinguen tres fases constituyentes: la fase sólida conformada por partículas minerales u orgánicas, la fase líquida conformada por agua que llena parcial ó totalmente los vacíos y la fase gaseosa conformada esencialmente por aire. A partir de estas fases del suelo, es posible determinar fácilmente en laboratorio el peso de las muestras húmedas y secas al horno, parámetros que nos permiten establecer algunas relaciones físicas como es el cálculo del contenido de humedad de una muestra representativa. En cierto modo este valor es relativo, porque depende de las condiciones atmosféricas que pueden ser variables, por lo que es recomendable realizar este ensayo casi inmediatamente de extraer la muestra para evitar distorsiones significativas en el resultado.

##### g) Objetivo

Determinar el contenido de humedad de una muestra representativa de suelo expresado en porcentaje, que se obtiene de la relación del contenido de agua, con respecto al peso seco en el horno a 110°C. de temperatura.

##### h) Equipo

- Balanza de tres escalas con sensibilidad de 0.01%.

- Horno eléctrico de  $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Taras metálicas con tapa. Cuchara metálica.
- Guantes de asbesto.

#### i) Procedimiento

- Pesar la tara metálica en la cual se depositara una muestra de suelo.
- Pesar la muestra húmeda en la tara con aproximación de 0.01 gr.
- La muestra en el recipiente colocarla en el horno a una temperatura de  $110\pm 5^{\circ}\text{C}$  por un tiempo de 24 hrs. Aproximadamente para posteriormente dejarla enfriar a temperatura ambiente.
- Pesar la muestra seca incluyendo el recipiente hasta verificar un peso constante.

#### j) Cálculo y Resultados

- Se calcula el contenido de humedad de la muestra con la ecuación 3.1:

$$W\% = \frac{(P_1 - P_2)}{(P_2 - P_3)} \times 100 \quad (3.1)$$

Dónde:

$W\%$ : Contenido de humedad expresado en %.

$P_1$ : Peso de la tara más el suelo húmedo.

$P_2$ : Peso de la tara más el suelo seco al horno.

$P_3$ : Peso de la tara.

#### k) Referencias

- MTC E110-2013
- ASTM D 2216-2013

#### 3.3.3.3. Análisis Granulométrico por Tamizado

##### a) Generalidades

El estudio de las propiedades de los suelos se fundamentó en que las propiedades

mecánicas dependen directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños.

En la investigación por encontrar métodos para determinar dicha distribución, se pudo concluir que las posibilidades de hallar un método que permitan hallar la granulometría. Respetando la estructuración del material, es prácticamente imposible; sin embargo en base a la experiencia se pudo establecer dos métodos para establecer el análisis granulométrico de un suelo: el método mecánico ó seco para suelos de grano grueso y el método del hidrómetro ó vía húmeda para suelos de grano fino.

#### **b) Objetivo**

Determinar la distribución de las partículas en función de su tamaño de una muestra representativa de suelo de grano grueso, mediante un ensayo granulométrico por tamizado.

#### **c) Equipo**

- Juego completo de tamices con tapa y fondo.
- Balanza de torsión con sensibilidad de 0.01%.
- Balanza de 3 escalas con sensibilidad de 0.1%.
- Horno eléctrico de  $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Cepillo de alambre fino.
- Martillo de goma.
- Bandejas de losa ó aluminio.
- Recipiente con agua limpia.

#### **d) Procedimiento**

- Cuartear la muestra seca, pesarla y registrarla como peso total de la muestra seca.
- Depositar la muestra en el recipiente con agua y removerla a fin de disolver la arcilla contenida y verter el agua limpia a través del tamiz N° 200, repitiendo esta operación hasta que el agua se observe clara.
- Secar 18 hrs la muestra en el horno a una temperatura de  $105^{\circ}\text{C}$ .
- Seca la muestra se efectúa el tamizado a través del juego de tamices

ordenados de forma decreciente, agitando vigorosamente con un movimiento rotatorio horizontal y vertical. Pesar el material retenido en los diferentes tamices.

#### e) Cálculo y Resultados

- La diferencia entre el peso inicial de la muestra seca y la suma de los pesos retenido hasta la malla N° 200, es peso que pasa por la malla N° 200.
- Se determinan los porcentajes parciales y acumulados en peso del material contenido en cada tamiz, con respecto al peso inicial de la muestra seca.
- Se calcula el porcentaje en peso del material seco que pasa un determinado tamiz, restando de 100% el porcentaje en peso del material seco acumulado.
- Anotar los resultados en la hoja de cálculo y graficar las curvas granulométricas; apertura de cada tamiz vs porcentaje que pasa.

#### f) Referencias

- MTC E107-2013.
- ASTM D 422.
- AASHTO T88.

#### 3.3.3.4. Límites de Atterberg ó de Consistencia Generalidades

En la mayoría de los suelos existentes cuando estos se moldean sin romperse hasta cierto límite al alterar su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica denominada plástica, para determinar la plasticidad ó capacidad de ser moldeable de estos suelos, existe el criterio planteado por Atterberg el cual demostró que la plasticidad no era una propiedad permanente de un suelo si no circunstancial y dependiente de su contenido de agua y cantidad de arcilla ya que esta última es la que actúa como ligante Atterberg estableció que según su contenido de agua existente en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico, puede estar en cualquiera de los estados siguientes:

- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- Estado semisólido, en que el suelo tiene apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

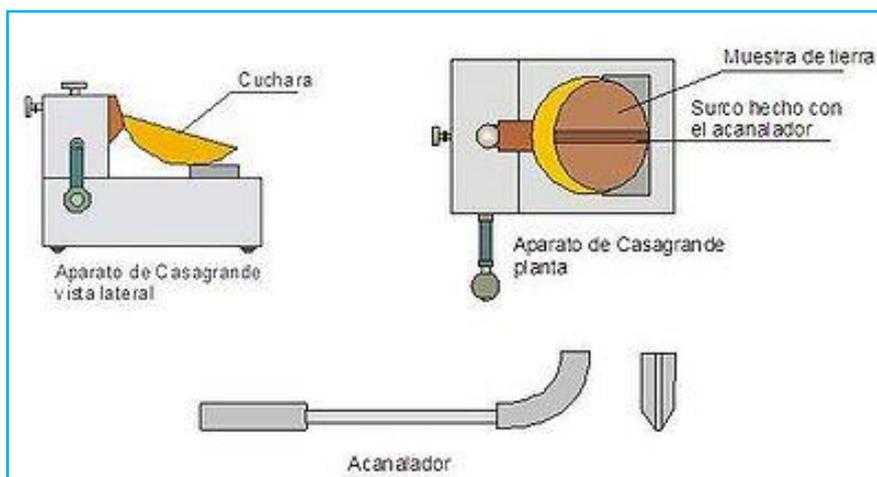
Dado que estos estados, son fases generales por las que pasa un suelo al ir secando y dado que no existen criterios estrictos para poder distinguir sus fronteras, Atterberg definió a estas fronteras en función al contenido de humedad, llamando a la frontera entre los estados líquido y plástico como límite líquido; a la frontera entre los estados plástico y semisólido como límite plástico y a la frontera entre los estados semisólido y sólido como límite de contracción y determino que el rango de contenido de agua sobre el cual un suelo se comporta plásticamente, se encuentra definida por una relación numérica al cual le denomino como índice de plasticidad.

#### **3.3.3.5. Límite Líquido**

##### **a) Objetivo**

Este ensayo propuesto por Terzaghi y Casa grande, permite obtener el contenido de agua en una muestra de suelo, expresado en porcentaje con respecto a la muestra seca al horno, cuando este se encuentra en el límite entre los estados plástico y líquido, el contenido de agua existente en este límite se define como la humedad necesaria para el surco separados de dos mitades de una pasta de suelo, se cierre a lo largo de su fondo en una distancia de  $\frac{1}{2}$ " cuando se deja caer la cuchara 25 veces desde una altura de 1 cm. y a una velocidad de 2 golpes por segundo. (E.Bowles, 1980)

Figura 3.3 Cuchara de Casagrande para determinar el límite líquido del suelo.



1. Vista lateral. 2. Vista en Planta. 3. Acanalador.

#### b) Equipo

- Balanza de tres escalas (sensibilidad al 0.01gr.)
- Pocillo de porcelana y espátulas.
- Copa de Casagrande y acanalador.
- Tamiz N° 40.
- Pipeta (cuenta gotas).
- Capsulas metálicas (taras).

#### c) Procedimiento

- Se cierne la muestra seca a través de la malla N° 40 hasta obtener 150 gr. aproximadamente y descartar el material retenido en él.
- Mezclar el material en el pocillo de porcelana con agua hasta la consistencia de una pasta espesa y suave. Cubrirlo con un paño y dejarlo reposar una hora.
- Colocar el material desde el pocillo a la cuchara de la copa de Casagrande, llenando un tercio del total aproximadamente.
- Usando la espátula se extiende y empareja el material, formando una torta circular de 1 cm. en el punto de máxima profundidad.

- Con el acanalador se hace una ranura firme a lo largo del diámetro y a través de la línea central de la mezcla contenida en la cuchara, para evitar el desgarramiento del suelo a lo largo de la ranura, se hace varias pasadas.
- Girar la manivela a razón de 2 vueltas por segundo y anotar los golpes necesarios para que las paredes de la ranura se unan en el fondo de la misma.
- Por la espátula se toma la porción del suelo próximo a las paredes de la ranura donde se cerró la muestra y se determina su contenido de humedad existente.
- Se transfiere el suelo sobrante en la cuchara de bronce al recipiente para re mezclarlo se lava y seca la cuchara de bronce, preparado nuevamente el aparato para realizar por lo menos dos determinaciones adicionales.

#### d) Cálculo y resultados

- Calcular el contenido de humedad del suelo de cada muestra.
- En un gráfico semi-logarítmico tabular el contenido de humedad como ordenada en escala natural y el número de golpes como abscisa en escala logarítmica. La línea de fluidez es la recta que promedia los tres puntos obtenidos en el ensayo.
- El límite líquido es la humedad existente para lo cual la hendidura se cierra en 25 golpes.

#### e) Referencias

- MTC E110-2013
- ASTM D423
- AASHTO T89

#### 3.3.3.6. Limite Plástico

##### a) Objetivo

Determinar el limite plástico de los suelos, el cual se define como el

contenido de agua, expresado en porcentaje del peso del suelo seco al horno, cuando el suelo se encuentra en el límite entre los estados plástico y semisólido el contenido de agua en este límite se define como el contenido más bajo de agua al cual el suelo puede ser rollado en hilo de 3.2 mm. sin que se rompa en pedazos.

#### **b) Equipo**

- Balanza de tres escalas (sensibilidad al 0.01gr.)
- Horno eléctrico de  $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Placa de vidrio esmerilado.
- Capsulas metálicas (taras).

#### **c) Procedimiento**

- Se emplea material usado para el límite líquido, verificando una consistencia tal que pueda ser rodado entre los dedos de la mano y el vidrio esmerilado.
- Se toman aproximadamente dos gramos de material y se forma bastones cilíndricos de modo que lo podamos rodar sobre el vidrio esmerilado para quitarle humedad.
- Se inicia el rolado, a razón de 80 a 90 ciclos por minuto, un ciclo es un movimiento de la mano hacia adelante y hacia atrás de la posición de arranque.
- El límite plástico (humedad), se obtiene al formar bastones de 3.2 mm. de diámetro, en el instante en que se forman resquebrajaduras superficiales.

#### **d) Cálculos**

Realizar un mínimo de dos pruebas y determinar su contenido de humedad, conforme al procedimiento señalado anteriormente, hallar un promedio de ambas con lo cual se habrá obtenido el límite plástico de un ensayo.

#### **e) Referencias**

- MTC E111-2013.

- ASTM D 424.
- AASHTO T90

### 3.3.3.7. Índice de Plasticidad (IP)

Se denomina Índice de Plasticidad, a la diferencia numérica entre el valor obtenido de Límite Líquido y Límite Plástico de una muestra de suelo; es el índice de consistencia más importante, dado que su valor permite conocer cuan plástico es un material. Matemáticamente está representada por la siguiente relación:

$$IP = LL - LP \quad (3.2)$$

Cuando no es posible determinar el límite plástico de un suelo, se dice que el suelo es no plástico; cuando el Índice Plástico es menor a 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que es medianamente plástico, y cuando presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico. Es decir cuan mayor es el Índice de Plasticidad, mayores son los problemas asociados con el uso del suelo como material de ingeniería.

### 3.3.3.8. Clasificación de Suelos

Dada la múltiple variedad y complejidad que los suelos presentan en la naturaleza, la mecánica de los suelos desarrollo sistemas de clasificación que permitan cubrir

las necesidades correspondientes basado en las propiedades mecánicas de los suelos por ser estas preponderantemente cualitativas, puesto que sistemas que incluyan relaciones cuantitativas y detalle respecto a las propiedades mecánicas, resultaría excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica.

Un sistema útil de clasificación, normalmente sirve para normar el criterio del técnico de laboratorio con respecto al suelo de que se esté tratando, previamente a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo. Entre los sistemas de clasificación propuesto de mayor aceptación en el campo de la ingeniería destacan el sistema de clasificación AASHTO y el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), dado que son los que mejor satisfacen los diferentes campos de aplicación de la mecánica de suelos.

### **a. Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO**

El sistema de clasificación de suelos de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) es uno de los más utilizados actualmente y se basa en las prestaciones de suelos utilizados en la práctica para construir carreteras.

De acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8.

En este sistema de clasificación, los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. Estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

La tabla 4.2 muestra la distribución que hace el sistema. Divide los materiales en siete grupos principales con varios subgrupos. La tabla muestra el análisis según mallas así como el límite líquido e índice de plasticidad de las fracciones que pasan la malla N° 40. Al pie de la tabla aparece el índice de grupo fundado en una fórmula que tiene en cuenta el tamaño de la partícula y los índices límite líquido e índice de plasticidad.

El índice de grupo indica la idoneidad de un suelo determinado para construir explanaciones. El índice de grupo igual a “0” indica un material bueno mientras que un índice igual a “20” indica un material deficiente.

Tabla 3.2 Sistema de Clasificación de Suelos de la AASHTO

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2-4				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Grupo:	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentaje que pasa: N° 10 (2mm) N° 40 (0,425mm) N° 200 (0,075mm)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- - 35 máx				- - 36 mín			
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40 Límite líquido Índice de plasticidad	- 6 máx		- NP (1)	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín (2) 11 mín
Constituyentes principales	Fracmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Características como subgrado	Excelente a bueno							Pobre a malo			

(1): No plástico

(2): El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al LL menos 30  
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30

Fuente: (Montejo, A. 2008, pag.46)

En la tabla 3.2:

- En general este sistema de clasificación evalúa un suelo bajo los siguientes criterios:
- Más pobre para uso en la construcción de caminos en la medida en que se avanza de izquierda a derecha en la tabla.
- Más pobre para la construcción de caminos a medida en que el índice de grupo aumenta para un subgrupo particular.

### Descripción del Índice de Grupo

Para establecer la posición relativa de un suelo dentro de un subgrupo, se desarrolla el índice de grupo (IG). El índice de grupo es una función del porcentaje de suelo que pasa la malla N° 200 y de los límites de Atterberg. El índice de grupo se obtiene mediante el uso de la siguiente fórmula de índice de grupo.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \quad (3.3)$$

Dónde:

IG: Índice de Grupo

- La parte del porcentaje que pasa la malla N° 200 mayor de 35% y sin exceder el 75%, expresada como un número entero positivo de 1 a 40.

- b. La parte del porcentaje que pasa la malla N° 200 mayor de 15% y sin exceder el 55%, expresada como un número entero positivo de 1 a 40.
- c. La parte del límite líquido mayor de 40 y no mayor de 60, expresada como un número entero de 1 a 20.
- d. La parte del índice de plasticidad mayor de 10 y no mayor de 30, expresada como un número entero de 1 a 20.

El índice de grupo es redondeado al número entero más cercano y colocado entre paréntesis. En general, cuanto mayor es el IG menos deseable es el suelo como material de Sub Rasante ó terreno de fundación en carreteras, es decir:

Excelente	IG	de -1 a 0
Buena	IG	de 0 a 1
Regular	IG	de 2 a 4
Mala	IG	de 5 a 9
Muy Mala	IG	de 10 a 20

### **Descripción General de los Subgrupos**

- Los suelos clasificados desde un A-1 hasta el A-3 son granulares, que contienen una cantidad no mayor del 35% de material que pasa la malla N° 200.
- los suelos A-1 son materiales típicamente bien gradados, conformados por arena gruesa, arena fina y un material aglutinante que tiene poca ó ninguna plasticidad.
- El subgrupo A-1a, que puede contener apreciable cantidad de grava es un material de gradación más gruesa que el A-1b, que es predominantemente arena gruesa.
- El grupo A-2 es también granular pero con apreciable cantidad de material aglutinante. Este material está en la frontera entre los materiales que caen en los grupos A-1 y A-3 y los materiales limo-arcillosos de los grupos A-4 a A-7.
- Los subgrupos A-2-4 y A-2-5 incluyen varios materiales en los que no más del 35% es más fino que la malla N° 200 y que tienen las características de plasticidad de los grupos A-4 y A-5.

- Los subgrupos A-2-6 y A-2-7 son semejantes a los A-2-4 y A-2-5 excepto que las características de plasticidad de la porción bajo la malla N° 40 son las de los grupos A-6 y A-7.
- El suelo A-3 es fino, arena relativamente uniforme, típicamente una arena fina de playa ó eólica del desierto. Este grupo también puede incluir mezclas de arena fina aluviales pobremente gradadas, con algo de arena y grava. Son no plásticas (NP).
- Los suelos A-4 están compuestos predominantemente por limo con solo moderadas cantidades de material grueso y poca cantidad de arcilla pegajosa y coloidal, contienen más de 35% de material que pasa la malla N° 200. Este tipo de suelo se encuentra frecuentemente en la superficie terrestre y proporciona un terreno firme para la circulación cuando están secos.
- Los suelos A-5 son similares a los A-4, con excepción que incluyen suelos de gradación muy mala y contiene materiales tales como mica y diatomeas que son productores de propiedades elásticas y estabilidades muy bajas.
- Los suelos A-6 se componen predominantemente de arcilla con contenidos moderados de materiales gruesos y son materiales compresibles.
- Los suelos A-7 son similares a los A-6 pero debido a las partículas de limo son elásticas. Los suelos A-7-5 tienen índices de plasticidad moderados y los suelos A-7-6 comprende índices de plasticidad altos.

#### **b. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

Este sistema de clasificación fue originalmente desarrollado por su uso en la construcción de aeropuertos, y fue adaptado y divulgado por el Dr. Arthur Casagrande en 1948. Había estado ya en uso desde 1942, pero fue ligeramente en 1952 en cooperación con la oficina de mejoramiento de terrenos de los EE.UU. Para darle mayor aplicabilidad y cobertura de otro tipo de construcciones de fines ingenieriles. Está basado en la identificación de los suelos según sus cualidades estructurales y de plasticidad, y su agrupamiento con relación a su comportamiento como materiales de construcción de ingeniería.

Las principales características de los criterios propuestos que presenta este sistema de clasificación de suelos son las que se nombran a continuación:

- Se establecen cuatro fracciones de suelo: cantos rodados, gravas, arena y finos (limo ó arcilla).
- Los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla N° 200, ya sean retenidos ó que pasan respectivamente.
- Un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidos en la malla N° 200, y finos si más del 50% de sus partículas son menores de dicha malla.
- Los suelos están separados en tres divisiones: suelo de grano grueso, suelo de grano fino y suelos altamente orgánicos
- Los suelos de grano grueso se dividen en gravas “G” (gravel) y arenas “S” (sand). Las gravas son aquellos suelos que tienen un porcentaje mayor de la fracción gruesa retenida en el tamiz N° 4 y las arenas son aquellas que su porción mayor pasan por el tamiz N° 4.
- Los suelos se designan por símbolo de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos: grava (G), arena (S), limo (M), arcilla (C), orgánico (O) y turba (Pt).
- Los sufijos indican sub divisiones en dichos grupos: bien graduado (W), pobremente graduado (P), limoso (M), arcilloso (C), LL menor a 50% (L) y LL mayor a 50% (H).
- Las gravas G y las arenas S, se subdividen en cuatro grupos secundarios, GW, GP, GM, y GC y SW, SP, SM, y SC respectivamente, según la cantidad y tipos de los finos y forma de la curva granulométrica.
- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded), en combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GW y SW.

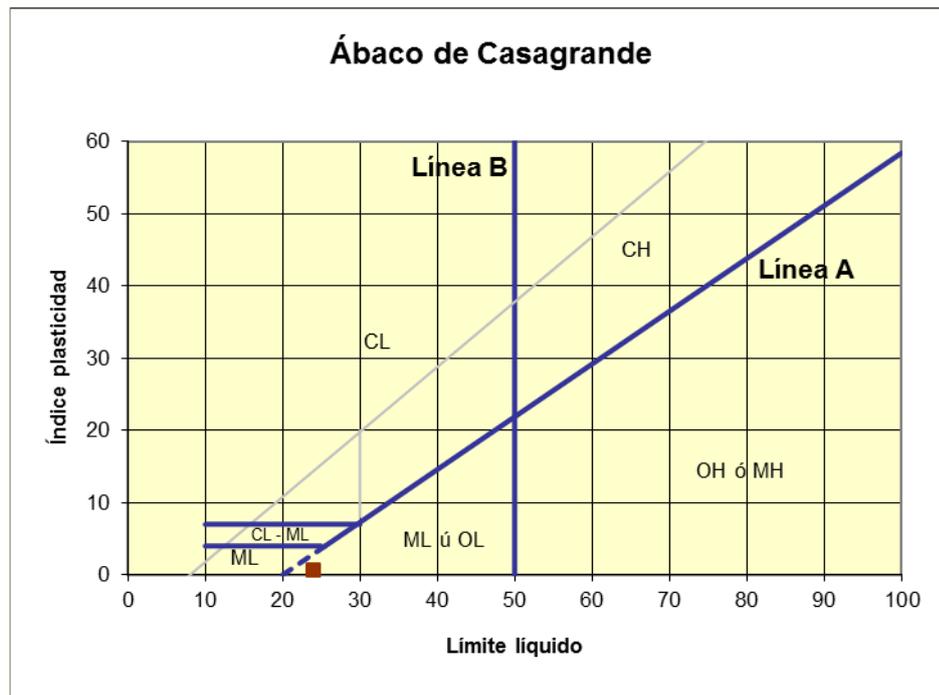
- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded), en combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GP y SP.
- Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo M (mo y mjala), en combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay), en combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.
- Los suelos de grano fino se dividen en limos orgánicos (M), arcilla inorgánica
- (C) y limos y arcillas orgánicas (O). Cada uno de estos tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido en dos grupos.
- Si el límite líquido es menor de 50% es decir, si son suelos de compresibilidad baja, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL.
- Los suelos finos con límite líquido mayor de 50% es decir de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), obteniéndose así los grupos MH, CH y OH.
- Los suelos altamente orgánicos son usualmente muy compresibles y tienen características inadecuadas para la construcción. Se clasifica dentro del grupo designado por el símbolo PT.

El cuadro de clasificación correspondiente al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) que se presentan a continuación, ilustran que solo la granulometría y los límites de Atterberg son requisitos necesarios para clasificar un suelo. Si menos del 12% pasa la malla N° 200, es necesario determinar el coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de concavidad (Cc) para establecer si el suelo es bien ó pobremente graduado. Si más de un 12% pasa la malla N° 20, el coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de concavidad (Cc) no tiene significación

alguna y solo es necesario determinar los límites de Atterberg para poder clasificar un suelo.

Tabla 3.3: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

DIVISIONES PRINCIPALES			Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO			
<b>SUELOS DE GRANO GRUESO</b> Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	<b>GRAVAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	<b>Gravas limpias</b> (sin o con pocos finos)	<b>GW</b>	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5% - >GW, GP, SW, SP. >12% - >GM, GC, SM, SC. 5 al 12% -> casos límite que requieren usar doble símbolo.	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3		
			<b>GP</b>	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.		No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.		
		<b>Gravas con finos</b> (apreciable cantidad de finos)	<b>GM</b>	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.		Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$ . Encima de línea A con $IP$ entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.		
			<b>GC</b>	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.		Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7$ .		
	<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	<b>Arenas limpias</b> (pocos o sin finos)	<b>SW</b>	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		$Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3		
			<b>SP</b>	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.		
		<b>Arenas con finos</b> (apreciable cantidad de finos)	<b>SM</b>	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$ . Los límites situados en la zona rayada con $IP$ entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan		
			<b>SC</b>	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.				
			<b>Limos y arcillas:</b> Límite líquido menor de 50	<b>ML</b>		Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.		
				<b>CL</b>		Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.		
<b>SUELOS DE GRANO FINO</b> Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200	<b>Limos y arcillas:</b> Límite líquido menor de 50	<b>OL</b>	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.					
		<b>Limos y arcillas:</b> Límite líquido mayor de 50	<b>MH</b>	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.				
	<b>CH</b>		Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.					
	<b>OH</b>		Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.					
<b>Suelos muy orgánicos</b>			<b>PT</b>	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.				



### 3.3.3.9. Proctor Modificado

#### a) Generalidades

Se llama compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, esfuerzo-deformación y disminuir la compresibilidad de las mismas; por lo general el proceso implica una reducción de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, ligados a pérdida de volumen de aire a fin de aumentar la densidad específica seca.

En 1933 R. Proctor propuso un método que permite reproducir en laboratorio, resultados que se debe obtener en obra, y que consiste en aplicar a un suelo cierta energía para compactarlo, con la que el peso volumétrico obtenido varía con el contenido de humedad según una curva en la cual se puede determinar para un cierto grado de humedad, el peso volumétrico seco máximo de ese suelo y esa energía de compactación. En su ejecución por diversas organizaciones dedicadas a la construcción, con la cual se ha denominado a la prueba de compactación dinámica como Proctor Modificado.

#### b) Objetivo

Mediante un molde de volumen dado y un peso de 10 lb. Que cae libremente

desde una altura de 18", determinar un contenido óptimo de humedad para el cual se alcanza la máxima densidad seca a una determinada energía de compactación.

Existen tres alternativas de ensayos en función al molde y número de golpes y solo se procede a realizar alguno de ellos, siempre y cuando se cumpla en el ensayo granulométrico de una muestra, que el 30% en peso sea retenido en la malla de  $\frac{3}{4}$ ".

#### **Método A:**

- Si el 20% ó menos del material es retenido en la malla N° 4.
- Usar el material que pasa la malla N 4.
- En el molde de 4" ( $\frac{1}{30}$  pie<sup>3</sup>), 5 capas y 25 golpes/capa.

#### **Método B:**

- Si el 20% ó menos del material es retenido en la malla de  $\frac{3}{8}$ " y más del 20% del material es retenido en la malla N° 4.
- Usar el material que pasa la malla de  $\frac{3}{8}$ ".
- Usar el molde de 4" ( $\frac{1}{30}$  pie<sup>3</sup>), 5 capas y 25 golpes/capa.

#### **Método C:**

- Si menos del 30% del material es retenido en la malla  $\frac{3}{4}$ " y más del 20% es retenido en la malla de  $\frac{3}{8}$ ".
- Usar el material que pasa la malla de  $\frac{3}{4}$ ".
- Usar moldes de 6" ( $\frac{1}{13.33}$  pie<sup>3</sup>), 5 capas y 56 golpes por capa.

#### **c) Equipo**

- Tamices de 2",  $\frac{3}{4}$ ",  $\frac{3}{8}$ " y N° 4.
- Martillo de goma.
- Brocha y badilejo.
- Molde cilíndrico de proctor estándar ó modificado.
- Pisón de 10 lb de peso.
- Horno eléctrico de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- Balanza de tres escalas.

- Balanza de 20 kg de capacidad.
- Balanza de tres escalas con sensibilidad de 0.01%.
- Regla metálica.
- Probeta graduada de 500 cm<sup>3</sup>.
- Bandeja metálica grande y cucharon metálico.
- Capsulas metálicas (taras).

#### d) Procedimiento

- Se requiere de 40 kg en promedio de material de ensayo, el cual debe ser secado preferiblemente al aire para un mejor manejo y luego disgregar los terrones de material con el martillo de goma para no alterar sus propiedades mecánicas.
- Tamizar el material por las mallas 2",  $\frac{3}{4}$ ",  $\frac{3}{8}$ " y N° 4, descartando el material retenido en la malla de 2"
- De acuerdo al ensayo previo de granulometría, seleccionar el método de ensayo a practicar y preparar cuatro puntos de ensayo en peso del material a utilizar. Si es el método "A" ó "B" se tomará 2.50 kg y si es el método "C" será 6.00 kg.
- Colocar el material de un punto en la bandeja y adicionar el 2% ó 4% de agua según se estime por conveniente y revolverlo manualmente con el material hasta lograr una mezcla uniforme.
- Dividir la mezcla en cinco partes proporcionalmente iguales y depositar con la cuchara metálica una de ellas en el molde (con extensión) de ensayo correspondiente, para luego proceder a compactarlo con el pisón en caída libre y en el número de golpes que especifica el método determinado y repartidos uniformemente en toda la superficie del material. Repetir nuevamente la misma operación con las otras cuatro partes de la muestra del material.
- Compactadas las cinco partes de la muestra retirar la extensión desmontable y proceder a enrasarla con la regla metálica a nivel del borde del molde.

- Pesar la muestra húmeda en el molde sin extensión y registrar el peso obtenido. Luego desechar el material del molde para su limpieza y de la parte central separar en una tara metálica una porción de muestra para su secado en el horno eléctrico para posteriormente determinar su contenido de humedad.
- Todo el procedimiento descrito anteriormente se realiza para obtener un punto del gráfico, por lo que se deberá repetir la misma operación para otros tres puntos adicionales como mínimo, incrementando para cada nuevo punto sucesivamente el 2% de agua.

#### e) Cálculos

- Se calcula la densidad seca de cada uno de los especímenes, con la siguiente relación:

$$DS = \frac{Dh}{\left(1 + \frac{w}{100}\right)} \quad (3.4)$$

- Dónde:
- Ds: Densidad seca.
- w: Contenido de humedad de la muestra.
- Dh: Densidad húmeda de la muestra.

$$Dh = \frac{(P_1 - P_2)}{V} \quad (3.5)$$

- P1: Peso de la muestra húmeda más molde.
- P2: Peso del molde.
- V: Volumen del molde.
- Con los datos obtenidos de contenido de humedad y densidad seca de cada uno de los especímenes compactados, son graficados los puntos en escala natural, donde el eje vertical representa la densidad seca y el eje horizontal representa el contenido de humedad.
- Trazar una curva que conecte los puntos graficados y por el punto máximo de la curva obtenida, trazar una recta horizontal y vertical, obteniendo la

máxima densidad seca para una determinada humedad.

#### f) Referencias

- ASSHTO T91.
- ASTM D1557-2013.

#### 3.3.3.10. Valor Relativo de Soporte (CBR)

##### a) Generalidades

Ensayo conocido como CBR, que son las iniciales en inglés (California Bearing Ratio) del método empírico desarrollado por los ingenieros T. E. Staton y O. J. Porter del Departamento de Carreteras de California para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. Se expresa en porcentaje como la razón de la carga unitaria que se requiere para introducir un pistón dentro del suelo, a la carga unitaria para introducir el mismo pistón a la misma profundidad en una muestra tipo de piedra partida.

Los valores de carga unitaria para las diferentes profundidades de penetración dentro de la muestra patrón están determinados. El CBR que se usa para proyectar es el valor que se obtiene para una penetración de 0.1” ó de 0.2” y se elige el que sea más grande de los dos. El CBR de un suelo varía con su compactación, su contenido de humedad al compactar y el contenido de humedad cuando se ensaya.

El valor CBR es una relación que compara la capacidad portante de un material con el que corresponde a piedra triturada bien graduada. Las cargas de penetración de la piedra triturada tipo.

##### b) Objetivo

Determinar la resistencia al esfuerzo cortante por punzonado de los materiales granulares compactados. Dicha resistencia para las mismas condiciones de carga y penetración en el material granular compactado, se expresa como:

$$CBR = \frac{\text{Carga de penetración en el material estudiado}}{\text{Carga de penetración en el material}} \times 100 \quad (3.6)$$

**c) Equipo**

- Tamices de 2", ¾", 3/8" y N° 4.
- Molde cilíndrico de CBR.
- Disco espaciador.
- Pisón de 10 lb de peso.
- Horno eléctrico de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Balanza de tres escalas (sensibilidad al 0.01 gr)
- Balanza de 20 kg (sensibilidad de  $\pm 1$  gr).
- Regla metálica.
- Probeta graduada de 500 cm<sup>3</sup>.
- Bandeja metálica grande y cucharón metálico.
- Capsulas metálicas (taras).
- Máquina de prueba ó gata de tornillo con tornillo de carga.
- Vástago ajustable y juego de placas (10 lb).
- Trípode y micrómetro para medir la expansión del suelo.
- Papel filtro cortado en círculos de 6" de diámetro.

**d) Procedimiento**

- Del mismo material seleccionado para el ensayo de proctor, se preparan tres muestras secas en peso de dicho material y el molde de CBR añadiendo su anillo de extensión y fijándola a una placa de base mediante tuercas.
- Preparar en una probeta una cantidad de agua similar en porcentaje del contenido óptimo de humedad determinado para la máxima densidad seca en el ensayo de proctor. Cantidad de agua que será igual para las tres muestras.
- Remover en una bandeja la muestra con el agua hasta lograr una mezcla uniforme y dividirla en cinco partes proporcionales.
- Colocar dentro del molde el disco espaciador y un papel filtro sobre este, para adicionar muestra y someterlas a una compactación de 56 golpes con el pistón.

- Quitar la extensión del molde y enrasar la muestra con la regla metálica con el borde del molde y con la parte sobrante depositarla en una tara para su determinación del contenido de humedad.
- Se invierte el molde colocándole previamente un papel filtro y retirar el disco espaciador para luego proceder a registrar el peso de la muestra húmeda.
- Cargar sobre la muestra el vástago graduable y las placas metálicas de 10 lb y colocar el molde en un tanque de agua en posición horizontal y a nivel, para montar el trípode y el extensómetro para registrar la lectura inicial.
- Repetir todo el procedimiento descrito hasta ahora para las otras dos muestras de suelo, con la diferencia que el proceso de compactación con el pisón para la segunda muestra será a 25 golpes y para la tercera muestra a 12 golpes.
- Visualizar la lectura en el extensómetro cada 24 horas, de cada molde sumergido y anotarlas en los formatos correspondientes. Al cabo de 96 horas registrar la lectura final, para calcular la expansión del material.
- La expansión total registrada se expresa en porcentaje referida a la altura inicial que tuvo la muestra.
- Al cabo de los cuatro días, extraer los tres moldes sumergidos y dejar drenado el agua libre que queda por un tiempo de 15 minutos, cuidando de no alterar la muestra para luego proceder a la prueba de penetración.
- Colocar el espécimen en la prensa con su respectiva sobrecarga, asentar el pistón sobre la muestra, verificando el cero en el extensómetro que mide la penetración para la aplicación de la carga y el extensómetro que va en el anillo para medir la carga.
- Se inca el pistón a velocidad constante de penetración de 0.05" por minuto y se anota las lecturas del dial de carga para penetración de 0.025, 0.05, 0.075, 0.10, 0.15, 0.20, 0.30, 0.40 y 0.50 pulgadas.
- Una vez penetrado el pistón en la muestra (0.5"), se retira el molde de la prensa, se quitan las pesas y la base metálica, para finalmente desechar el

material.

#### e) Cálculos

- Se determina la máxima densidad seca y el óptimo contenido de humedad de proctor en la forma indicada anteriormente.
- Para cada molde se calcula su densidad húmeda y su densidad seca, considerando que el volumen del molde es el volumen neto sin tomar en cuenta la altura del espaciador ya que allí no se coloca la muestra.
- La densidad seca del molde de 56 golpes, deberá coincidir con la obtenida en la prueba de proctor modificado.
- Se grafica a escala natural: la penetración Vs. la carga necesaria para esa penetración, siendo este valor el de la lectura corregida por calibración del instrumento, resultando 3 curvas, una para cada número de golpes 56, 25 y 12.
- Si las curvas presentan inflexión al inicio se corrige trazando una tangente en el punto en que se unen la parte recta y la parte cóncava de la curva y el punto donde se intercepta el eje de las abscisas, se considera el cero corregido.
- A partir del valor cero, corregido en el caso de la curva que lo posee, se mide 0.1” de penetración y se traza la vertical. En el punto donde se intercepta con la curva ó la tangente en el caso de la curva corregida, se toma el valor de la carga.
- Finalmente se plotea al costado de la curva de proctor, la curva del porcentaje de Valor Relativo de Soporte (CBR) alcanzado en cada muestra vs. La densidad seca para cada caso. Se calcula el valor del CBR para el 95% de la máxima densidad seca si se trata de suelos cohesivos y al 100% si es de no cohesivos. (E.Bowles, 1980)

#### f)Referencias

- MTC E111-2013.
- ASTM D424.
- AASHTO T90.

### **3.3.4. TERRENO DE FUNDACION**

Se entiende como terreno de fundación a la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma; su función es soportar la estructura de la obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

La capacidad de soporte depende en gran parte del espesor que debe tener un pavimento, sea rígido ó flexible. Si encontramos un terreno de fundación de pésima calidad debe desecharse este material y sustituirse por otro de mejor calidad. Si el terreno de fundación es malo y se halla formado por un suelo fino limoso ó arcilloso susceptible de saturación habrá de ponerse una sub-base de material granular seleccionada antes de ponerse la base y capa de rodadura.

#### **3.3.4.1. Muestreo y Exploración de Suelos en el Terreno de Fundación**

La metodología seguida para la ejecución del estudio comprendió básicamente de una investigación de campo en las mismas vías e estudio, a través de prospecciones de exploración (obtención de muestras representativas) mediante pozos de exploración a cielo abierto ó calicatas, las que fueron objeto de ensayos de laboratorio y finalmente con los datos obtenidos en ambas fases se realizaron las labores de gabinete, para consignar luego en forma gráfica y escrita los resultados del estudio.

En dicha programación de exploración y muestreo se planifico tres fases marcadas a fin de llevar un trabajo ordenado que permita lograr el objetivo final; dichas fases de exploración fueron:

#### **3.3.4.2. Reconocimiento de Campo**

Se ha realiza el reconocimiento in situ de toda la zona materia de estudio, recorriendo a pie a fin de evaluar posibles inconvenientes de diferente índole que pueda significar una dificultad en el desarrollo de la etapa de ubicación y muestreo de calicatas.

#### **3.3.4.3. Sondaje y Muestreo**

Luego de realizar el reconocimiento de campo, se pudo concluir que el método

idóneo a utilizar en la exploración de suelos, es la excavación de pozos a cielo abierto. Además ofrece la posibilidad de fijar condiciones referentes al agua contenida en el suelo (nivel freático), que particularmente en este caso no se presentó en ninguna de las tres calicatas exploradas. (MTC., 2016)

De esta forma podemos apreciar las fotografías, durante la perforación de las calicatas para la extracción de muestras.

Figura 3.4: C-5, Jirón Acora



#### 3.3.4.4. Descripción Manual Visual de Suelos

Esta fase considerada importante se llevó a cabo de manera casi paralela a la etapa de muestreo, a fin de realizar procedimientos de identificación de suelos en campo por simple inspección visual y examen al tacto del material extraído de los diferentes estratos de las calicatas de sondeo, con el propósito de obtener una clasificación preliminar y referencial del suelo en análisis para su posterior contraste y corroboración con los resultados obtenidos en laboratorio. Si bien el desarrollo técnico de este procedimiento está reglamentada por la norma ASTM D2888-84, en la que define el seguimiento de una serie de secuencias y ensayos estrictos, por cuestiones de tiempo y medios, solo se realizaron algunos de ellos considerados de carácter general, para obtener una idea referencial del suelo tratado. Estos ensayos fueron los que a continuación se mencionan:

- Inspección visual

- Ensayo de rotura.
- Ensayo de olor.
- Ensayo de color.
- Ensayo de plasticidad.

#### **3.3.4.5. Ensayos de Comportamiento:**

1. Proctor Modificado.
2. CBR.

El ensayo de proctor modificado básicamente sirve para la determinación de la humedad óptima y densidad máxima.

La importancia de realizar el ensayo de CBR radica fundamentalmente en que por medio de estos se conoce las características del terreno de fundación y puede realizarse el diseño del pavimento.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales particular denominado Megalaboratorio del Sur S.R.L.- Puno. Cada uno de estos ensayos se realizó de acuerdo a las especificaciones que regulan las normas, fundamentalmente las establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de América, como las normas del MTC Manual de Ensayo de Materiales (EM Mayo 2016) y la Norma Técnica Peruana en su sección (NORMA TECNICA CE. 010PAVIMENTOS URBANOS 2010 EXPLORACIONES EN EL CAMPO), siguiendo un procedimiento adecuado, sencillo y reproducible.

A continuación podemos apreciar algunas fotografías tomadas en plena realización de ensayos de laboratorio.

Figura 3.5: Ensayo de Proctor Modificado



### 3.3.5. ESTUDIO Y CRITERIOS EN LA SELECCIÓN DE CANTERAS

Se define una cantera al lugar geográfico de donde se extraen ó explotan agregados pétreos para la construcción ó para toda obra civil, utilizando diferentes procesos de extracción dependiendo del tipo y origen de los materiales donde se puede presentar desde extracción. Localizar una cantera es más que descubrir un lugar donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos para emplearse en una determinada obra, satisfaciendo ciertas especificaciones de calidad y volumen, ese concepto implica además tener en cuenta ciertos aspectos como su permanencia en el tiempo, su situación legal.

En resumen podemos decir que una cantera es explotable:

- Por su calidad.
- Por su potencia y rendimiento.
- Por su accesibilidad.
- Por su situación legal.

#### Evaluación de Canteras

El material a ser utilizado para la construcción de una obra en este caso de una

obra vial no solamente debe de satisfacer en volumen, si no que esta deberá satisfacer las especificaciones técnicas de calidad. A la vez que deberán tomarse en cuenta aspectos colaterales para ser calificadas como aptas. Para que una cantera pueda ser catalogada como tal deberá prestar las siguientes características:

- 1. Calidad del material.**- Está se manifiesta por el grado de cumplimiento de las especificaciones que se busca, como son la forma de las partículas, granulometría, ensayos de compactación, CBR, límites de consistencia y otros.
- 2. Accesibilidad.**- Se refiere básicamente a las vías de acceso, su estado ó costo de construcción para la extracción del material.
- 3. Su situación Real.**- Este es un aspecto fundamental que puede ocasionar gastos innecesarios, atrasos y/o paralizaciones de la obra, si no se toman en cuenta durante la etapa de exploración.

#### **Ensayos de Laboratorio**

Para cada cantera se debe realizar los siguientes ensayos en Laboratorio:

#### **Ensayos de Caracterización:**

1. Análisis granulométrico por tamizado
2. Contenido de humedad.
3. Límites de Atterberg ó de Consistencia.
  - Limite Líquido.
  - Limite Plástico.

#### **Ensayos de Comportamiento:**

1. Proctor Modificado.
2. CBR.

#### **Mezcla de Suelos para Sub Base**

En base a los resultados de los ensayos de caracterización, cuyos reportes se encuentran anexas al presente trabajo y en base a las especificaciones contenidas en la norma EG-2013 para Sub Base se procedió al diseño de la

mezcla de suelos y cuyos resultados se encuentran dentro de las especificaciones, de la Norma Mencionada como se puede apreciar en las tablas 3.4 y 3.5: (Vivar Romero, 1995)

Tabla 3.4: Requerimientos Granulométricos para Sub Base Granular

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 – 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4.75 mm (Nº 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2.0 mm (Nº 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4.25 um (Nº 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 um (Nº 200)	2 – 8	5 – 15	5 -15	8 – 15

Fuente ASTM D 1241 EG 2013 Revisada y corregida a Junio 2013 pág. 360

- (1) La curva de gradación "A" deberá emplearse en zonas cuya altitud sea igual ó superior a 3000 m.s.n.m.
- (2) La curva granulométrica SB-3 deberá emplearse en zonas cuya altitud sea superior a 3500 m.s.n.m.

Tabla 3.5: Requerimientos de Ensayos Especiales para Sub Base Granular.

Ensayo	Norma			Requerimiento
	MTC	ASTM	AASHTO	
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	50 % máx.
CBR (1)	MTC E 132	D 1883	T 193	40 % mín.
Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx.
Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 89	4% máx.
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	35% mín.
Sales Solubles	MTC E 219	D 1888	-	1% máx.
Partículas Chatas y Alargadas (2)	MTC E 211	D 4791	-	20% máx.

- (1) Referido al 100% de la Máxima Densidad Seca y una Penetración de Carga de 0.1"(2.5mm)
- (2) La relación a emplearse para la determinación es 1/3 (espesor/longitud)

Fuente ASTM D 1241 EG 2013 Revisada y corregida a Junio 2013

### **3.4. ESTUDIO HIDROLOGICO**

El estudio hidrológico es determinante en todos los campos de ingeniería, ya que su aplicación es sustancial para el diseño de obra hidráulicas, drenaje irrigaciones, aprovechamiento hidroeléctrico, control de inundaciones, entre muchas. En el presente proyecto se hizo uso del mismo para la determinación del caudal de aporte de las aguas pluviales, para un adecuado diseño de drenaje bajo un determinado periodo de retorno.

el estudio hidrológico consiste en la estimación de las descargas de diseño de las respectivas obras de drenaje a partir de la información pluviométrica disponible de la estación meteorológica de Ilave que es una estación de tipo convencional y cuyas coordenadas de ubicación son Longitud 69°38'37" y Latitud 16°5'5".

Con la información procesada se han estimado las descargas máximas del respectivo micro cuenca hidrográfica, mediante el método Racional para un determinado periodo de diseño.

#### **3.4.1. INFORMACION METEOROLOGICA**

##### **3.4.1.1. Micro Cuenca**

Se denomina micro cuenca a una pequeña extensión de terreno definido topográficamente, que es drenado por un sistema de cursos de agua ó a través de drenes naturales como las quebradas producto de la precipitación, de tal modo que todo el caudal efluente es concentrado y descargado mediante un solo curso común de agua.

Esta limitada con una divisoria superficial, la línea que marca el límite entre micro cuencas vecinas, que por lo general son las cumbres de las montañas, pues encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema pluvial y son fácilmente identificables en campo ó a través de planos.

##### **3.4.1.2. Precipitación**

Se denomina precipitación en general al término que se refiere a todos los fenómenos ó formas de humedad que se condensa masivamente en la atmosfera a consecuencia del enfriamiento de las masas de agua en elevación y se deposita en la superficie terrestre, manifestándose en diferentes formas

tales como granizo, rocío, neblina, nieve y lluvia, siendo este último el fenómeno hidrológico más importante.

#### 3.4.1.3. Intensidad

Se refiere al volumen de agua precipitada en un periodo de tiempo dado. Se expresa como una tasa de precipitación, es decir el volumen (profundidad de la lámina) de agua que se deposita en el área receptora a lo largo del tiempo durante el cual ocurre la precipitación. Matemáticamente está representado por la ecuación 4.1:

$$I = \frac{P}{T} \quad (4.1)$$

Dónde:

I: Intensidad en mm/hora.

P: Precipitación en altura de agua en mm.

T: Tiempo en horas.

#### 3.4.1.4. Duración

Es el periodo de tiempo durante el cual se produce uniformemente una lluvia de intensidad dada. La intensidad de la lluvia no es necesariamente constante a lo largo del tiempo, puesto que durante la tormenta se producen consecutivamente diversas intensidades, cada una de las cuales puede ser constante durante periodos parciales.

#### 3.4.1.5. Frecuencia

El número de veces que se repite una precipitación, de características de intensidad y duración definidas en un periodo de tiempo más ó menos largo, tomado generalmente en años. Indicador que determina la probabilidad de ocurrencia de un evento dado en cualquier observación.

Esta expresada en diferentes maneras de acuerdo al autor; sin embargo una de las expresiones más sencillas y practicas es la que se muestra en la ecuación 4.2, que corresponde a la ecuación de california. (Villón Bejar, 2002)

$$F = \frac{m}{N} \quad (4.2)$$

Dónde:

F: Frecuencia.

m: El orden que ocupa el evento en orden decreciente

N: Numero de eventos componentes

#### 3.4.1.6. Periodo de retorno

Es el tiempo promedio, en años, en que un determinado evento extremo, es igualado ó superado por lo menos una vez, esta expresado matemáticamente por la inversa de la relación 4.2, es decir la inversa de la frecuencia, como se muestra en la ecuación 4.3.

$$T = \frac{N}{M} = \frac{1}{F} \quad (4.3)$$

Dónde:

T: periodo de retorno. F: Frecuencia.

N: Intervalo en años entre la primera y última excedencia excepcional de precipitaciones.

M: Numero de intervalos de ocurrencia.

#### 3.4.1.7. Probabilidad

Riesgo permisible que un proyecto extremo vuelva a ocurrir, al menos una vez durante un periodo de tiempo el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (4.4)$$

Dónde:

P: Probabilidad.

T: Periodo de retorno.

n: Periodo de tiempo de análisis.

### 3.4.2. ANALISIS DE FRECUENCIAS

El análisis de frecuencias es un procedimiento para estimar la frecuencia de probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, que suelen afectar muchas

veces los sistemas hidrológicos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías.

El objetivo de análisis de frecuencias de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con sus frecuencias de ocurrencia mediante el uso de cualquiera de los métodos conocidos de distribuciones de probabilidad y cuyo resultado final servirá para el diseño de las obras de drenaje del proyecto en estudio.

### 3.4.3. Cálculo del Tiempo de Concentración

Este parámetro se refiere al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son el extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el gasto pluvial.

Existen varias formas de determinar el tiempo de concentración, ya sea haciendo uso de las características de la cuenca, estimando velocidades ó haciendo uso de fórmulas empíricas propuestas por varios autores a fin de ahorrar tiempo en su cálculo, de las cuales la fórmula de Kirpich (ecuación 4.5), es una de las más utilizadas en los Estados Unidos, sobre todo en el cálculo de alcantarillas y de la cual se hizo uso.

$$T_C = \left(0.871 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (4.5)$$

Dónde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de agua más largo, en Km.

H: Desnivel máximo del curso de agua más largo, en m.

### 3.4.4. Cálculo de Intensidad de Lluvia

La determinación de eventos de lluvia que debe emplearse es un paso importante en el diseño de drenaje urbano, para lo cual la forma más común de hacerlo es utilizar un evento extraordinario que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias ó periodos de

retorno apropiados para el sitio mediante el trazo de curvas IDF, en la que fácilmente se puede obtener el dato de intensidad para cualquier periodo de tiempo requerido.

Considerando que en la estación meteorológica de la ciudad de Ilave, así como en muchos lugares del nuestro país, no se cuenta con registros pluviográficos, el procedimiento para obtener las curvas pocas veces es aplicable en la práctica. Frente a esta situación algunos investigadores, entre ellos Frederick Bell (1969), desarrollo una fórmula que permite superar esta deficiencia.

### 3.4.5. Modelo General de Frederick Bell

Existen varios modelos para estimar la intensidad a partir de la precipitación máxima en 24 horas. Uno de ellos es el modelo de Frederick Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del periodo de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años. La fórmula matemática propuesta es la expresión que se muestra en la ecuación 4.6.

$$P_t^T = (0.2 \log_e T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10} \quad (4.6)$$

Dónde:

$P_t^T$ : Precipitación en t minutos con periodo de retorno de T años. T: Periodo de retorno en años.

t: Duración en minutos.

$P_{60}^{10}$ : Precipitación de 60 minutos de duración con el periodo de retorno de 10 años.

La relación 5.6 es válida para duraciones de lluvia (t) comprendidas entre 5 y 120 minutos de duración y con periodos de retorno comprendidos entre 2 y 10 años.

Estudios realizados en diferentes partes del mundo han concluido a valores sensiblemente iguales. Se observa además que dentro de sus parámetros de cálculo se requiere conocer la precipitación de una hora de duración y 10

años de periodo de retorno.

### 3.4.6. Metodología para el Cálculo de Intensidad de Lluvia

Esta metodología aplica el siguiente procedimiento:

- Ordenar toda la muestra de datos de precipitación máxima horaria de manera decreciente.
- Hallar la frecuencia y periodo de retorno de cada muestra.
- Hallar la media aritmética de toda muestra.
- Elevar al cuadrado, la diferencia de cada uno de los datos de la muestra con la media aritmética.
- Hallar la desviación estándar de la muestra.
- A partir de los registros de precipitaciones máximas horarias obtener, mediante un análisis de frecuencias la magnitud de precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años.
- Aplicar la fórmula de Frederich Bell.
- Calcular a partir de las magnitudes de lluvia encontradas, las intensidades máximas correspondientes para cada duración considerada.
- Construir las curvas intensidad-duración-frecuencia (Curva IDF) para diferentes periodos de retorno de la muestra.

Los registros de precipitación máxima horaria que se presentan, por constituir eventos extremos necesariamente deben ser sometidos a un análisis de frecuencia de eventos extremos, tal como exige la aplicación de la fórmula de Frederich Bell.

Los valores de precipitación máxima, se ajustan mejor a distribuciones tales como Person Tipo III y de valores extremos Tipo I ó Ley de Gumbel, siendo esta última la más recomendable. (Chereque Moran, 1980)

$$F(x) = E^{-e^{-y}}, -\alpha \leq x \leq \alpha \quad (4.7)$$

Resolviendo para  $y$  (variable reducida), se tiene:

$$y = -\ln \left[ \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) \right] \quad (4.8)$$

Sabiendo que:

$$1/T = P(x > X_T)$$

$$1/T = 1 - P(x > X_T)$$

$$1/T = 1 - F(x)$$

Luego se tiene: 
$$F(x) = \frac{T}{T-1} \quad (4.9)$$

Expresando la variable reducida en función del Periodo de Retorno  $T$ , tenemos:

$$y = -\ln \left[ \ln \left( \frac{1}{1-T} \right) \right] \quad (4.10)$$

Adopte la siguiente forma general denominada Ley de Gumbel

$$X_T = u + \beta Y_T \quad (4.11)$$

Dónde:

$$\beta = 0.78 S_x; S_x \text{ Es Desviación Estándar.}$$

$$u = X - 0.5772\beta; X = \text{Media Aritmética.}$$

$$Y_T = -\ln \left[ \ln \left( \frac{1}{1-T} \right) \right]; T = \text{Periodo de retorno.}$$

### 3.4.7. Método Racional

Este método tradicional empezó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX, es probablemente el método más ampliamente utilizado hoy en día para el diseño de drenaje de aguas de lluvia, sobre todo en alcantarillas, a pesar de las muchas críticas válidas que han surgido acerca de lo adecuado que puede resultar este método, se sigue utilizando fundamentalmente por la simplicidad de su manejo y el resultado para áreas de drenaje no mayores de 1300 Ha, alcanzando incluso mayor precisión para áreas menores a una extensión de 50 Ha.

La concepción del método racional asume que si una lluvia con intensidad “ $I$ ”

empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que llegue al tiempo de concentración  $T_C$ , en el cual toda la cuenca está contribuyendo el flujo en la salida. El producto de la intensidad de la lluvia “I” y el área de la cuenca “A” es el caudal de entrada al sistema “IA” y la relación entre este caudal y el caudal pico “Q” (que ocurre en el tiempo de concentración  $T_C$ ) se conoce como el coeficiente de escorrentía “C” ( $0 < C < 1$ ). Este método está expresado matemáticamente por la relación 4.12.

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (4.12)$$

Dónde:

Q: Caudal máximo de escorrentía  $m^3/seg$

C: Coeficiente de escorrentía.

A: Área de la cuenca (Ha).

I: Intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración y para la frecuencia de diseño mm/h.

El método asume que:

- La magnitud de una descarga originada por cualquier intensidad de precipitación alcanza su máximo valor cuando esta tiene un tiempo de duración igual ó mayor que el tiempo de concentración.
- La frecuencia de ocurrencia de la descarga máxima es igual a la de la precipitación para el tiempo de concentración dado.
- La relación entre la descarga máxima y tamaño de la cuenca es para la misma que entre la duración e intensidad de la precipitación.
- El coeficiente de escorrentía es el mismo para todas las tormentas que se produzca en una cuenca dada.
- Para efectos de la aplicabilidad de la fórmula del método racional (ecuación 5.14), el coeficiente de escorrentía “C” varía de acuerdo a las características geomorfológicas de la zona: topografía, naturaleza del suelo y vegetación de la micro cuenca, como se muestra en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: Coeficiente de Escorrentía para ser utilizado en el método racional.

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>AREAS URBANAS</b>							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto/Techos	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</b>							
<b>Condición pobre (cubierta de pasto menor al 50% del área)</b>							
Plano, 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 - 7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)</b>							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<b>Condición buena (cubierta de pasto mayor al 75% del área)</b>							
Plano, 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>AREAS NO DESARROLLADAS</b>							
<b>Áreas de Cultivos</b>							
Plano, 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<b>Bosques</b>							
Plano, 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: (Norma O.S. 060 Drenaje Superficial Urbano (RNE).)

### 3.5. ESTUDIO DE TRANSITO

El estudio de tráfico del presente proyecto, tiene por finalidad clasificar y conocer el volumen de los vehículos que se desplazan por las vías en estudio, su objetivo primordial es el de determinar la demanda vehicular esperada para la vía teniendo en cuenta las características actuales de ella y aquellas que se tendrán una vez que la pavimentación se haya terminado.

El objetivo principal del estudio es determinar el tráfico existente en la vía, su variación histórica, composición vehicular y su proyección, para el periodo de vida útil de 20 años.

#### 3.5.1. Tipos de eje

- Eje sencillo: Es un eje con una ó dos ruedas sencillas en sus extremos.
- Eje tándem: Son dos ejes sencillos con ruedas dobles en los extremos.
- Eje tridem: Son tres ejes sencillos con ruedas dobles en los extremos.

#### 3.5.2. Volumen de tránsito

Se define como el número de vehículos que pasan por un punto ó carril durante una unidad de tiempo. Sus unidades son vehículos /día, vehículos /hora, etc.

Los estudios de volúmenes de tránsito son realizados para obtener información relacionada con el movimiento de vehículos en un punto específico, de preferencia el más crítico de la zona de estudio. Se expresa con respecto al tiempo con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{N}{T} \quad (5.1)$$

Dónde:

Q: Vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos/tiempo)

N: Número total de vehículos que pasan (vehículos)

T: Periodo de terminado (unidades de tiempo)

### 3.5.3. Volúmenes de Tránsito Absolutos

Se denomina como volúmenes de tránsito absoluto a aquellos indicadores que se expresan como el número total de vehículos que transitan ó circulan durante un periodo determinado de tiempo, dependiendo su denominación de la duración de tal tiempo T, son de uso general los siguientes volúmenes absolutos ó totales:

- Tránsito anual (TA), cuando  $T = 1$  año.
- Tránsito mensual (TM), cuando  $T = 1$  mes.
- Tránsito semanal (TS), cuando  $T = 1$  semana.
- Tránsito diario (TD), cuando  $T = 1$  día.
- Tránsito horario (TH), cuando  $T = 1$  hora.

### 3.5.4. Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios

Se define como tránsito promedio diario (TPD), como el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual ó menor a un periodo de un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del periodo.

De acuerdo al número de días componentes de este periodo, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedio diario, dado en vehículos por día.

- Tránsito promedio diario anual (TPDA):  $TPDA = TA/365$ .
- Tránsito promedio diario mensual (TPDM):  $TPDM = TM/30$ .
- Tránsito promedio diario semanal (TPDS):  $TPDS = TS/7$ .

De los cuales el tránsito promedio diario anual (TPDA), es el indicador más importante que se debe conocer para desarrollar el proyecto de diseño de pavimentos.

### 3.5.5. Determinación del TPDA

Para determinar el TPDA de una vía en operación, es necesario disponer de un número total de vehículos que pasan durante todo el año por un punto de

referencia establecido, el que se realiza mediante una operación de conteo en forma directa del tránsito denominado “aforo vehicular”.

El aforo vehicular para determinar el TPDA pueden llevarse durante todo el año que sería lo más recomendable; sin embargo, por lo general en nuestro medio, esta información anual es difícil de obtener por el número de estaciones de aforo necesarias y tiempo que representan muchos costos.

El TPDA es también posible estimar a partir de aforos vehiculares en determinadas temporadas como periodos horarios, diarios, semanales ó mensuales y luego proyectarlo a un año mediante técnicas estadísticas.

### 3.5.6. Índice Medio Diario (IMD)

Es el promedio del número de vehículos que pasan por un punto durante un periodo de tiempo. Según el periodo de análisis para medir el volumen, podrá ser índice medio diario anual (IMDA), índice medio diario mensual (IMDM) ó índice medio diario semanal (IMDS).

### 3.5.7. Periodo de Diseño

El pavimento puede ser diseñado para soportar el efecto acumulativo del tránsito durante cualquier periodo de tiempo. El periodo seleccionado en años para el cual se diseña el pavimento, se denomina periodo de diseño.

En lo que al periodo de diseño, se indica en general que este debe ser superior a 20 años, con el fin de evaluar las distintas alternativas a largo plazo. Se recomienda incluso que el periodo de análisis incluya al menos una rehabilitación. Según el tipo de carretera, para lo cual se sugieren los periodos de diseño indicado en la tabla 3.7:

Tabla 3.7: Periodos de diseño a adoptar en función del tipo de carretera

Tipo de carretera	Periodo de diseño (Años)
Urbano de transito elevado	30 - 50
Interurbano de transito elevado	20 - 50
Pavimentado de bajo volumen de transito	15 - 25
De baja intensidad de transito pavimentación con grava	10 - 20

Fuente: AASHTO, Guía para diseño de estructuras de pavimentos 1986

### **3.5.8. Carril de Diseño**

Para calles y carreteras de dos carriles, el carril de diseño puede ser cualquiera de los dos, mientras que para calles y carreteras de carriles múltiples, generalmente es el carril externo. (Fonseca Montejo, 2006)

### **3.5.9. Distribución y Composición del Volumen de Tránsito**

La distribución tránsito vehicular por carriles se considera tanto en el proyecto como en la operación de las vías, tratándose de tres a más carriles de operación en un sentido, el flujo se asemeja a una corriente hidráulica. Así al medir los volúmenes de tránsito por carril, en una zona urbana la mayor velocidad y capacidad se logran generalmente, en el carril del medio, las fricciones laterales como paradas de buses, taxis y las vueltas laterales causan un flujo más lento en los carriles extremos, llevando el menor volumen el carril cercano a la acera.

### **3.5.10. Variación Diaria del Volumen de Tránsito**

Se han efectuado estudios sobre cuáles son los días correspondientes a una semana que llevan los denominados volúmenes normales de tránsito. Para carreteras principales, de lunes a viernes los volúmenes son muy estables, los máximos se registran generalmente durante el fin de semana, principalmente el domingo, debido a que durante este día se desarrolla la feria de intercambio comercial en la ciudad de Ilave.

### **3.5.11. Variación Mensual del Volumen de Tránsito**

En algunos meses las vías presentan variaciones notables de volumen de tránsito, los más altos volúmenes de tránsito se registran en Semana Santa, fiestas patronales, navidad y fin de año. Los volúmenes de tránsito promedio diarios que caracterizan cada mes son diferentes; dependiendo también de la categoría y del tipo de servicio que presten las calles y carreteras; sin embargo no es muy grande el padrón de variación de cualquier vialidad de año a año, a menos que ocurran cambios importantes en el uso de suelo ó se construyan nuevas calles ó carreteras que funciones como alternas.

### 3.5.12. Pronostico del Volumen de Tránsito a Futuro

El pronóstico ó estimación del volumen de tránsito futuro, como el TPDA del año en un determinado proyecto, en el mejoramiento de una vía existente ó la construcción de una nueva, deberá basarse no solamente en los volúmenes normales actuales, sino también en los incrementos del tránsito que se espera utilicen la nueva vía.

### 3.5.13. Transito Actual (TA)

El transito actual (TA) se puede establecer a partir de aforos vehiculares sobre las vialidades de la zona que influyan en la nueva vía, estudios de origen y destino ó utilizando parámetros socio-económicos identificados plenamente con la economía de la zona de esta manera el transito actual (TA) se expresa como:

$$TA = TE + TAt \quad (5.2)$$

Dónde:

TA: Tránsito actual.

TE: Tránsito existente.

TAt: Tránsito atraído.

Para la estimación del tránsito atraído se debe procurar obtener en lo posible un conocimiento completo de las condiciones locales, de los orígenes y destinos vehiculares y del grado de atracción de todas las vialidades comprendidas en su entorno. A su vez la cantidad de tránsito atraído depende de la capacidad y de los volúmenes de las vías existentes, es decir si están saturadas ó congestionadas la atracción será mucho más grande.

### 3.5.14. Incremento de Tránsito

El incremento de tránsito (IT) es el volumen de transito que se espera use la vía en el año futuro seleccionado del proyecto (periodo de diseño). Este incremento de tránsito se compone del crecimiento normal de tránsito (CNT), del tránsito generado (TG) y del tránsito desarrollado (TD).

El crecimiento normal de tránsito (CNT) es el incremento del volumen de tránsito, debido específicamente al aumento normal en el uso de los

vehículos. El deseo de las personas por movilizarse, el deseo de tenencia de vehículo particular, la flexibilidad ofrecida por el vehículo y la producción industrial de más vehículos confortables y accesibles al mercado cada día, hacen que esta componente de tránsito siga aumentando.

El tránsito generado (TG) consta de aquellos viajes vehiculares, distintos a los del transporte público, que no se realizarían si no se construyera la nueva vía. El tránsito generado se compone de tres categorías: el tránsito inducido ó nuevos viajes no realizados previamente por ningún modo de transporte; el tránsito convertido ó nuevos viajes que previamente se hacían masivamente en taxi, autobús, etc. y que por razón de la nueva vía se harían en vehículos particulares y el tránsito trasladado, consiste en viajes previamente hechos a destinos completamente diferentes, atribuibles a la atracción de la nueva vía y no al camino en el uso del suelo.

El tránsito desarrollado (TD) es el incremento del volumen del tránsito debido a las mejoras en el suelo adyacente a la vía. El tránsito desarrollado continua actuando por muchos años después que la nueva vía haya sido puesto al servicio. El incremento del tránsito debido al desarrollo normal del suelo adyacente forma parte del crecimiento normal del tránsito, por lo tanto este no se considera como una parte del tránsito desarrollado. El incremento de tránsito (IT) se expresa como:

$$IT = CNT + TG + TD \quad (5.3)$$

Dónde:

IT: Incremento del tránsito

CNT: Crecimiento normal del tránsito.

TG: Tránsito generado.

TD: Tránsito desarrollado.

### **3.5.15. Tránsito a futuro**

Los volúmenes de tránsito futuro para efectos del proyecto se derivan a partir del tránsito actual (TA) y el incremento del tránsito (IT) esperado al final del periodo de diseño seleccionado. Se puede plantear la siguiente expresión:

$$TF = TA + IT \quad (5.4)$$

Reemplazando con las ecuaciones anteriores se puede expresar:

$$TF = (TE + TAt) + (CNT + TG + TD) \quad (5.5)$$

Dónde:

TF: Tránsito futuro.

TA: Tránsito actual.

IT: Incremento de tránsito.

TE: Tránsito existente.

TAt: Tránsito atraído.

CNT: Crecimiento normal de tránsito.

TG: Tránsito generado.

TD: Tránsito desarrollado.

### **3.5.16. ESTUDIO DE TRÁNSITO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO**

En esta sección se proporciona criterios y métodos para determinar el tráfico que soportará una vía durante su periodo de vida y en el carril de diseño. Es primordial conocer el tipo de vehículo, el número de veces que pasa y el peso por eje de este tipo de vehículo.

#### **a. Volumen de tránsito**

Se define como el número de vehículos que pasan por un punto ó carril durante una unidad de tiempo. Sus unidades son vehículos/día; vehículos/hora, etc. Del aforo vehicular desarrollado se muestra la cantidad de vehículos aforados, así como también el tipo de los mismos, durante el periodo de una semana.

#### **b. Determinación del Transito Promedio Diario Semanal (TPDS)**

Es el promedio del número de vehículos por día que pasan por un punto durante el conteo de vehículos en una semana.

### c. Determinación del Transito Promedio Diario Anual (TPDA)

Con respecto a volúmenes de tránsito, para obtener el tránsito promedio diario anual TPDA, es necesario disponer del número total de vehículos que pasan durante el año por el punto de referencia, mediante aforos continuos a lo largo de todo el año ya sea en periodos horarios, diarios, semanales ó mensuales.

Las muestras de los datos, sujetos a las mismas técnicas de análisis, permiten generalizar el comportamiento de la población. No obstante, antes de que los resultados se puedan generalizar se debe analizar la variabilidad de la muestra para así estar seguros, con cierto nivel de confiabilidad, que esta se puede aplicar a otro número de casos no incluidos y que forman parte de las características de la población. Por lo anterior en el análisis de volúmenes de tránsito la media poblacional ó tránsito promedio diario anual TPDA, se estima con base en la medida muestral ó tránsito promedio diario semanal TPDS, según la siguiente expresión:

$$TPDA = TPDS \pm A \quad (5.6)$$

Dónde:

TDPA: Tránsito promedio diario anual. TPDS: Tránsito promedio diario semanal.

A: Máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS.

Como se observa valor de A, sumado ó restado del TPDS, define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el TPDA. Para un determinado nivel de confiabilidad, el valor de A es:

$$A = KE \quad (5.7)$$

Dónde:

A: Máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS.

K: Número de desviaciones estándar correspondientes al nivel de confiabilidad deseado.

E: Error estándar de la media.

Estadísticamente se ha demostrado que las medias de diferentes muestras, tomadas de la misma población, se distribuyen normalmente alrededor de la media poblacional con una desviación estándar equivalente al error estándar. Por lo tanto también se puede escribir que:

$$E = \sigma' \quad (5.8)$$

Una expresión para determinar el valor estimado de la desviación estándar poblacional  $\sigma'$ , es la siguiente:

$$\sigma' = \frac{s}{\sqrt{n}} \left( \sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right) \quad (5.9)$$

$\sigma'$ : Estimador de la desviación estándar poblacional.

s: Desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito ó desviación estándar muestral.

n: Tamaño de la muestra en número de días de aforo.

N: Tamaño de la población en número de días del año.

La desviación estándar muestral s, se calcula como:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1}} \quad (5.10)$$

Dónde:

TD<sub>i</sub>: Volumen de tránsito del día i.

s: Desviación estándar muestral.

n: Tamaño de la muestra en número de días del aforo.

Finalmente reemplazando en las ecuaciones anteriores se tiene la siguiente ecuación:

$$TPDA = TPDS \pm A = TPDS \pm KE = TPDS \pm K\sigma'$$

$$TPDA = TPDS \pm K\sigma' \quad (5.11)$$

#### d. Determinación de la Tasa Anual de Crecimiento de tráfico

Realizar un estudio exhaustivo de proyección de tránsito de la zona en estudio, implica además de tiempo y costo, contar con datos oficiales y precisos de entidades comprometidas en el rubro como el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, sobre el incremento normal de tránsito debido al crecimiento del parque automotor de la zona.

Por otro lado trabajos realizados de investigación de la AASHTO al respecto, a fin de cubrir este tipo de situaciones que a menudo suelen presentarse al momento de determinar la tasa de crecimiento en el diseño de pavimentos, han establecido al determinación de esta, a partir de la estimación de sus componentes en función del tránsito actual de una determinada vía. Para la determinación de la tasa de crecimiento anual del tránsito de las vías en estudio, sea hecho uso de dichas recomendaciones, siendo los porcentajes considerados los siguientes:

- a) Crecimiento Anual Normal de Tránsito = 1.50%.
- b) Tránsito Generado Anual = 1.00%.
- c) Tránsito Desarrollado Anual = 0.50%.
- d) Tasa Anual de Crecimiento de Tránsito = 3.00%

De acuerdo a los valores emitidos por la OGPP – Dirección de Información de Gestión (MTC) y las recomendaciones de la AASHTO, el valor que se considerara para la Tasa Anual de Crecimiento de Tránsito vendrá a ser:

- e. Tasa Anual de **Crecimiento** de Tránsito = 3.00%

El cálculo del factor de crecimiento (FCr), se realiza con la fórmula:

$$\text{Factor de crecimiento} = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (5.12)$$

Dónde:

r: Tasa de crecimiento anual en %.

n: Periodo de diseño en años.

### 3.5.17. Cálculo del ESAL

El tránsito proveniente del conteo vehicular debe ser dividido para el carril de diseño. El volumen de tránsito del carril de diseño, se convierte en un determinado número de ESAL, que es equivalent single axle, que es el

parámetro usado en el diseño de la estructura del pavimento. El ESAL es un eje estándar compuesto por un eje sencillo con dos ruedas en los extremos.

El ESAL pesa 18,000 lb ó 8.2 ton ó 80 kN y se considera que ejerce un efecto dañino sobre el pavimento como 1.

### 3.5.18. Factor de Equivalencia de Carga

Con el objeto de evaluar el efecto dañino, en un pavimento, de las cargas diferentes a un eje estándar, se han considerado factores de equivalencia de carga por eje, FEC. Estos valores se obtuvieron a partir de los resultados experimentales de la AASHTO Road Test. Los resultados obtenidos han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes, se expresa como se muestra en la siguiente ecuación:

$$FEC = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^4 \quad (5.13)$$

Dónde:

FEC: Factor de equivalencia de carga.

$P_1$ : Carga cuya equivalencia de daño se desea calcular, en toneladas.

$P_0$ : Carga estándar, los valores a asumir son los siguientes:

- a) Para eje simple (1 rueda):  $P_1 = 6.6$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{6.6}\right)^4$
- b) Para eje simple (2 rueda):  $P_0 = 8.2$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{8.2}\right)^4$
- c) Para eje tándem:  $P_0 = 15$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{15}\right)^4$
- d) Para eje tridem:  $P_0 = 23$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{23}\right)^4$

Sin embargo es posible aplicar la ecuación 5.13 con valores del Reglamento Nacional de Vehículos (D.S. N° 058-2003-MTC) modificada por el D.S. N° 002- 2005-MTC, en donde se da valores para el peso máximo por eje ó conjunto de ejes, se muestra en la siguiente Figura 3.6:

Figura 3.6: Peso Máximo por Eje ó Conjunto de Ejes (Valores de  $P_1$ ).

Conjunto de eje(s)	Nomenclatura	Simbología	N° Neumát.	GRAFICO	Peso máx. por eje( t )
Simple	1RS (Rodada simple)		02		7
Simple	1RD (Rodada doble)		04		11
Doble	1RS+1R D		06		16
Doble	2RS		04		12
Doble	2RD		08		18

Conjunto de eje(s)	Nomenclatura	Simbología	N° Neumát.	GRAFICO	Peso máx. por eje( t )
Triple	3RS		06		16
Triple	1RS+2R D		10		23
Triple	3RD		12		25
Doble Separado	1RD+1 R D		08		11 + 11

Fuente: (Reglamento Nacional de Vehículos (D.S. N° 058-2003-MTC) modificada por el D.S. N° 002- 2005-MTC).

### 3.5.19. Cálculo del Factor Camión

Para el cálculo del Factor Camión se utiliza la ecuación de FEC, así mismo los factores de equivalencia de carga por eje, obtenidos a partir de los resultados experimentales de la AASHTO Road Test. Los resultados obtenidos han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes.

Se puede usar el análisis de tráfico se desarrolló teniendo en consideración el Reglamento Nacional de Vehículos aprobado por Decreto Supremo N° 058-

2003- MTC que en su Anexo IV Pesos y Medidas, se tiene las tablas de pesos y medidas, así como una descripción gráfica de los vehículos

Figura 3.7: Parte de la tabla de pesos y medidas máximas permitidas

TABLA DE PESOS Y MEDIDAS								
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. ( m )	Eje Delante	Peso máximo ( t )				Peso bruto máx. ( t )
				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	—	—	—	30
T2S1		20,50	7	11	11	—	—	29
T2S2		20,50	7	11	18	—	—	36
T2S3		20,50	7	11	25	—	—	43
B2		13,20	7	11	—	—	—	18
B3-1		14,00	7	16	—	—	—	23

Fuente: D.S. N° 058-2003-MTC.

### **3.6. DISEÑO GEOMETRICO**

El diseño geométrico es la parte más importante en la proyección de una vía, cuya configuración geométrica del conjunto tridimensional que supone, se establece en base a las condicionantes ó factores existentes, a fin de satisfacer al máximo los objetivos fundamentales de todo proyecto vial, es decir: Funcionalidad, comodidad, integración en su entorno, armonía y elasticidad, que en suma ofrezcan al usuario un recorrido fácil y agradable, exento de sorpresas y desorientaciones.

La funcionalidad viene determinada por el tipo de vía a proyectar y sus características, así como por el volumen y propiedades del tránsito, permitiendo una adecuada movilidad por el territorio a los usuarios y mercancías a través de una suficiente velocidad de operación del conjunto de la circulación.

La seguridad vial debe ser la premisa básica en cualquier diseño vial, inspirando todas las fases del mismo, hasta las mínimas facetas, reflejada principalmente en la simplicidad y uniformidad de los diseños.

La comodidad de los usuarios de los vehículos debe incrementarse paralelamente con la mejora general de la calidad de vida, disminuyendo las aceleraciones y especialmente sus variaciones que reducen la comodidad de los ocupantes de los vehículos.

El presente capítulo se ha desarrollado basándose bajo los criterios del Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas 2005, Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG - 2001), de los cuales se obtiene los parámetros de diseño.

#### **3.6.1. PARAMETROS DE DISEÑO VINCULADOS EN LA CLASIFICACION DE VIAS URBANAS**

La forma como cada vía cumple las funciones propias de su tipo está asociada a determinados parámetros de diseño, habiéndose establecido en el Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas 2005, la velocidad de diseño, características del flujo, control de accesos, relación con otras vías, número de carriles, servicio

a propiedades adyacentes, transporte público y estacionamiento. Lo cual se puede observar en la tabla 3.8.

Tabla 3.8: parámetros de diseño vinculados a la clasificación de Vías Urbanas.

Atributos y restricciones	VÍAS EXPRESAS	VÍAS ARTERIALES	VÍAS COLECTORAS	VÍAS LOCALES
<b>Velocidad de Diseño</b>	Entre 80 y 100 Km/h se regirá por lo establecido en los artículos 160 a 168 del reglamento nacional de tránsito (RNT) vigente	Entre 50 y 80 Km/h. Se regirá por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	Entre 40 y 60 Km/h. Se regirá por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	Entre 30 y 40 Km/h. Se regirá por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.
<b>Características del Flujo</b>	Flujo ininterrumpido presencia mayoritaria de vehículos livianos. Cuando es permitido, también por vehículos pesados. No se permite la circulación de vehículos menores, bicicletas, ni circulación de peatones.	Debe minimizarse las interrupciones del tráfico. Los semáforos cercanos deberán sincronizarse para minimizar interferencias. Se permite el tránsito de diferentes tipos de vehículos livianos. Las bicicletas están permitidas en ciclo vías.	Se permite el tránsito de diferentes tipos de vehículos y el flujo es interrumpido frecuentemente por interacciones a nivel. En áreas comerciales e industriales se presentan porcentajes elevados de camiones. Se permite el tránsito de bicicletas recomendándose la implementación de ciclo vías.	Está permitido el uso por vehículos livianos y el tránsito peatonal es irrestricto. El flujo de vehículos semipesados es eventual. Se permite el tránsito de bicicletas.
<b>Control de Accesos y relación con otras Vías</b>	Control total de los accesos. Los cruces peatonales y vehiculares se realizan a desnivel ó con intercambios especialmente diseñados. Se conectan solo con otras vías expresa ó vías arteriales en puntos distantes y mediante enlaces. En casos especiales se pueden prever algunas conexiones con vías colectoras, especialmente en el área central de la ciudad, a través de vías auxiliares.	Los cruces peatonales y vehiculares deben realizarse en pasos a desnivel ó en intersección cruces semaforizadas. Se conectan a vías expresas. A otras vías colectoras. Eventual uso de paso a desnivel y/o intercambios. Las intersecciones a nivel con otras vías arteriales y/o colectoras deben ser necesariamente semaforizadas y consideraran carriles adicionales para volteo.	Incluyen intersecciones semaforizadas en cruces con vías arteriales y solas señalizadas en los cruces con otras vías colectoras ó vías locales. Reciben soluciones especiales para los cruces donde existan volúmenes de vehículos y/o peatonales de magnitud apreciable.	Se conecta a nivel entre ellas y con las vías colectoras
<b>Número de carriles</b>	Bidireccionales: 3 ó más carriles/sentido	Unidireccionales: 2 ó 3 carriles Bidireccionales 2 ó 3 carriles/ sentido	Unidireccionales: 2 ó 3 carriles Bidireccionales 1 ó 2 carriles/ sentido	Unidireccionales: 2 carriles Bidireccionales 1 carriles/ sentido
<b>Servicio a propiedades adyacentes</b>	Vías auxiliares laterales	Deberán contar preferentemente con vías de servicio laterales	Prestan servicio a las propiedades adyacentes.	Prestan servicio a las propiedades adyacentes. Debiendo llevar únicamente su tránsito propio generado
<b>Servicio de Transporte publico</b>	En caso se permita debe desarrollarse por buses, preferentemente en Carriles exclusivos ó carriles solo bus con paraderos diseñados al exterior de la vía.	El transporte público autorizado debe desarrollarse por buses, preferentemente en Carriles Exclusivos ó carriles solo Bus con paraderos diseñados al exterior de la vía ó en bahía.	El transporte público, cuando es autorizado se da generalmente en carriles mixtos, debiendo establecerse paraderos especiales y/o carriles adicionales para volteo.	No permitido
<b>Estacionamiento, carga y descarga de mercaderías</b>	No permitido salvo en emergencias	No permitido salvo en emergencias ó en las vías de servicio laterales diseñadas para tal fin. Se regirá lo establecido en, los artículos 203 al 225 del RNT vigente.	El estacionamiento de vehículos se realiza en estas vías en áreas adyacentes, especialmente destinadas para este objeto. Se regirá por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.	El estacionamiento está permitido y se regirá por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas 2005

**3.6.2. CRITERIOS BÁSICOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO**

**a) Velocidad Directriz o Velocidad de Diseño**

Es la velocidad adoptada en el proyecto de una vía, correlacionado con sus factores de proyecto geométrico tales como las curvas verticales y distancia de visibilidad de la cual depende la circulación segura de los vehículos. Es también definida como la velocidad continua más elevada, en la cual los vehículos individualmente pueden transitar con seguridad en la vía.

Para el presente proyecto, se ha adoptado una velocidad directriz de diseño de 30 Km/h. esto tomando en consideración la tabla 7.4, para vías locales.

**b) Visibilidad**

Es la distancia de visibilidad hacia adelante del camino que le permite ver al conductor de vehículo. En diseño se considera dos distancias, la de visibilidad suficiente para detener el vehículo (o distancia de visibilidad de parada) y la necesaria para que un vehículo adelante a otro que viaje a velocidad inferior, en el mismo sentido (o distancia de visibilidad e paso).

**c) Distancia de Visibilidad de Parada**

Es la mínima requerida para que se detenga un vehículo que viaja a la velocidad de diseño, antes de que alcance un objeto inmóvil que se encuentra en su trayectoria.

Todos los puntos de una carretera deberán estar provistos de la distancia mínima de visibilidad de parada.

A continuación presentamos la distancia de visibilidad de parada respecto a la velocidad directriz. (VCHIS.A., 2004)

Tabla 3.9: Distancia de Visibilidad de Parada con respecto a la velocidad directriz.

Velocidad Directriz Km/h	30	40	50	60	70	80
$i = 0 \%$	30	50	60	75	95	115
$i \leq 0 \%$	35	50	65	85	105	125
$i \geq 0 \%$	30	40	55	70	85	100

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas 2005

#### d) Distancia de Visibilidad de Paso

Es la mínima que deba estar disponible, a fin que le permita al conductor del vehículo a sobrepasar a otro que se supone viaja a una velocidad de 15 Km/h. menor, con comodidad y seguridad, sin causar alteración en la velocidad de un tercer vehículo que viaja en sentido contrario a la velocidad directriz y que se hace visible cuando se ha iniciado la maniobra de sobrepaso.

Cuando no existen impedimentos impuestos por el terreno y que se reflejan por lo tanto en el costo de construcción, la visibilidad de paso debe asegurarse para el mayor desarrollo posible del proyecto.

La distancia de paso con respecto a la velocidad directriz se determina usando la tabla 3.10, el cual da como resultado una distancia de visibilidad de paso de 90 m.

Tabla 3.10: Distancia de visibilidad de paso con respecto a la velocidad directriz.

Velocidad Directriz Km/h	30	40	50	60	70	80
Distancia (m)	90	175	260	350	430	510

*Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas 2005*

### 3.6.3. DISEÑO EN PLANTA

#### a) Alineamientos Rectos

El alineamiento horizontal debe permitir la operación ininterrumpida de los vehículos, tratando de conservar la misma velocidad directriz en la mayor longitud de la vía que sea posible.

El trazado en planta de un tramo se compone de la adecuada combinación de los siguientes elementos: recta, curva circular y curva de transición. En el presente proyecto solo contamos con dos rectas las cuales conforman a su vez una curva circular. (VCHIS.A., 2004)

Tabla 3.11: Alineamientos Rectos

VELOCIDAD DIRECTRIZ		LONGITUD MINIMA DE TANGENTES PARA EL DISEÑO GEOMETRICO			
		EXPRESAS Y ARTERIALES		COLECTORAS Y LOCALES	
		1	2	3	4
Km/h	m/s	Metros	Metros	Metros	Metros
30	8.33	---	---	15	20
40	11.11	---	---	20	25
50	13.88	35	50	25	30
60	16.66	45	60	30	35
80	22.22	60	80	--	---

Fuente: Cuadro 8.1.1, Manual De Diseño Geométrico De Vías Urbanas – 2005 [9].

**b) Curvas Horizontales**

El diseño de tramos viales en curva debe efectuarse teniendo en cuenta la relación entre la velocidad de diseño, el radio de la curva, el efecto de la inclinación transversal de la vía y la interacción de estos con la fricción entre vehículo y vía. Si bien estas relaciones se deducen de las leyes físicas, los valores usados se han deducido empíricamente para los rangos involucrados en el diseño.

En la tabla 3.12 se puede apreciar valores de radios mínimos y peraltes máximos para diseño de carreteras, valores que dependen de la velocidad directriz. De la cual se ha podido obtener, para una velocidad directriz de 30 Km/h. en el presente proyecto se tiene un radio mínimo de 35 m. y un peralte máximo de 4%.

Tabla 3.12: Radios mínimos y peraltes máximos para diseño de carreteras.

Ubicación de la vía	Velocidad de diseño	P máx. (%)	f máx.	Radio calculado (m)	Radio Mínimo redondeado (m)
Área Urbana	30	4,00	0,17	33,7	35
	40	4,00	0,17	60,0	60
	50	4,00	0,16	98,4	100
	60	4,00	0,15	149,2	150
	70	4,00	0,14	214,3	215
	80	4,00	0,14	280,0	280
	90	4,00	0,13	375,2	375
	100	4,00	0,12	835,2	495
	110	4,00	0,11	1.108,9	635
	120	4,00	0,19	872,2	875
	130	4,00	0,08	1.108,9	1.110

Fuente: DISEÑO GEOMETRICO DE CARRETERAS (DG-2013). Pág. 135

**c) Sección Transversal**

La sección transversal influye fundamentalmente en la capacidad de la vía, en su costo de expropiación, construcción y conservación y también en la seguridad de la circulación.

Un proyecto realista deberá en general adaptarse a las condiciones existentes ó previstas a corto plazo; pero estudiará la viabilidad de las ampliaciones necesarias en el futuro.

El elemento más importante de la sección transversal es la zona destinada al paso de los vehículos. Sus dimensiones deberán ser tales que permitan mantener un nivel de servicio adecuado, para la intensidad de tráfico previsible, Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005 como podemos apreciar en la tabla 3.13.

Tabla 3.13 Ancho de carriles

CLASIFICACION DE VIAS		Velocidad (Km/Hr)	Ancho Recomendable (Mts)	Ancho Mínimo de Carril en Pista Normal (Mts) (2, 3)	Ancho Mínimo de Carril único del tipo Solo Bus (Mts)	Ancho de dos carriles juntos (mts) (5)
	LOCAL	30 A 40	3.00	2.75	3.50 (4)	6.50
	COLECTORA	40 A 50	3.30	3.00	3.50 (4)	6.50
ARTERIAL		50 A 60	3.30	3.25	3.50	6.75
		60 a 70	3.50	3.25	3.75	6.75
EXPRESAS		70 a 80	3.50	3.50	3.75	7.0
		80 a 90	3.60	3.50	3.75	7.25
		90 a 100	3.60	3.50	No aplicable	No aplicable

Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005

**d) Bombeo**

En tramos rectos, las calzadas deben tener, con el propósito de evacuar las aguas superficiales, una inclinación transversal mínima ó bombeo, que depende del tipo de superficie de rodadura y los niveles de precipitación de la zona. El bombeo consiste en proporcionar a la corona de la vía una pendiente transversal desde el centro de la vía hacia los extremos.

Tabla 3.14 Ancho de carriles

Ancho Mínimo de Carril en Pista Normal (Mts) (2, 3)	Bombeo%	
	Precipitación < 500 mm/año	Precipitación > 500 mm/año
2.75		
Pavimento superior	2.0	2.5
Tratamiento superficial	2.5 (1)	2.5 - 3.0
Afirmado	3.0 - 3.5 (1)	3.0 - 4.9

Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005

**e) Veredas**

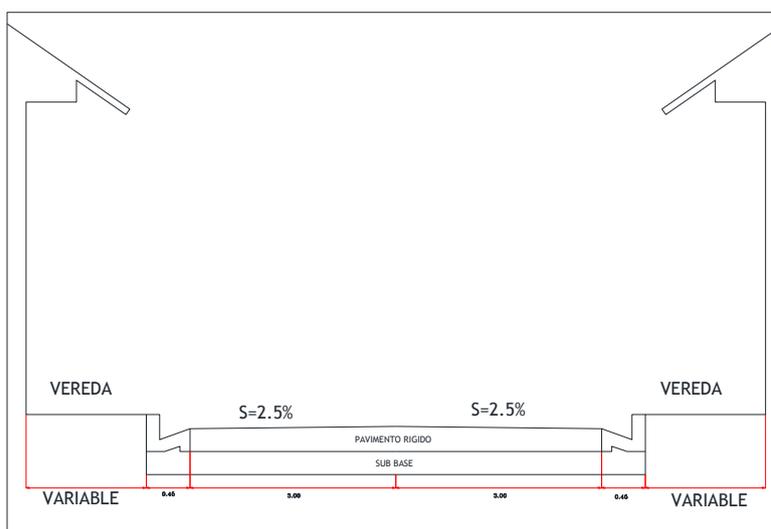
Son elementos geométricos de una vía y paralelos a esta, diseñadas para cumplir funciones de tránsito y seguridad para el peatón.

**f) Cunetas**

Las cunetas son zanjas que se construyen a ambos lados de la vía y diseñada con el propósito de recibir y conducir las aguas pluviales de la calzada de la vía, de las veredas y de las viviendas, para evacuarlas a fin de salvaguardar la estructura del pavimento.

En la presente figura se puede mostrar el ancho mínimo de la sección transversal adoptado por el proyecto.

Figura 3.8: Sección transversal típico del proyecto.



Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005

**g) Badenes**

Los badenes son elementos complementarios de drenaje, diseñadas para

encausar y conducir los pasos de aguas pluviales en las vías hacia las cunetas ubicadas normalmente en el cruce ó intersección de vías a fin de no causar molestia con el tránsito vehicular.

### 3.6.4. DISEÑO EN ELEVACION

#### a) Perfil Longitudinal

El perfil longitudinal es la proyección del desarrollo del centro de línea de una vía terrestre sobre el plano vertical, sus elementos son las tangentes verticales y las curvas verticales.

El perfil longitudinal está definido por el alineamiento que considera la vía de diseño longitudinalmente. El nivel de acabado final se denomina rasante de la vía.

Las cotas topográficas del perfil longitudinal del proyecto de vías, corresponden a las explanaciones terminadas, verificando en su trazo el nivel en el que se encuentran las instalaciones domiciliarias existentes de los servicios de agua potable y red de desagüe.

#### b) Curvas Verticales

Es la alineación de la proyección de la línea curva cualquiera en el plano vertical, esta indica el cambio de inclinación ó pendiente del eje longitudinal de la vía.

Para los casos en los que la velocidad sea mayor a 50 Km/h. se aplicará las curvas verticales en pendientes de diferencia algebraica mayor a 0.5%, las curvas verticales sean cóncavas ó convexas, serán parabólicas el emplear fórmulas cuadráticas del tipo  $y = Kx^2$ .

Para unir dos rasantes de diferente pendiente, se usan casi exclusivamente curvas parabólicas simples ó curvas parabólicas compuestas llamadas de tangentes desiguales.

#### c) Pendiente

La pendiente es la inclinación de una rasante en el sentido de avance. Se denomina también al desnivel numérico positivo (ascendente) ó negativo

(descendente) que existe entre dos puntos específicos ó más, de un alineamiento longitudinal con cotas topográficamente definidas; tienen una relación directa con la velocidad directriz de diseño y la capacidad de volumen de tránsito.

**Pendientes Mínimas.**

La pendiente mínima está gobernada por problemas de drenaje, es así que si el bombeo de la calzada es de por lo menos 2% se puede aceptar pendientes mínimas de 0.3%, para casos de bombeo menor usar como pendiente mínima 0.5%.

**Pendientes Máximas.**

En vías urbanas, cuando se tiene la posibilidad de elegir la pendiente a emplear en un alineamiento vertical, se deberá tener presente las consideraciones económicas, constructivas y los efectos de la gradiente en la operación vehicular. A continuación se muestra un cuadro, en donde se adoptan valores de pendiente máxima con la incorporación del criterio del Tipo de Terreno. (VCHIS.A., 2004)

Tabla 3.15: Pendientes Maximas

TIPO DE VÍA	Terreno Plano	Terreno Ondulado	Terreno Montañoso
Vía Expresa	3%	4%	4%
Vía Arterial	4%	5%	7%
Vía Colectora	6%	8%	9%
Vía Local	Según topografía	10%	10%
Rampas de acceso o salidas a vías libres de Intersecciones	6% - 7%	8% - 9%	8% - 9%

Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005

### 3.7.DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIA

#### 3.7.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO RIGIDO

En general el diseño de pavimentos se refiere tácitamente al diseño estructural, es decir al cálculo del espesor del Pavimento Rígido (losa de concreto) en este caso, los primeros diseños de pavimentos de concreto estuvieron basados en reglas prácticas obtenidas de la observación del comportamiento de secciones construidas para vehículos

La teoría de Westergaard consideraba que la losa era un elemento homogéneo, isotrópico y elástico descansando sobre una sub-rasante ideal conocida, la cual ejercía en todos los puntos de la losa una presión vertical de reacción, proporcional a la deflexión de la losa. Se asumía que la sub-rasante actuaba como un resorte con una constante “K” de proporcionalidad. Esto aún se sigue empleando y se conoce como el coeficiente de balasto ó modulo “K” de reacción de la sub-rasante.

Sobre esta base aparecieron hasta hoy muchas teorías sobre el diseño estructural de pavimentos rígidos, como es el caso del método AASHTO 93 y el de la PCA que son los que se utilizaran en el presente proyecto, entre los múltiples métodos de diseño de pavimentos rígidos, los aún vigentes son:

- Método AASHTO 93
- Método de Fatiga de la Asociación de Cemento Portland (PCA)
- Método de la Oficina de Administración Federal de Aeropuertos (FAA)
- Método del ACI Comité 223 (ACI 223)

#### a) Funciones

Las funciones principales, tanto estructurales como funcionales que cumple en general una estructura de pavimento rígido ó pavimento flexible, son las siguientes:

- Resistir as sollicitaciones del tráfico previsto durante el periodo del proyecto y repartir las presiones verticales ejercidas por las cargas en forma uniforme a

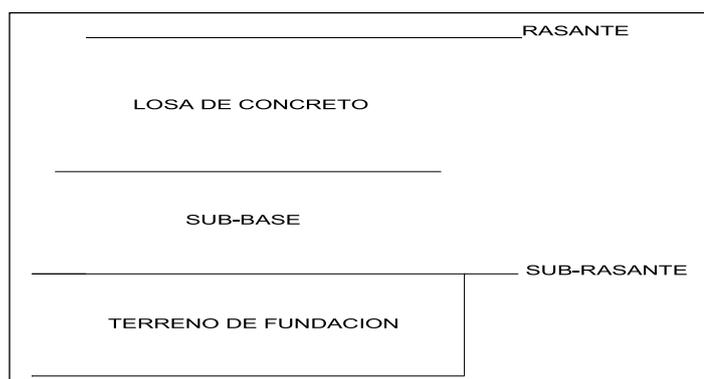
las capas inferiores, de forma que al terreno de fundación solo lleguen fracción de aquellas compatibles con su capacidad de soporte.

- Proteger al terreno de fundación (sub-rasante) de la intemperie y en particular de las precipitaciones, con sus efectos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En climas fríos como es el caso de nuestro proyecto, constituye además una protección contra los efectos de la helada y del deshielo.

### 3.7.2. SECCION TIPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO

De acuerdo a las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, Capítulo 4 C.E. 010 “Pavimentos Urbanos” modificado por D.S. 001-2010- VIVIENDA, la sección típica de la estructura de Pavimento Rígido son como se presenta en la figura 3.9.

Figura 3.9: Sección típica de la estructura de Pavimento Rígido.



*Fuente: Capítulo 4 Norma C.E. 0.10 "Pavimentos Urbanos" RNE.*

### 3.7.3. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO RIGIDO

#### a) Sub Rasante

Constituye, la capa de apoyo de los pavimentos, la cual puede ser formada por el propio terreno natural, perfilado y compactado adecuadamente.

Sin embargo, cuando el material local no tiene las características para

cumplir tal función, por presentar problemas de expansión, bajo valor relativo de soporte (CBR, dependiendo su selección de aspectos prácticos y económicos. La capacidad de respuesta estructural de la sub rasante se determina mediante el módulo de reacción,  $k$ , que constituye uno de los principales parámetros de diseño de los pavimentos rígidos. Teniendo en cuenta la elevada rigidez del concreto y el efecto de viga desarrollado por las losas del pavimento, los niveles de esfuerzos y deformaciones producidos en la sub rasante son muy bajos, de manera que no se requiere un elevado valor de soporte en dicha capa, siendo más importante que dicho efecto de soporte sea uniforme, condición que además debe mantenerse a través del tiempo.

#### **b) Sub Base**

La sub base debe fundamentalmente evitar el efecto de bombeo, Dichas condiciones se presentan frecuentemente en el caso de pavimentos importantes que soportarán un elevado volumen de tránsito pesado

Por lo tanto, las funciones de la sub base se podrán clasificar como sigue:

- Para ayudar a controlar los cambios volumétricos ante condiciones severas de sub rasantes con importantes cambios volumétricos.
- Para ayudar a reducir la expansión diferencial extensiva por congelamiento.
- Para proporcionar una capa drenante.
- Para proporcionar una plataforma de trabajo más estable durante la construcción del pavimento.

#### **c) Losa de Concreto**

En los pavimentos rígidos la losa de concreto hidráulico constituye el elemento de mayor responsabilidad estructural y funcional, teniendo las capas inferiores, como la sub-base y la capa sub rasante, la función de asegurar un apoyo uniforme y estable al pavimento, entre otras más. Normalmente, el espesor de la losa puede partir de unos 15 cm, para tránsito muy ligero, hasta llegar a ser del orden de 40 cm en el caso de

autopistas y carreteras con alto nivel de tránsito pesado, requiriendo además concretos homogéneos y de alta calidad.

**d) Diseño Estructural**

(Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos ICG.) En cualquier caso se efectuara el diseño estructural considerando los siguientes factores:

- Calidad y capacidad portante del suelo de la sub rasante.
- Características del volumen de tránsito durante el periodo de diseño.
- Vida útil del pavimento.
- Condiciones climáticas y de drenaje.
- Características geométricas de la vía.
- Tipo de pavimento a usarse.

**e) Especificaciones Técnicas Constructivas**

El Profesional Responsable deberá elaborar las especificaciones técnicas que tomen en cuenta las condiciones particulares de su proyecto. En la siguiente tabla podemos apreciar los requisitos mínimos para los diferentes tipos de pavimento.

Tabla 3.16: Requisitos mínimos para los diferentes tipos de pavimentos:

Elemento	Tipo de Pavimento		
	Flexible	Rígido	Adoquines
Sub rasante	95% de Compactación Suelos Granulares - Proctor modificado Suelos Cohesivos - Proctor Estándar		
	Espesor compactado ≥ 250 mm - Vías locales y colectoras ≥ 300 mm - Vías arteriales y expresas		
Sub Base	CBR ≥ 40% 100% Compactación Proctor Modificado	CBR ≥ 40% 100% Compactación Proctor Modificado	
Base	CBR ≥ 80% 100% Compactación Proctor Modificado	No Aplicable	CBR ≥ 80% 100% Compactación Proctor Modificado
Imprimación/ cama de apoyo	Penetración de la Imprimación ≥ 5 mm	No Aplicable	Cama de arena fina, de espesor comprendido entre 25 y 40mm

Fuente: Capítulo 4 Norma C.E. 0.10 "Pavimentos Urbanos" RNE.

### 3.7.4. MÉTODO DE DISEÑO AASHTO 93

El método de diseño AASHTO es uno de los métodos de permanente actualización y el más utilizado hoy en día dada su gran satisfacción a nivel internacional para el diseño de pavimentos rígidos. Este método fue desarrollado en función a una prueba experimental de pavimentación que en su momento se conoció como AASHTO, por sus siglas en inglés. Debido que en aquel entonces no estaba integrado el departamento de transportes de EE.UU. a esta organización fue concebida y promovida gracias a la organización que ahora conocemos como AASHTO para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas y bajo el efecto del medio ambiente. La planeación de esta prueba empezó en 1951 y la construcción del proyecto en 1956 en Illinois, que tiene condiciones climáticas y de suelo típico de algunas regiones de EE.UU. y Canadá, lo que le dio la aplicabilidad del método a muchas partes del mundo.

El objetivo de las pruebas consistía en determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimento y las cargas aplicadas sobre ellas ó bien para determinar las relaciones significativas entre un número de repeticiones de ejes con cargas de diferente magnitud y disposición; así como también para determinar el comportamiento de diferentes espesores de pavimentos conformados con bases y sub bases colocados en el suelo de características conocidas.

La sección estructural de prueba tenía una longitud de 30 m. en pavimento flexible, 36 m. en pavimento de concreto y 80 m. en pavimento continuamente reforzados. También se examinaron bajo las mismas condiciones climáticas, con el mismo número de cargas aplicadas el mismo tráfico e iguales velocidades de operación. En total se examinaron 368 secciones de pavimento rígido y 468 secciones de pavimento flexible.

El tráfico que se utilizó en la prueba experimental fue perfectamente controlado de la siguiente manera:

- En los circuitos de camiones pesados, 3-6

- Inicialmente 6 vehículos por carril
- Posteriormente se aumentó a 10 vehículos por carril.
- El tiempo de operación de los vehículos fue de:
  - 18 horas 40 minutos.
  - 6 días de la semana.
- En total se aplicaron
  - 1'114,000 Repeticiones de carga normal.
  - Correspondiendo aproximadamente a 6.2 Millones de ESAL's

### 3.7.5.1. Conclusiones de la prueba AASHTO

Los principales experimentos sobre pavimentos fueron diseñados de modo que los resultados de las pruebas fueran estadísticamente significativas las secciones de prueba de varios espesores fueron sometidas a tráfico controlado. Las secciones examinadas representaban todas las combinaciones de los factores de diseño para concreto y asfalto. La técnica para el diseño de pavimentos fue la aplicación aleatoria, que garantizó que un diseño dado tuviera la misma oportunidad de estar localizado en un lugar de un tramo recto de prueba que cualquier sección de los diseños.

Las mediciones del comportamiento de un pavimento en términos de su capacidad para soportar el tráfico con seguridad y comodidad son la esencia de ¡l concepto de capacidad de servicio. Su desarrollo, para convertirlo en un procedimiento trabajable por parte del personal de la prueba de carreteras, constituyo una aportación muy importante a la ingeniería de carreteras. El nivel de servicio de un pavimento depende de la función que requiera dársele. Los factores que tuvieron mayor peso en la determinación de la capacidad de servicio fueron:

- Variaciones en el perfil longitudinal
- Mediciones de la aspereza del pavimento en la dirección del movimiento
- Profundidad de las roderas medida con regla de 1.20 m.
- Medidas de agrietamientos severos y baches

### 3.7.5.2. Evolución del diseño AASHTO

Aproximadamente después de un año de concluida la prueba experimental AASHTO para el año 1961, salió publicada la primera “guía de AASHTO para el diseño de pavimentos Rígidos y Flexibles”. Posteriormente, para el año 1972, se realizó una revisión y se publicó como la “Guía AASHTO para diseño de estructuras de estructuras de pavimento – 1972”; en 1981 se realizó una revisión al capítulo III, correspondiente al diseño de pavimentos de concreto con cemento Portland; en 1986 se publicó una revisión de la “Guía para el diseño de estructuras de pavimento”; en el año de 1993 se modificó sustancialmente la guía del año anterior y se publicó la “Guía (AASHTO, 1993) para el diseño de estructuras y pavimentos – 1993” que es la que se encuentra actualmente en vigencia, en espera de la próxima guía AASHTO.

### 3.7.5.3. Aplicación del Procedimiento de Diseño del Método ASSHTO 93

- Los pavimentos rígidos de concreto simples.
- Los pavimentos rígidos de concreto simples con varillas de transferencia de cargas.
- Los pavimentos rígidos reforzados.
- Los pavimentos rígidos de refuerzo continuo.

### 3.7.5.4. Formulación de diseño

El procedimiento de diseño normal es suponer un espesor de pavimento ó recomendablemente el espesor de losa y realizar tanteos, analíticamente ó a través de nomogramas. Con el espesor supuesto se calcula los ejes equivalentes y se evalúa todos los factores adicionales de diseño. Si se cumple el equilibrio en la ecuación, el espesor supuesto es el resultado del problema en caso contrario se sigue haciendo tanteos tomando como valor semilla el resultado del tanteo anterior.

La ecuación básica de diseño a la que llego AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos para un desarrollo analítico, se encuentra plasmada

también en nomogramas de cálculo, esta esencialmente basada en los resultados obtenidos de la prueba experimental de la carretera AASHTO. La ecuación de diseño para pavimentos rígidos modificada para la versión actual es la que a continuación se presenta en la ecuación 7.1:

$$\begin{aligned} \text{Log}_{10}(W18) = & Z_r \times S_o + 7.35 \times \text{Log}_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\text{Log}_{10}\left(\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} \\ & + (4.22 - 0.32 \times P_t) \times \text{Log}_{10}\left[215.63 \frac{S'_c \times C_d \times (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \times (D^{0.75} - \frac{18.42}{(\frac{E_c}{k})^{0.25}})}\right] \end{aligned}$$

Dónde:

W18: Trafico (número de ESAL's)

$Z_r$  : Desviación estándar normal

$S_o$  : Error estándar combinado de la predicción del trafico

$D$  : Espesor de la losa del pavimento en in.

$\Delta \text{PSI}$ : Diferencia de serviciabilidad

$P_t$  : Serviciabilidad final

$S'_c$  : Módulo de rotura del concreto en PSI

$C_d$  : Coeficiente de drenaje

$J$  : Coeficiente de transferencia de carga

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto

$K$  : Modulo de reacción de la sub rasante en PSI

### 3.7.5. Parámetros de Diseño.

#### 3.7.6.1. Variables de diseño

Las variables de diseño constituyen la base del dimensionamiento del espesor de la estructura del pavimento, por lo que es necesario conocer las consideraciones más importantes que tiene que ver con cada una de ellas y

poder realizar diseños confiables y óptimos. La descripción de cada una de estas variables que intervienen en la formulación del diseño por este método AASHTO, se detallan como sigue:

### 3.7.6.2. Espesor (D)

El espesor de la losa de concreto, es la variable “D” que pretendemos determinar al realizar un diseño de pavimento rígido. El resultado del espesor se ve afectado por todas las demás variables que intervienen en los cálculos. Es importante especificar lo que se diseña, ya que a partir de espesores regulares una pequeña variación puede significar una variación importante en la vida útil.

### 3.7.6.3. Serviciabilidad (PSI)

Se denomina Serviciabilidad Inicial ( $P_o$ ) a la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo. Se denomina Serviciabilidad Final (Pt) a la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil. La serviciabilidad si bien es una medida subjetiva del pavimento, es posible medirla en una escala de 0 al 5.

Serviciabilidad Inicial ( $P_o$ ). – Es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo. Los valores recomendados por AASHTO para este parámetro son:

- Para pavimento de Concreto = 4.5
- Para pavimento de Asfalto = 4.2

Tabla 3.17: Serviciabilidad del Pavimento

Índice de Servicio	Calificación
5	Excelente
4	Muy Bueno
3	Bueno
2	Regular
1	Malo
0	Intransitable

*Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.*

### 3.7.6.4. Tráfico (W18)

El tráfico es una de las variables más significativas del diseño estructural de

pavimentos y sin embargo es una de las que mayor incertidumbre presenta al momento de estimarse; sin embargo es importante hacer notar que para efectuar una correcta determinación, se debe contar con la información más precisa posible del volumen de tráfico así como su composición vehicular, ya que de no ser así se tendrá diseños inseguros (sub dimensionados) ó con un grado importante de sobre diseño y por ende anti-económico.

La metodología AASHTO considera la vida útil de un pavimento relacionada al número de repeticiones de carga que podrá soportar el pavimento antes de llegar a las condiciones de servicio final predeterminadas para el camino. El método AASHTO utiliza en su formulación el número de repeticiones de carga de ejes equivalentes es decir, que antes de entrar a la fórmula de diseño, se deberá transformar los Ejes Equivalentes de pesos normales de los vehículos que circularan por las vías en Ejes Sencillos Equivalentes de 18,000lb (8.2 Ton) también conocidas como ESAL's.

El cálculo de ESAL's de diseño se encuentra en el capítulo de estudio de tráfico del presente proyecto.

#### **3.7.6.5. Coeficiente de transferencia de carga (J)**

La transferencia de carga es la capacidad que tiene una losa de pavimento, de transmitir fuerzas cortantes a sus losas adyacentes, con el objeto de minimizar las deformaciones y los esfuerzos en la estructura del pavimento, mientras mejor sea la transferencia de cargas mejor será el comportamiento de las losas del pavimento.

La efectividad de la transferencia de carga entre losas adyacentes depende de varios factores:

- Cantidad de tráfico
- Utilización de pasajuntas
- Soporte lateral de las losas

El uso de pasa juntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, los investigadores recomiendan utilizar pasajuntas, si

el tráfico pesado es mayor al 25% del tráfico total ó si el número de ejes equivalentes es mayor de 5 millones de ESAL's.

El método AASHTO considera la transferencia de cargas mediante el factor de transferencia de cargas J que considera el esfuerzo de transferencia a través de la junta ó grieta.

Tabla 3.18: Coeficiente de transferencia de carga J

Bermas	Asfalto		PCC Unido	
	Si	No	Si	No
Dispositivos de transferencia de carga				
Tipo de pavimento				
1) C° simple con juntas (JCP) ó C° reforzado con juntas (JRCP)	3.2	3.8-4.4	2.5-3.1	3.6-4.2
2) C° continuamente reforzado (CRCP)	2.9-3.2	N/A	2.3-2.9	N/A

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.

### 3.7.6.6. Módulo de ruptura del Concreto (S'c)

Es una propiedad del concreto que influye notablemente en el diseño de pavimentos rígidos de concreto. Debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión, es recomendable que su especificación de resistencia sea acorde con ello, por eso el diseño considera la resistencia del concreto trabajando a flexión, que se le conoce como resistencia a la flexión por tensión (S'c) ó módulo de ruptura (Mr) normalmente especificada a los 28 días.

El módulo de ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto, aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C 78. Existe una prueba similar con la aplicación de la carga al centro del claro que genera resultados diferentes de resistencia a la flexión (de 15% a 20%) pero que no son los que considera AASHTO para el diseño.

Los valores recomendados por AASHTO para el módulo de ruptura varían desde los 41 Kg/cm<sup>2</sup> (582 Psi) hasta los 50 Kg/cm<sup>2</sup> (711 Psi) a los 28 días, dependiendo del uso que vayan a tener, tal como muestra la tabla. Dado que no

siempre es posible realizar la prueba por falta de equipamiento, es posible cubrir esta deficiencia haciendo uso para su determinación, de la siguiente relación:

$$S'c = 32\sqrt{f'c} \quad \text{en psi}$$

Dónde:

$S'c$  : Modulo de ruptura del concreto (psi)

$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto

(Kg/cm<sup>2</sup>) w: Peso volumétrico del concreto (Kg/cm<sup>3</sup>)

### 3.7.6.7. Módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ )

Se denomina módulo de elasticidad del concreto a tracción, al valor que obedece la ley de Hooke, es decir la relación de la tensión unitaria a la deformación unitaria. Es otra propiedad del concreto, esencial para el diseño de pavimentos, que está íntimamente relacionado con su módulo de ruptura y se determina mediante la norma ASTM C 469; sin embargo en caso de no disponer de los ensayos experimentales para su cálculo existen varios criterio con los que pueda estimarse ya sea a partir del módulo de ruptura, ó de la resistencia a la compresión a la que será diseñada la mezcla del concreto. Las relaciones de mayor uso utilizadas para su determinación son:

$$E_c = 6,750 (S'c) \quad (\text{psi})$$

$$E_c = 6,750 (S'c)^{0.77} \quad (\text{psi})$$

$$S'c = 15,000\sqrt{f'c} \quad (\text{Norma E-60}), (\text{Kg/cm}^2).$$

$$S'c = 15,100\sqrt{f'c} \quad (\text{Norma ACI-83}), (\text{Kg/cm}^2).$$

$$S'c = 0.14(W)^{1.5}\sqrt{f'c} \quad (\text{Norma ACI-83}), (\text{Kg/cm}^2).$$

$$S'c = 10,000\sqrt{f'c} \quad (\text{Norma Mexicana}), (\text{Kg/cm}^2).$$

### 3.7.6.8. Coeficiente de reacción de la Sub Rasante (K)

El módulo de reacción de suelo corresponde a un indicador de la capacidad portante que tiene el terreno natural ó terraplén, donde soportara la estructura del pavimento. Esta capacidad de resistencia de la sub rasante es considerada dentro del método por medio del módulo de reacción del suelo (K), que se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D 1195 y D 116.

El grado de soporte de la sub rasante se define en términos del módulo de Weestergaard de reacción de la sub rasante “K”, el valor de K se expresa en Mega Pascal por metro. Desde que los ensayos de la placa son caros y consumen mucho tiempo, usualmente se correlaciona el valor de K con otros valores de soporte de la sub rasante como en la tabla 3.19:

Tabla 3.19: Tipos de suelos de sub rasante y valores aproximados de K.

Tipo de Suelo	Soporte	Rango de Valores de K
		Mpa/m (pci)
Suelos de granos finos en los que predominan las partículas del tamaño de limos y arcillas	Bajo	20 - 34 (75 - 120)
Arenas y mezclas de arenas - gravas con cantidades moderadas de limo y arcilla	Medio	35 - 49 (130 - 170)
Arenas y mezclas de arenas - gravas, relativamente de finos plásticos	Alto	50 - 60 (180 - 220)

*Fuente: Método sugerido para el diseño de estructuras de pavimentos urbanos de concreto de cemento Portland ICG.*

### 3.7.6.9. Coeficiente de drenaje (Cd)

El drenaje en un pavimento, es un factor determinante en el comportamiento de su estructura a lo largo de su vida útil y por lo tanto lo es también en el diseño del mismo. En el siguiente cuadro se muestran las condiciones correspondientes a diferentes niveles de drenaje:

Tabla 3.20: Niveles de drenaje

Calidad de drenaje	Tiempo de evacuación del agua
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	No evacúa

*Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.*

El tratamiento para el nivel esperado de drenaje para un pavimento rígido es por medio del coeficiente de drenaje  $C_d$ , en la siguiente tabla se proporciona valores recomendados de  $C_d$  dependiendo de la calidad de drenaje y del porcentaje de tiempo durante el año, que la estructura del pavimento estará normalmente expuesta a niveles de saturación aproximadamente iguales a los de saturación.

Tabla 3.21: Coeficiente de drenaje  $C_d$ .

Calidad de drenaje	% De tiempo del año en que el pavimento está expuesto a niveles de saturación			
	<1	1-5	5-25	>25
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.1
Bueno	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.9
Pobre	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.8
Muy pobre	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.7

*Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.*

### 3.7.6.10. Desviación estándar normal ( $Z_r$ )

La desviación estándar Normal de diseño ( $Z_r$ ), es función de los niveles seleccionados de confiabilidad

Se denomina confiabilidad “R” a la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación. También se puede entender a la confiabilidad como un factor de seguridad y ante esa situación se debe reflexionar en los valores de confiabilidad que se debe utilizar, con el mejor de los criterios.

A continuación se presenta algunos valores de confiabilidad propuestos para nuestra zona:

Tabla 3.22: Confiabilidad de diferentes tipos de pavimentos

Tipo de pavimento	Confiabilidad
Autopistas	90%
Carreteras	75%
Rurales	65%
Zonas industriales	60%
Urbanas principales	55%
Urbanas secundarias	50%

*Fuente: Tesis “Estudio integral de alternativa de pavimentación del centro poblado menor de Salcedo, A. Gálvez, D. Quispe, pág. 243*

El valor de la desviación estándar normal se determina mediante la tabla 3.23.

Tabla 3.23: Desviación Estándar Normal  $Z_r$ , en función de la confiabilidad.

Confiabilidad R (%)	Desviación estándar Normal $Z_r$
50	0
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
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.09
99.99	-3.75

*Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.*

### 3.7.6.11. Error estándar combinado (So)

AASHTO propuso los siguientes valores para seleccionar la variabilidad ó error estándar combinado So.

Tabla 3.24: Error de estándar combinado So.

Variación en la predicción del comportamiento del pavimento	Desviación del pavimento	
	rígido	flexible
Sin errores de transito	0.34	0.44
Con errores de transito	0.39	0.49

*Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.*

### 3.7.6. MÉTODO DE DISEÑO DE LA PCA (ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND)

Este método de diseño representativo de la década de los años 80 y vigente hasta la fecha, esta versión moderna del presente método de la PCA, releva su propósito en hallar el mínimo espesor de pavimento de concreto (losa de concreto) que dará el más bajo costo anual, tanto inicial como de mantenimiento. Finalmente deja abierta la posibilidad de modificar los criterios de diseño consideradas en el método en función de las experiencias del comportamiento específico local ó regional para condiciones más favorables ó adversas. Estas condiciones particulares pueden ser de clima, suelo ó drenaje e innovaciones futuras en los diseños.

El propósito de diseño es el mismo que para otras estructuras de ingeniería, obtener el espesor mínimo que resultara en el costo anual más bajo, para los costos de inversión inicial y de mantenimiento; pero el costo de inversión inicial será alto si el espesor no es el adecuado, los costos prematuros y elevados de mantenimiento e interrupciones en el trafico sobrepasan los bajos costos iniciales. Una correcta ingeniería requiere que los diseños de espesores, balanceen apropiadamente el costo inicial con respecto a los costos de mantenimiento. (Fonseca Montejo, 2006)

### 3.7.7.1. Aplicaciones de Diseño

Los procedimientos de diseño bajo este método, se aplican a los siguientes tipos de pavimento de concreto:

- Simple.
- Simple con dowels.
- Reforzados.
- Con refuerzo continuo.

Los pavimentos de concreto simple son construidos sin acero de refuerzo y sin dowels en las juntas. La transferencia de carga es obtenida por un trabazón de agregados entre las caras agrietadas debajo de las juntas aserradas. Para una transferencia efectiva, se usa un espaciamiento corto entre juntas.

Los pavimentos de concreto simple con dowels son construidos sin acero de refuerzo; sin embargo se instalan barras lisas de acero (dowels) en cada junta de contracción como elementos de transferencia de carga, empleándose espaciamientos relativamente cortos entre juntas para controlar el agrietamiento.

Los pavimentos con refuerzo continuo son construidos sin juntas de contracción, debido al denso esfuerzo de acero continuo en la dirección longitudinal, ellos desarrollan grietas transversales a intervalos cercanos. Un alto grado de transferencia de cargas se desarrolla en las caras de esas grietas, que se mantienen firmemente unidas por el acero estructural de refuerzo.

### 3.7.7.2. Condiciones de Diseño

La selección de un espesor de pavimento adecuado está condicionado a la elección del sistema de juntas, tipo de sub-base (granular ó tratada) si es necesaria y tipo de berma (de asfalto ó concreto). Los procedimientos de diseño especificados en este método, cubren además de los parámetros básicos, otras condiciones de diseño que no han sido directamente tratados

por otros procedimientos. El procedimiento del presente método incluye el reconocimiento de las siguientes condiciones de diseño:

- El grado de transferencia de carga en las juntas transversales proporcionado por los diferentes tipos de pavimentos descritos anteriormente.
- El efecto de utilizar una berma de concreto adyacente al pavimento. Las bermas de concreto reducen los esfuerzos flexores y las deflexiones causadas por las cargas.
- El efecto de usar una sub-base de concreto pobre la cual reduce los esfuerzos y deflexiones del pavimento, dotando un soporte considerable cuando los camiones pasan sobre las juntas y de resistencia a la erosión de la sub-base causada por las deflexiones repetidas del pavimento.
- Dos criterios de diseño:
  1. **Fatiga:** para mantener los esfuerzos del pavimento debidos a la acción de cargas repetidas, dentro de límites seguros previniendo así el agrietamiento por fatiga.
  2. **Erosión:** para limitar los efectos de las deflexiones del pavimento en el borde de las losas, juntas y esquinas controlando así la erosión de la fundación y de los materiales de las bermas, el criterio por erosión es necesario ya que algunas formas de daños del pavimento tales como bombeo, fallas y daños de las bermas no son debido a la fatiga.
- Los ejes triples pueden ser considerados en el diseño. Mientras que las configuraciones convencionales para ejes simples y tándem, son aun las cargas predominantes en las carreteras, el uso de ejes triples (tridem) van en aumento.

### 3.7.7.3. Factores de Diseño

#### a. Resistencia a la Flexión del Concreto ( $S'c$ )

Llamado módulo de ruptura ( $S'c$ ), la consideración de la resistencia a la flexión del concreto es aplicado en el procedimiento de diseño para el criterio

de fatiga que controla el agrietamiento del pavimento bajo la repetición de carga.

El alabeo del pavimento de concreto, bajo las cargas del tráfico provoca esfuerzos tanto de compresión como de flexión, sin embargo la proporción de los esfuerzos a la tensión contra la resistencia a la compresión del concreto es mínima, como para influir en el diseño de espesor de la losa.

En cambio la relación de los esfuerzos a compresión contra la resistencia a flexión es mucho más alta y frecuentemente excede valores de 0.5, por este motivo los esfuerzos y la resistencia a la flexión son los empleados para el diseño de espesores.

La resistencia a la flexión del concreto es determinada por la prueba del módulo de ruptura, realizados en vigas de 6x6x30 pulgadas, aplicando la carga en cantiléver en el punto medio ó en los puntos tercios y se realiza a los 7, 14, 28 y 90 días. Los resultados a los 7 y 14 días son comparados contra especificaciones de control de calidad y para determinar cuándo puede ser abierto al tránsito de un pavimento, los resultados a los 28 días para el diseño de calles y autopistas y a los 90 días para aeropuertos. (Fonseca Montejo, 2006)

#### **b. Soporte de la Sub-Rasante y Sub-Base (K)**

El soporte dado a los pavimentos de concreto por la sub-rasante y sub-base, es el segundo factor en el diseño de espesores. El terreno de apoyo está definido en términos de módulo de reacción de la sub-rasante, que es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada dividido entre la deformación en pulgadas que provoca dicha carga.

Los valores de K son expresados en libras por pulgada (psi/in) ó más comúnmente, por libras por pulgada cubica (pci). Dado que la prueba de placa demanda tiempo y dinero, los valores de K son usualmente estimados mediante una correlación de pruebas más simples como la del CBR. El resultado es válido porque no se requiere una exacta determinación del valor K, ya que variaciones normales no afectan de manera significativa los requerimientos de espesor.

placa, hechas para determinar los valores K del conjunto “suelo sub-base”, en losas de prueba completa.

Tabla 3.25: Incremento de K según espesor de una Sub-Base Granular

K - Suelo Sub-Base (pci)					
K del Suelo (pci)	Espesor de la Sub-Base				
	4"	6"	8"	9"	12"
50	65	75	82	85	110
100	130	140	153	160	190
200	220	230	257	270	320
300	320	330	357	370	430

Fuente: *Canadian PCA Thickness for Concrete Highway and Street Pavements.*

Las sub-bases granulares mejoradas ó tratadas con cemento hidráulico, aportan mayor capacidad de carga y su comportamiento a largo plazo es mucho mejor y son muy empleados para pavimentos de concreto con tráfico pesado.

Se construyen con materiales granulares como los tipos de suelos AASHTO A-1, A-2-4, A-2-5 y A-3, el contenido de cemento es determinado mediante las pruebas de congelación- descongelación y mojado-secado y el criterio de perdidas admisibles de la Asociación del Cemento Portland. Los valores de incremento que ofrecen las bases tratadas (cementadas) en el módulo de reacción “K” de sub-rasantes y que están en función del espesor de las mismas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.26: Incremento de K según espesor de una Base Granular Tratada

K - Suelo Sub-Base (pci)				
K del Suelo (pci)	Espesor de la Sub-Base			
	4"	6"	8"	10"
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	.....

Fuente: *Canadian PCA Thickness for Concrete Highway and Street Pavements*

**c. Periodo de Diseño**

Dado que el tráfico muy probablemente no puede ser supuesto con precisión

para un periodo muy largo, el periodo de diseño de 20 años es el recomendado y empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos. El periodo de diseño seleccionado afecta el espesor de diseño ya que determina por cuantos años y por ende para cuantos camiones deberá servir el pavimento.

#### **d. Número de repeticiones esperadas por cada eje**

Toda la información referente al tráfico termina siendo empleada para conocer el número de repeticiones esperadas, durante todo el periodo, para cada tipo de eje. Para poder conocer estos valores se debe conocer varios factores referentes al tránsito. Como lo es el transito promedio diario anual (TPDA), el porcentaje (%) que presenta cada tipo de eje en el TPDA, el factor de crecimiento del tráfico, el factor de sentido, el factor carril y el periodo de diseño.

##### Repeticiones esperadas

$$Re = TPDA \times \%Te \times FS \times FC \times Pd \times FCA \times 365$$

Dónde:

TPDA: Transito promedio diario anual.

%Te: % del TPDA para cada tipo de eje. FS: Factor de sentido.

FC: Factor carril.

Pd: Periodo de diseño.

FCA: Factor de crecimiento anual. 365: Días de un año.

Transito promedio diario anual (TPDA).- El TPDA se obtiene mediante la aplicación de técnicas estadísticas sobre información vehicular, el mismo que se obtiene de apreciaciones de aforos ó de algún organismo relacionado con el transporte. Lo importante es especificar la composición de este tráfico, es decir el detalle del tráfico por tipo de vehículo, para que de esta manera se pueda identificar los tipos y pesos de los ejes que van a circular sobre el pavimento.

El método de diseño de la PCA recomienda usar únicamente el tráfico pesado, es decir que se desprecia todo el tráfico ligero como automóviles y pick-ups de 4 llantas.

Factor de crecimiento anual (FCA).- Para conocer el factor de crecimiento anual se requiere conocer únicamente como datos, el periodo de diseño determinado en años y la tasa de crecimiento anual del tráfico, con ambos datos se puede calcular de manera rápida y confiable este indicador y el mismo que se encuentra tabulada en la tabla 8.12, que presenta relaciones entre tasas de crecimiento anual para periodos de 20 y 40 años. El factor de crecimiento anual de tráfico (FCA) en general, se calcula a partir de la expresión matemática siguiente:

$$FC = \frac{(1+g)^n}{(g)(n)} \dots\dots\dots(7.2)$$

Dónde:

FC: Factor de crecimiento anual.

n: Periodo de diseño en años.

g: Tasa de crecimiento anual del tráfico.

Tabla 3.27: Tasas de crecimiento anual de tráfico y sus correspondientes factores de crecimiento

Tasa anual de Crecimiento del tráfico (%)	Factor de crecimiento anual en años	
	20	40
1	1.1	1.2
1.5	1.2	1.3
2	1.2	1.5
2.5	1.3	1.6
3	1.3	1.8
3.5	1.4	2
4	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6	1.8	3.2
6.5	1.9	3.9

*Fuente: Canadian PCA Thickness for Concrete Highway and Street Pavements*

Factor sentido.- El factor sentido es un valor numérico de reducción del volumen de tránsito (TPDA), que se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido de las de doble sentido. Para vialidades en doble sentido se utiliza un factor de 0.5 y para vialidades de un solo sentido le corresponde un factor de sentido igual a 1.00.

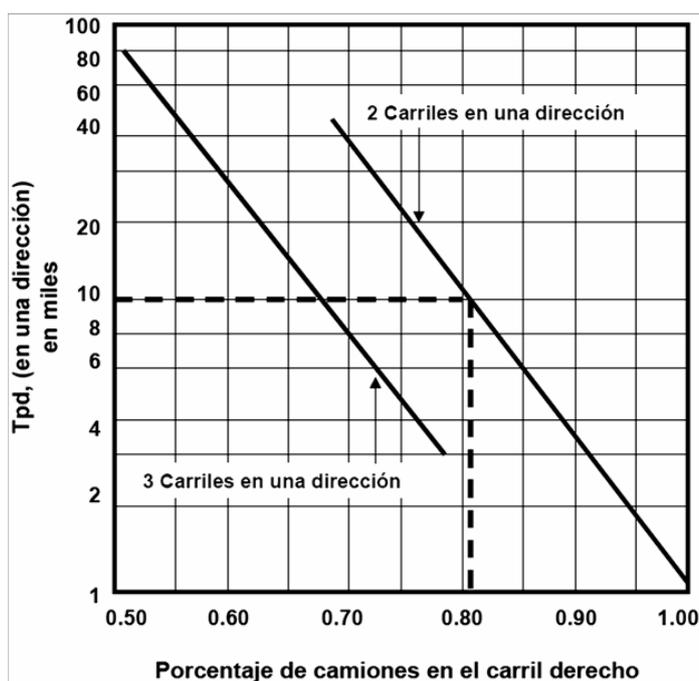
En el caso de vialidades de doble sentido, generalmente se asume que el

tránsito (en sus diferentes tipos y pesos) viaja en igual cantidad para cada dirección, es decir

50% del TPDA para cada sentido (FS=0.5); sin embargo esto puede no aplicarse en algunos casos especiales en que muchos de los camiones viajan cargados en una dirección y regresan vacíos, si este es el caso, deberá hacer el ajuste apropiado y tomar en cuenta el sentido con mayor tráfico.

Factor Carril.- Después de ser afectado el tráfico por el factor de sentido, se debe analizar el número de carriles por sentido mediante el factor carril. Este da el porcentaje de vehículos que circulan por el carril de la derecha, que es el de más tráfico. Para esto la PCA recomienda emplear el siguiente gráfico, en donde este factor depende del número de carriles por sentido ó dirección del tráfico y del tránsito promedio diario anual en un solo sentido.

Figura 3.10: Porcentaje de camiones en el carril de diseño en una carretera de varios carriles



Fuente: Canadian PCA Thickness for Concrete Highway and Street Pavements.

Distribución direccional de camiones.- En la mayoría de los problemas que implica la fase de diseño de tráfico, se asume que los pesos y volúmenes de camiones que viajan en cada dirección son casi iguales y que el pavimento toma en cada dirección la mitad del TPDA total. Aunque esta presunción

podría no ser cierta necesariamente ya que en muchos casos los camiones van cargados en una dirección y vacíos en la otra.

#### **e. Factor de Seguridad de Carga**

Conocida la distribución de carga por eje, es decir el número de repeticiones esperadas, se utiliza el factor de seguridad de carga (Load Safety Factor LSF) para multiplicarlas por las cargas por eje. Estos factores de seguridad son:

- Para vías Arteriales y otros proyectos multicarril, donde se espera un flujo de tránsito permanente, con un alto volumen de tránsito pesado, utilizar un FSC de 1.2.
- Para autopistas y arterias principales donde se espera un volumen moderado de tránsito pesado, utilizar un FSC de 1.1.
- Para caminos, calles residenciales, y otras vías que soportarán bajos volúmenes de tránsito pesado, utilizar un FSC de 1.0.

#### **3.7.7.4. Esfuerzo Equivalente (carga equivalente) y Factor de Erosión:**

Del criterio se tiene que solo un pequeño porcentaje camiones circula cerca al borde del carril externo de la vía, generalmente las llantas pasaran a una distancia considerable del borde del carril, de acuerdo al Método del PCA, a medida que se alejen la carga del borde de la vía, los esfuerzos se reducen considerablemente, se incrementa la frecuencia de las pasadas permisibles, y disminuye los esfuerzos y deflexiones del pavimento. El análisis por fatiga se considera los esfuerzos para posiciones incrementales de carga hacia el interior de la losa de concreto. Mediante esta variación de posiciones se determina el factor de esfuerzo equivalente.

Los cálculos de los Esfuerzos de Equivalencia son según las condiciones y características que se proponen a la estructura del pavimento, como por ejemplo estructuras con o sin bermas de concreto laterales y con o sin sistemas de transferencia de cargas en las juntas, para su determinación del valor de Esfuerzo Equivalente. (Fonseca Montejó, 2006)

Tabla 3.28: Esfuerzos Equivalentes (Kg/cm<sup>2</sup>) Sin Bermas de Concreto.

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción de la subrasante [kg/cm <sup>2</sup> ]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	43,0	35,6	37,8	30,1	35,1	28,1	33,1	26,8	31,7	25,7	29,1	24,3	27,4	23,5
13	38,4	32,3	33,8	27,3	31,4	25,3	29,7	24,0	28,4	23,0	26,1	21,6	24,6	20,8
14	34,6	29,6	30,5	24,9	28,3	22,9	26,8	21,6	25,6	20,8	23,7	19,4	22,3	18,5
15	31,4	27,2	27,7	22,9	25,7	20,9	24,4	19,7	23,3	18,8	21,6	17,5	20,4	16,7
16	28,7	25,2	25,3	21,2	23,5	19,3	22,3	18,1	21,3	17,3	19,7	16,0	18,7	15,2
17	26,3	23,5	23,3	19,7	21,6	17,9	20,5	16,7	19,6	16,0	18,1	14,7	17,2	13,9
18	24,3	22,0	21,5	18,4	19,9	16,6	18,9	15,5	18,1	14,8	16,8	13,6	15,9	12,8
19	22,5	20,7	19,9	17,2	18,5	15,6	17,5	14,5	16,8	13,8	15,6	12,6	14,8	11,9
20	21,0	19,5	18,5	16,2	17,2	14,6	16,4	13,6	15,6	12,9	14,5	11,8	13,8	11,1
21	19,6	18,5	17,3	15,3	16,1	13,8	15,2	12,9	14,6	12,2	13,6	11,1	12,8	10,4
22	18,3	17,5	16,2	14,5	15,0	13,1	14,2	12,2	13,7	11,5	12,8	10,5	12,0	9,8
23	17,2	16,7	15,2	13,8	14,1	12,4	13,3	11,5	12,8	10,9	12,0	9,9	11,3	9,2
24	16,2	15,9	14,3	13,1	13,3	11,8	12,5	11,0	12,1	10,4	11,3	9,4	10,7	8,8
25	15,3	15,2	13,5	12,5	12,6	11,2	11,9	10,5	11,4	9,9	10,7	8,9	10,1	8,3
26	14,5	14,5	12,8	12,0	11,9	10,7	11,3	10,0	10,8	9,4	10,1	8,5	9,5	8,0
27	13,8	13,9	12,1	11,5	11,3	10,3	10,7	9,5	10,3	9,0	9,5	8,1	9,0	7,6
28	13,1	13,4	11,5	11,0	10,7	9,9	10,2	9,1	9,8	8,6	9,0	7,8	8,6	7,3
29	12,5	12,9	11,0	10,6	10,2	9,5	9,7	8,8	9,3	8,3	8,6	7,5	8,2	6,9
30	11,9	12,4	10,5	10,2	9,7	9,1	9,2	8,5	8,9	8,0	8,2	7,2	7,8	6,6
31	11,3	12,0	10,0	9,9	9,3	8,8	8,8	8,1	8,4	7,7	7,8	6,9	7,4	6,4
32	10,9	11,6	9,6	9,5	8,9	8,5	8,4	7,8	8,0	7,4	7,5	6,7	7,1	6,2
33	10,4	11,2	9,2	9,2	8,5	8,2	8,0	7,6	7,7	7,1	7,2	6,4	6,8	6,0
34	10,0	10,8	8,8	8,9	8,1	7,9	7,7	7,3	7,3	6,9	6,9	6,2	6,6	5,8

Fuente: *Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 426, tabla 8.5)*

Se considera como bermas de concreto también a elementos de concreto en los bordes de pavimento (calzada), como elementos de cunetas laterales de concreto que cumple de alguna manera la función de bermas para el diseño de pavimentos.

Tabla 3.29: Esfuerzos Equivalentes (Kg/cm<sup>2</sup>), Con Bermas de Concreto.

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm <sup>2</sup> ]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	33,6	28,2	29,5	24,6	27,4	23,1	26,0	22,2	24,9	21,6	23,1	20,8	21,9	20,4
13	30,2	25,6	26,6	22,2	24,7	20,8	23,4	19,9	22,5	19,4	20,9	18,6	19,9	18,1
14	27,4	23,4	24,1	20,2	22,4	18,9	21,3	18,0	20,5	17,5	19,1	16,7	18,2	16,2
15	25,0	21,5	22,0	18,5	20,5	17,2	19,5	16,4	18,8	15,9	17,5	15,1	16,7	14,6
16	22,9	19,9	20,1	17,1	18,8	15,8	18,0	15,1	17,3	14,6	16,1	13,8	15,5	13,3
17	21,1	18,5	18,6	15,8	17,4	14,6	16,6	13,9	16,0	13,4	14,9	12,6	14,3	12,1
18	16,9	17,2	17,3	14,7	16,1	13,5	15,4	12,9	14,8	12,4	13,9	11,6	13,3	11,2
19	18,2	16,2	16,1	13,8	15,0	12,7	14,3	12,0	13,8	11,6	12,9	10,8	12,4	10,4
20	17,0	15,2	15,0	12,9	14,0	11,9	13,4	11,3	12,9	10,8	12,1	10,1	11,6	9,7
21	15,9	14,4	14,0	12,2	13,1	11,2	12,6	10,6	12,1	10,2	11,3	9,5	10,9	9,1
22	14,9	13,6	13,2	11,5	12,3	10,6	11,8	10,0	11,4	9,6	10,7	8,9	10,2	8,6
23	14,0	12,9	12,4	10,9	11,6	10,0	11,1	9,5	10,7	9,1	10,1	8,4	9,7	8,1
24	13,2	12,3	11,7	10,4	11,0	9,5	10,5	9,0	10,1	8,6	9,5	8,0	9,1	7,6
25	12,5	11,8	11,1	9,9	10,4	9,1	9,9	8,5	9,6	8,2	9,0	7,6	8,7	7,3
26	11,9	11,2	10,5	9,5	9,8	8,7	9,4	8,1	9,1	7,8	8,6	7,2	8,2	6,9
27	11,3	10,8	10,0	9,1	9,3	8,3	8,9	7,8	8,6	7,4	8,1	6,9	7,8	6,6
28	10,7	10,3	9,5	8,7	8,9	7,9	8,5	7,4	8,2	7,1	7,8	6,6	7,5	6,3
29	10,2	9,9	9,1	8,4	8,5	7,6	8,1	7,1	7,8	6,8	7,4	6,3	7,1	6,0
30	9,8	9,5	8,7	8,1	8,1	7,3	7,7	6,9	7,5	6,6	7,1	6,1	6,8	5,8
31	9,3	9,2	8,3	7,8	7,7	7,1	7,4	6,6	7,2	6,3	6,8	5,8	6,5	5,5
32	9,0	8,9	7,9	7,5	7,4	6,8	7,1	6,4	6,9	6,1	6,5	5,6	6,2	5,3
33	8,6	8,6	7,6	7,2	7,1	6,6	6,8	6,1	6,6	5,9	6,2	5,4	6,0	5,1
34	8,3	8,3	7,3	7,0	6,9	6,3	6,6	5,9	6,3	5,7	6,0	5,2	5,7	4,9

Fuente: *Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 428, tabla 8.6)*

**f. Factor de Relación de Esfuerzos:**

Es la relación de que existe entre el Factor de Esfuerzos Equivalentes con la Resistencia a la Flexión del concreto (Módulo de Rotura, MR), como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\text{Factor de Relación de Esfuerzos} = \frac{\text{Esfuerzo Equivalente}}{\text{MR}} \tag{7.3}$$

**g. Factor de Erosión:**

Cuando el pavimento no cuenta con bermas de concreto, rige la condición más crítica en las esquinas, en el caso que la circulación de vehículos sea el máximo en los borde de la vía, y en caso contrario cuando se cuenta con

bermas de concreto, el Tránsito que circula en el interior de la losa será el que provoque la falla por deflexión excesiva (erosión).

Los cálculos de los Factores de Erosión son según las condiciones y características que se proponen a la estructura del pavimento, como por ejemplo estructuras con o sin bermas de concreto laterales y con o sin sistemas de transferencia de cargas en las juntas (pasa juntas), para ello se muestran las Tablas 3.30, 3.31, 3.32 y 3.33 de determinación del factor por cada condición que se pueda presentar.

Tabla 3.30: Factor de Erosión, juntas con pasa juntas, sin Bermas de Concreto.

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm <sup>2</sup> ]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,51	3,61	3,50	3,57	3,49	3,54	3,48	3,52	3,48	3,51	3,47	3,49	3,45	3,47
13	3,41	3,53	3,39	3,48	3,39	3,45	3,38	3,43	3,38	3,41	3,37	3,39	3,35	3,37
14	3,32	3,45	3,30	3,39	3,29	3,36	3,28	3,34	3,28	3,33	3,27	3,30	3,25	3,28
15	3,23	3,37	3,21	3,31	3,20	3,28	3,19	3,26	3,19	3,24	3,18	3,22	3,16	3,20
16	3,15	3,30	3,12	3,24	3,12	3,21	3,10	3,18	3,10	3,17	3,09	3,14	3,08	3,12
17	3,07	3,24	3,05	3,17	3,04	3,14	3,02	3,11	3,02	3,10	3,01	3,07	3,00	3,04
18	2,99	3,18	2,97	3,11	2,96	3,07	2,95	3,05	2,94	3,03	2,93	3,00	2,92	2,97
19	2,93	3,12	2,90	3,05	2,89	3,01	2,88	2,98	2,87	2,97	2,86	2,93	2,85	2,91
20	2,86	3,06	2,83	3,00	2,83	2,95	2,81	2,92	2,80	2,91	2,79	2,87	2,79	2,84
21	2,80	3,01	2,77	2,93	2,76	2,89	2,74	2,86	2,74	2,85	2,73	2,81	2,72	2,78
22	2,74	2,96	2,71	2,88	2,70	2,84	2,68	2,81	2,68	2,80	2,67	2,76	2,66	2,73
23	2,68	2,91	2,65	2,83	2,64	2,79	2,62	2,76	2,62	2,74	2,61	2,70	2,59	2,67
24	2,63	2,87	2,60	2,78	2,59	2,74	2,57	2,71	2,56	2,69	2,55	2,65	2,54	2,62
25	2,58	2,83	2,54	2,74	2,54	2,69	2,52	2,67	2,51	2,65	2,50	2,60	2,49	2,57
26	2,53	2,79	2,50	2,70	2,49	2,65	2,47	2,62	2,46	2,61	2,45	2,56	2,44	2,53
27	2,48	2,75	2,45	2,66	2,44	2,61	2,42	2,58	2,41	2,57	2,40	2,52	2,39	2,49
28	2,43	2,72	2,40	2,63	2,39	2,57	2,37	2,54	2,37	2,53	2,35	2,48	2,34	2,45
29	2,39	2,69	2,36	2,59	2,35	2,54	2,33	2,51	2,32	2,49	2,31	2,44	2,30	2,41
30	2,34	2,65	2,31	2,56	2,30	2,50	2,28	2,47	2,28	2,45	2,26	2,41	2,25	2,37
31	2,30	2,62	2,27	2,52	2,26	2,47	2,24	2,43	2,24	2,42	2,22	2,37	2,21	2,34
32	2,26	2,59	2,23	2,49	2,22	2,43	2,20	2,40	2,19	2,38	2,18	2,33	2,17	2,30
33	2,22	2,56	2,19	2,46	2,18	2,40	2,16	2,37	2,15	2,35	2,14	2,30	2,13	2,27
34	2,18	2,53	2,15	2,43	2,14	2,37	2,12	2,33	2,12	2,32	2,10	2,27	2,09	2,24

Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 429, tabla 8.7)

Tabla 3.31: Factor de Erosión, juntas sin pasa juntas, sin Bermas de Concreto.

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm <sup>2</sup> ]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,72	3,82	3,69	3,74	3,67	3,69	3,65	3,67	3,64	3,65	3,62	3,61	3,59	3,58
13	3,62	3,75	3,59	3,66	3,57	3,61	3,55	3,59	3,54	3,57	3,52	3,52	3,49	3,49
14	3,53	3,68	3,50	3,59	3,48	3,53	3,46	3,51	3,45	3,49	3,43	3,44	3,40	3,41
15	3,45	3,61	3,41	3,52	3,39	3,46	3,37	3,44	3,36	3,42	3,34	3,37	3,31	3,34
16	3,37	3,55	3,33	3,46	3,31	3,40	3,29	3,37	3,28	3,35	3,26	3,30	3,23	3,26
17	3,30	3,50	3,26	3,40	3,23	3,34	3,21	3,31	3,20	3,29	3,18	3,23	3,16	3,20
18	3,23	3,44	3,18	3,34	3,16	3,28	3,14	3,25	3,13	3,23	3,11	3,17	3,09	3,13
19	3,17	3,39	3,12	3,29	3,09	3,23	3,07	3,19	3,06	3,17	3,04	3,11	3,02	3,07
20	3,11	3,35	3,05	3,24	3,03	3,17	3,01	3,14	3,00	3,12	2,98	3,05	2,96	3,02
21	3,05	3,30	2,99	3,19	2,97	3,13	2,95	3,09	2,94	3,07	2,92	3,00	2,90	2,96
22	3,00	3,26	2,94	3,15	2,91	3,08	2,89	3,04	2,88	3,02	2,86	2,95	2,84	2,91
23	2,94	3,22	2,88	3,11	2,85	3,03	2,83	2,99	2,82	2,97	2,80	2,90	2,78	2,86
24	2,90	3,18	2,84	3,07	2,80	2,99	2,78	2,95	2,77	2,93	2,75	2,86	2,73	2,82
25	2,86	3,14	2,79	3,03	2,76	2,96	2,73	2,91	2,72	2,89	2,70	2,82	2,68	2,78
26	2,81	3,11	2,75	2,99	2,71	2,92	2,69	2,88	2,68	2,86	2,65	2,78	2,63	2,74
27	2,77	3,08	2,70	2,96	2,67	2,89	2,64	2,84	2,63	2,82	2,61	2,75	2,59	2,71
28	2,73	3,05	2,66	2,93	2,62	2,85	2,60	2,81	2,59	2,79	2,56	2,71	2,54	2,67
29	2,70	3,02	2,62	2,90	2,58	2,82	2,56	2,78	2,55	2,75	2,52	2,68	2,50	2,64
30	2,66	2,99	2,59	2,86	2,54	2,79	2,51	2,75	2,50	2,72	2,48	2,64	2,46	2,60
31	2,63	2,96	2,55	2,83	2,50	2,76	2,48	2,72	2,47	2,69	2,44	2,61	2,42	2,57
32	2,59	2,93	2,51	2,81	2,47	2,73	2,44	2,69	2,43	2,66	2,40	2,58	2,38	2,54
33	2,56	2,90	2,48	2,78	2,43	2,70	2,40	2,66	2,39	2,63	2,36	2,55	2,34	2,51
34	2,53	2,88	2,45	2,75	2,40	2,67	2,37	2,63	2,36	2,60	2,32	2,52	2,30	2,48

Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología.  
 Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 431, tabla 8.8)

Tabla 3.32: Factor de Erosión, juntas con pasa juntas, con Bermas de Concreto.

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm <sup>2</sup> ]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,07	3,09	3,02	2,99	3,00	2,93	2,97	2,90	2,96	2,88	2,94	2,84	2,92	2,83
13	2,97	3,02	2,92	2,92	2,90	2,86	2,87	2,83	2,86	2,80	2,84	2,76	2,82	2,74
14	2,88	2,96	2,83	2,85	2,81	2,79	2,78	2,76	2,77	2,73	2,75	2,68	2,73	2,66
15	2,80	2,86	2,75	2,79	2,73	2,72	2,70	2,69	2,69	2,66	2,67	2,61	2,65	2,59
16	2,72	2,84	2,67	2,73	2,65	2,66	2,62	2,63	2,61	2,60	2,59	2,55	2,57	2,52
17	2,64	2,78	2,60	2,68	2,58	2,60	2,55	2,57	2,54	2,54	2,52	2,48	2,49	2,45
18	2,57	2,73	2,53	2,62	2,51	2,55	2,48	2,51	2,47	2,48	2,45	2,42	2,42	2,39
19	2,51	2,69	2,47	2,57	2,44	2,50	2,41	2,46	2,40	2,43	2,38	2,37	2,36	2,33
20	2,44	2,64	2,41	2,53	2,38	2,45	2,35	2,41	2,34	2,38	2,32	2,31	2,29	2,28
21	2,38	2,60	2,35	2,48	2,32	2,40	2,29	2,36	2,28	2,33	2,26	2,26	2,23	2,22
22	2,33	2,56	2,30	2,44	2,27	2,36	2,24	2,32	2,23	2,29	2,21	2,21	2,18	2,17
23	2,27	2,52	2,24	2,40	2,21	2,31	2,18	2,27	2,17	2,24	2,15	2,17	2,12	2,12
24	2,23	2,48	2,19	2,36	2,16	2,28	2,13	2,24	2,12	2,20	2,10	2,13	2,07	2,08
25	2,18	2,43	2,14	2,33	2,11	2,24	2,09	2,20	2,08	2,17	2,05	2,09	2,02	2,03
26	2,14	2,39	2,09	2,29	2,06	2,21	2,04	2,17	2,03	2,13	2,01	2,06	1,97	1,99
27	2,10	2,35	2,05	2,26	2,02	2,17	2,00	2,13	1,99	2,10	1,96	2,03	1,93	1,95
28	2,06	2,32	2,01	2,23	1,98	2,14	1,95	2,10	1,94	2,07	1,92	1,99	1,89	1,91
29	2,03	2,28	1,97	2,19	1,94	2,11	1,91	2,07	1,90	2,04	1,88	1,96	1,85	1,87
30	1,99	2,25	1,93	2,16	1,90	2,08	1,87	2,04	1,86	2,01	1,83	1,93	1,81	1,83
31	1,96	2,21	1,89	2,13	1,86	2,05	1,83	2,01	1,82	1,98	1,80	1,90	1,77	1,80
32	1,92	2,18	1,86	2,11	1,83	2,03	1,80	1,99	1,79	1,95	1,76	1,87	1,74	1,76
33	1,89	2,15	1,82	2,08	1,79	2,00	1,76	1,96	1,75	1,92	1,72	1,85	1,70	1,73
34	1,86	2,12	1,79	2,05	1,76	1,97	1,73	1,93	1,72	1,90	1,69	1,82	1,67	1,70

Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 432, tabla 8.9)

Tabla 3.33: Factor de Erosión, juntas sin pasa juntas, con Bermas de Concreto.

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm <sup>2</sup> ]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,25	3,29	3,20	3,19	3,18	3,13	3,17	3,11	3,16	3,09	3,13	3,04	3,11	3,03
13	3,16	3,23	3,11	3,12	3,09	3,06	3,08	3,04	3,06	3,02	3,03	2,97	3,01	2,95
14	3,08	3,17	3,03	3,06	3,00	2,99	2,99	2,97	2,98	2,95	2,95	2,90	2,93	2,87
15	3,00	3,11	2,95	3,00	2,92	2,93	2,91	2,91	2,90	2,88	2,87	2,83	2,85	2,80
16	2,93	3,06	2,88	2,94	2,85	2,88	2,84	2,85	2,82	2,82	2,79	2,77	2,77	2,74
17	2,87	3,01	2,81	2,89	2,78	2,82	2,77	2,79	2,75	2,77	2,72	2,71	2,70	2,68
18	2,80	2,97	2,74	2,84	2,71	2,77	2,70	2,74	2,69	2,71	2,66	2,65	2,64	2,62
19	2,74	2,92	2,68	2,80	2,65	2,72	2,64	2,69	2,62	2,66	2,59	2,60	2,57	2,57
20	2,69	2,88	2,62	2,76	2,59	2,68	2,58	2,64	2,56	2,62	2,53	2,55	2,51	2,51
21	2,63	2,84	2,57	2,71	2,53	2,64	2,52	2,60	2,51	2,57	2,48	2,50	2,46	2,47
22	2,58	2,80	2,51	2,68	2,48	2,59	2,47	2,56	2,45	2,53	2,42	2,46	2,40	2,42
23	2,53	2,77	2,46	2,64	2,43	2,55	2,42	2,51	2,40	2,48	2,37	2,41	2,35	2,37
24	2,48	2,74	2,42	2,60	2,38	2,52	2,37	2,48	2,36	2,45	2,33	2,38	2,31	2,33
25	2,44	2,71	2,37	2,57	2,34	2,49	2,33	2,45	2,31	2,42	2,28	2,34	2,26	2,29
26	2,40	2,68	2,33	2,54	2,30	2,46	2,28	2,41	2,27	2,38	2,24	2,31	2,22	2,25
27	2,36	2,65	2,29	2,51	2,26	2,43	2,24	2,38	2,22	2,35	2,20	2,27	2,17	2,21
28	2,33	2,62	2,25	2,49	2,22	2,40	2,20	2,35	2,18	2,32	2,16	2,24	2,13	2,18
29	2,29	2,60	2,22	2,46	2,18	2,37	2,16	2,33	2,14	2,30	2,12	2,21	2,09	2,14
30	2,26	2,57	2,18	2,43	2,15	2,35	2,12	2,30	2,11	2,27	2,08	2,18	2,06	2,11
31	2,22	2,55	2,15	2,41	2,11	2,32	2,09	2,27	2,07	2,24	2,04	2,15	2,02	2,07
32	2,19	2,52	2,11	2,38	2,08	2,29	2,05	2,25	2,03	2,22	2,01	2,13	1,98	2,04
33	2,16	2,50	2,08	2,36	2,04	2,27	2,02	2,22	2,00	2,19	1,98	2,10	1,95	2,01
34	2,13	2,48	2,05	2,34	2,01	2,25	1,98	2,20	1,97	2,17	1,94	2,07	1,92	1,98

Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología.  
Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 434, tabla 8.10)

### **3.7.7.5. Análisis de Erosión y Fatiga del Pavimento Rígido.**

#### **a. Análisis por Erosión:**

El criterio de erosión es utilizado para limitar la deflexión que se produce en los bordes de las losas de concreto, juntas y esquinas del pavimento por efecto del bombeo. El bombeo es definido, como “el movimiento de material por debajo de la losa de concreto o eyección de material desde abajo de la losa, como resultado de la presión del agua. El agua acumulada por debajo de la losa será presurizada cuando la losa flexione debido a carga”.

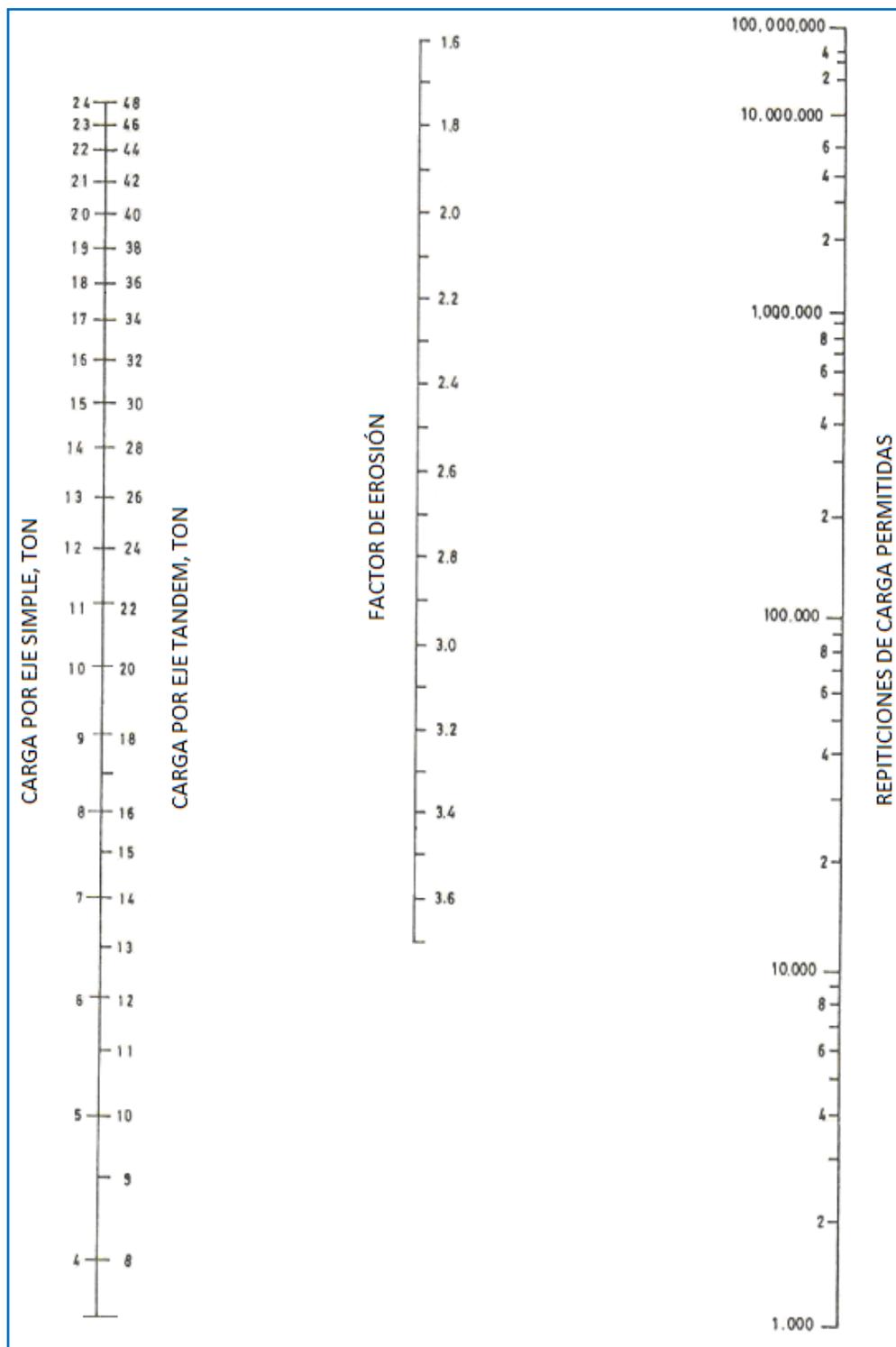
El bombeo ocurre debido a muchas repeticiones de cargas de ejes pesados en las esquinas de la losa de concreto y bordes, erosión de sub rasante, sub base, y materiales del hombro; lo cual genera huecos bajo y junto a la losa.

La erosión presenta esfuerzos cuya magnitud está determinada en medida por el tipo y la disposición de juntas, por ello el método presenta casos en dos condiciones.

La erosión se cuantifica en términos de porcentaje del daño total por erosión, se recomienda optimizar el diseño obteniendo un valor cercano al 100%, ya que si se tienen valores menores a dicho porcentaje, se estaría determinando una estructura sobre diseñada.

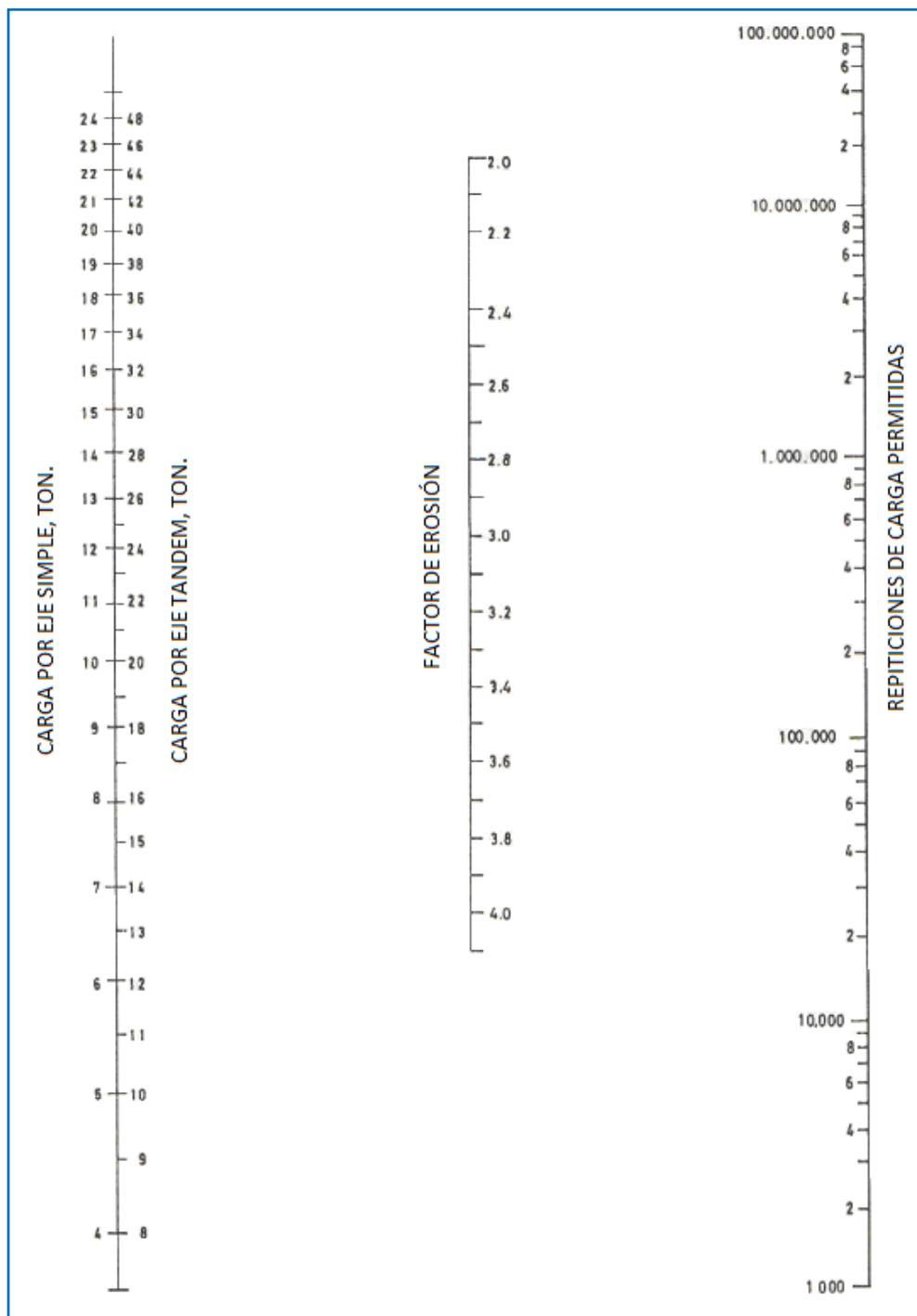
Para la determinación del número de repeticiones permisibles o permitidas con la incidencia del factor de erosión mediante la utilización de la Gráfica 3.1 y 3.2. Para casos con o sin bermas de concreto respectivamente.

Gráfica 3. 1: Análisis por Erosión, Repeticiones de cargas permitidas basadas en el factor de erosión (con bermas de concreto).



Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejó Fonseca, (pág. 433, fig. 8.5)

Gráfica 3. 2: Análisis por Erosión, Repeticiones de cargas permitidas basadas en el factor de erosión (sin bermas de concreto).



Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 430, fig. 8.4)

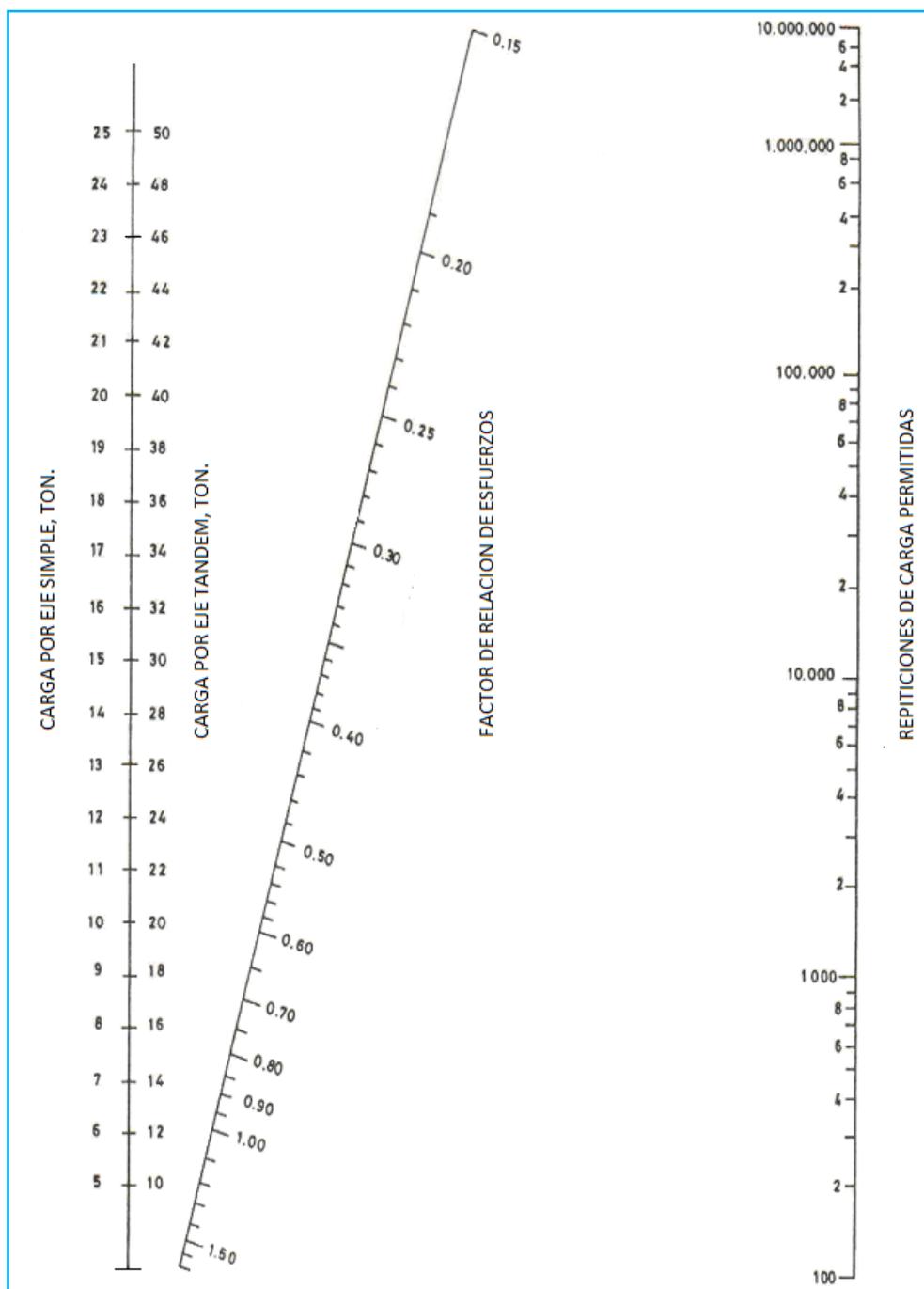
**b. Análisis por Fatiga.**

El análisis del criterio de fatiga es utilizado para evaluar los esfuerzos producidos en las losas del pavimento, ante la aplicación de cargas sobre las losas, lo cual puede producir esfuerzos excesivos, que generan agrietamientos. El objetivo es mantener los esfuerzos en el concreto, que constituye la losa, dentro de los límites de seguridad, basándose en el factor de relación de esfuerzos, el cual corresponde al esfuerzo de flexión dividido entre el módulo de ruptura del concreto a los 28 días.

La fatiga se cuantifica en términos de porcentaje de absorción de la fatiga, se recomienda optimizar el diseño obteniendo un valor cercano al 100%, ya que si se tienen valores menores a dicho porcentaje, se estaría determinando una estructura sobre diseñada.

Dado que la suma de los porcentajes de Fatiga y Erosión para ejes simples y tándem es inferior a 100%, se considera que el espesor tentativo es apropiado. Una vez obtenidos los Esfuerzos Equivalentes y la Relación de Esfuerzos. El cálculo de los valores de repeticiones permisibles o permitidas con la incidencia del Factor de Esfuerzos se tiene la Gráfica 3.3, para ambas condiciones o casos, con o sin bermas de concreto.

Gráfica 3. 3: Análisis por Fatiga, Repeticiones de cargas permitidas basadas en el factor de relación de esfuerzos (con y sin bermas de concreto).



Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 427, fig. 8.3)

Cabe señalar que el espesor de losa se considerará no adecuado si cualquiera de los totales del factor de fatiga y de erosión son mayores al 100%; por lo que habrá que utilizar un espesor mayor para hacer otra iteración; si la

absorción total de fatiga y el daño total de erosión fueran mucho menores que 100%, será necesario utilizar un espesor menor para hacer una nueva iteración; seguir iterando hasta obtener un espesor de losa de concreto óptimo con ambos totales del factor de fatiga y del factor de erosión cercanos al 100%.

### 3.7.7. DISEÑO DE JUNTAS EN PAVIMENTO RIGIDOS

Las juntas son proporcionadas en pavimentos de concreto para evitar la ocurrencia de grietas prematuras debido a cambios de temperatura y humedad. Tiene como objetivo principal, el control de la fisuración y agrietamiento natural de que sufre el concreto durante el proceso constructivo y de uso.

Además, tiene las siguientes funciones:

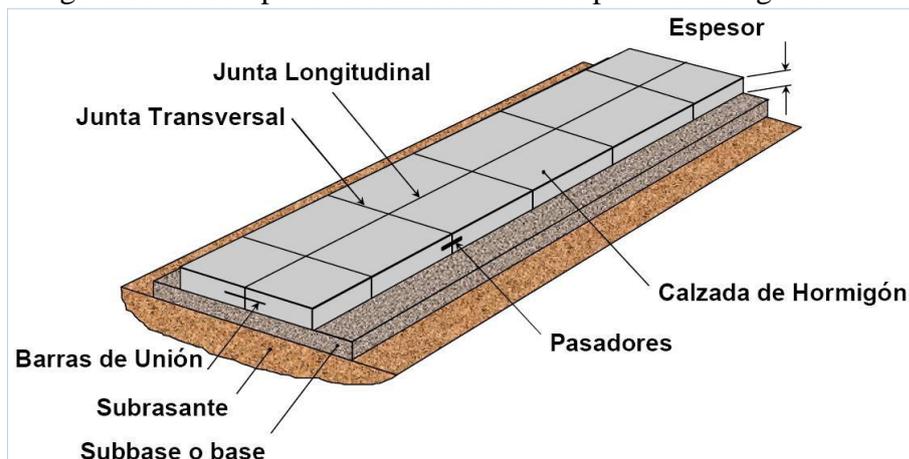
- Controla el agrietamiento transversal y longitudinal.
- Divide el pavimento en secciones adecuadas para el proceso constructivo.
- Permite controlar el movimiento y la **transferencia de carga** entre losas de concreto en las juntas del pavimento.

El pavimento rígido reforzado considera juntas con dispositivos de transferencia de cargas (dowels, pasadores, etc.), y acero de refuerzo en la estructura de la losa de concreto que cumple la función de acero como refuerzo por temperatura.

El cálculo del refuerzo en el pavimento rígido es considerando las recomendaciones planteadas por los métodos de AASHTO y PCA, obtener la opción más factible para que la estructura del pavimento cumpla con las proyecciones estimadas.

En la siguiente figura se puede observar esquemáticamente los componentes de la estructura de un pavimento rígido.

Figura 3.11: Componentes estructurales de pavimento rígido.



El sistema de juntas se diseña teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Condiciones ambientales.
2. Espesor de la losa.
3. Sistema de transferencia de carga.
4. Tránsito.
5. Características de los materiales.
6. Tipo de sub base.
7. Características de material sellante.
8. Diseño de berma.

### 3.7.8. TIPOS DE JUNTAS.

Los tipos más comunes de juntas son las siguientes.

- Juntas de contracción.
- Juntas de expansión.
- Juntas de construcción.
- Juntas longitudinales.

#### a. JUNTAS DE CONTRACCIÓN

Las juntas de contracción son las juntas transversales que sirven para aliviar los esfuerzos de tracción. El espaciamiento de juntas debe ser basado en la experiencia local ya que un cambio en los tipos de agregado grueso pueden afectar significativamente en el coeficiente térmico del concreto y como

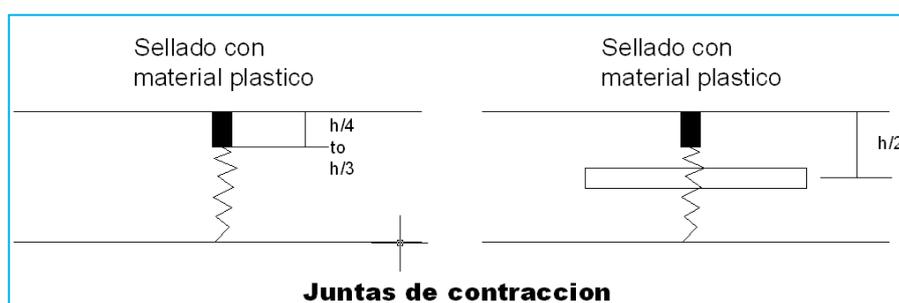
consecuencia el espaciamiento aceptable de juntas. A manera de guía, el espaciamiento de juntas en pies para pavimentos de concreto plano no debería exceder al espesor en pulgadas 2 veces.

Por ejemplo el máximo espaciamiento para una losa de 8 pulgadas de espesor es 16 pies. También, como una guía general la relación del ancho de la losa con el largo no deberá exceder a 1.25 (AASHTO, 1993)

La transferencia de carga a través de la junta puede ser conseguida por la cohesión de los agregados y puede no necesitarse de pasadores; sin embargo se necesitan pasadores si es que el espaciamiento de juntas es grande ó si los paneles cortos son colocados cerca del final del pavimento. En tales casos, la junta puede ser abierta y la transferencia de carga a través del agregado puede perderse.

El sellante usado en las juntas tiene que ser capaz de soportar extensiones y compresiones repetidas a medida que la temperatura y humedad de las losas cambia. Los sellantes pueden ser clasificados en campo como preformados. Los sellantes moldeados en campo son aquellos aplicados en líquido ó semilíquido y los sellantes preformados son moldeados durante su manufactura.

Figura 3.12: Juntas de contracción en pavimentos rígidos.



El sellante preformado es el tipo más recomendado para lograr un desempeño de larga duración. Los sellantes preformados pueden hacer un excelente trabajo de mantenerse flexibles por un periodo de tiempo largo; pero podrían ser no impermeables con respecto a la filtración de agua en comparación a los sellantes moldeados en campo.

Las juntas de contracciones son usualmente colocadas a intervalos regulares perpendiculares a la línea central de pavimentos; sin embargo las juntas diagonales con espaciamiento aleatorio es decir, 13-19-18-12ft (4.0-5.8-5.5-3.7m) también se han usado.

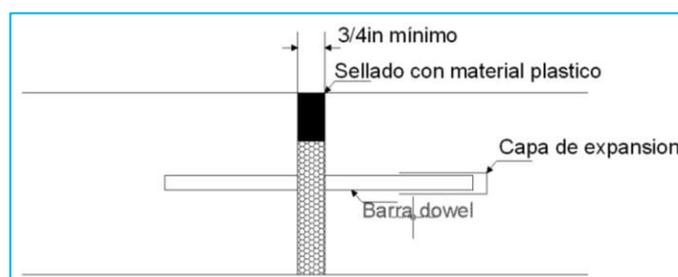
El ángulo obtuso en el borde exterior del pavimento debería estar delante de la junta en la dirección del tráfico ya que la esquina recibe el impacto más grande de las aplicaciones repentinas de carga de llanta. La ventaja de juntas diagonales es que las llantas izquierda y derecha no llegan a la junta simultáneamente. Minimizando de esta manera la ocurrencia de fallas en las juntas. El uso de espaciamientos aleatorios puede entonces reducir la resonancia y mejoramiento del confort de manejo.

#### b. JUNTAS DE EXPANSION

Las juntas de expansión son juntas transversales para el alivio de los esfuerzos de compresión. Debido a que las juntas de expansión son difíciles de mantener y susceptibles al bombeo ya que no son usadas mas hoy en día excepto en la conexión entre pavimento y estructura.

El ancho mínimo de juntas es de  $\frac{3}{4}$  de pulgada (19mm). Barras de pasadores suaves lubricadas en por lo menos uno de sus lados tienen que ser usados para la transferencia de carga. Un tubo de expansión tiene que ser instalado en el borde libre para proveer espacio para los movimientos de los pasadores.

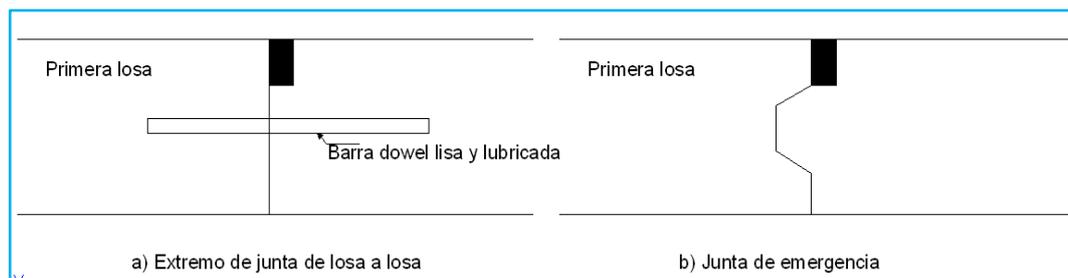
Figura 3.13: Junta de expansión (1 pulgada = 25.4 mm)



### c. JUNTAS DE CONSTRUCCION

De ser posible, la junta de construcción transversal debería de ser colocada en la ubicación de la junta de contracción. Si es que el trabajo debe para debido a una emergencia ó al mal funcionamiento de alguna máquina. Esta junta debería de ser colocada solamente en el tercio medio del intervalo de junta normal.

Figura 3.14: Juntas de construcción



### d. JUNTAS LONGITUDINALES

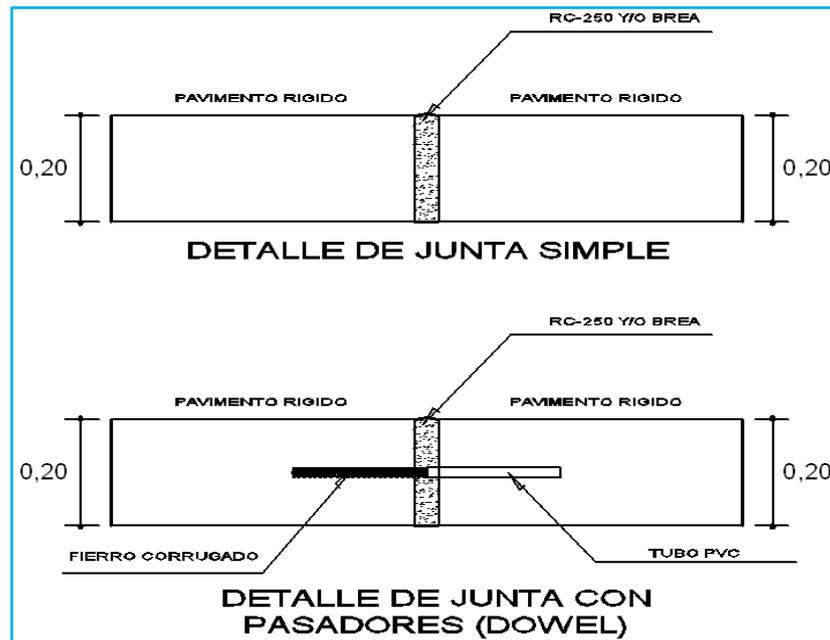
Las juntas longitudinales son usadas en pavimentos de concreto de carreteras para aliviar los esfuerzos de alabeo. Los diferentes tipos de juntas longitudinales pueden ser usados, dependiendo si la construcción es de ancho total ó de carril por carril.

La construcción por carril es usada cuando se necesita mantener el tráfico en el otro carril. Para asegurar la transferencia de carga, las trabadas son comúnmente usadas. En la mayoría de casos, las juntas trabadas llevan barras de amarre. Sin embargo, las barras de amarre pueden ser omitidas si la junta longitudinal se encuentra en el interior de un pavimento multicarril y hay muy poca probabilidad de que las juntas se abran. (Menendez Acurio, 2012)

### e. DETALLES DE TIPOS DE JUNTAS

A continuación presentamos los detalles de tipos de una junta simple y una junta con pasadores (dowels).

Figura 3.15: Detalle de tipos de juntas



**3.7.9. DISEÑO DEL MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE CARGA.**

**a. Mecanismo de Transmisión de Carga.**

La existencia de varios sistemas de transferencia de cargas, Para garantizar la eficiencia de la transmisión de cargas entre las losas de concreto que se tiene; como en los casos de trabazón de agregados, se colocarán barras de anclaje que mantengan unidas las caras de las juntas longitudinales, en la Grafica se puede mostrar la uniformidad de reacción entre las losas de concreto.

Figura 3.16: Transferencia de cargas.



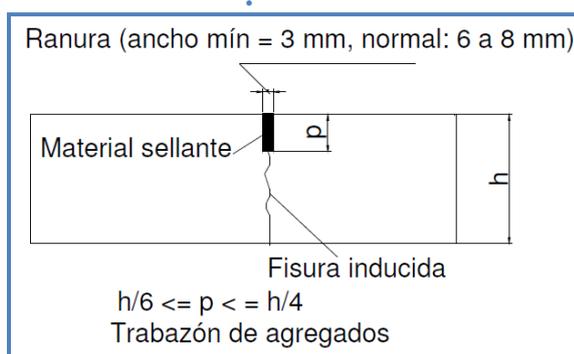
Fuente: Elaboración propia

**b. Trabazón de los Agregados:**

Se obtiene con un corte sobre el concreto que deberá prolongarse en el material cementante sin afectar a los agregados, los cuales proporcionan la resistencia al corte necesario para transmitir las cargas.

Este mecanismo sólo funciona cuando el ancho de la junta es menor que 9 mm, pero se recomienda un máximo de 5 mm. En la siguiente Figura 3.17 se ilustra este sistema de transmisión de carga.

Figura 3.17: Transmisión de cargas por trabazón de agregados

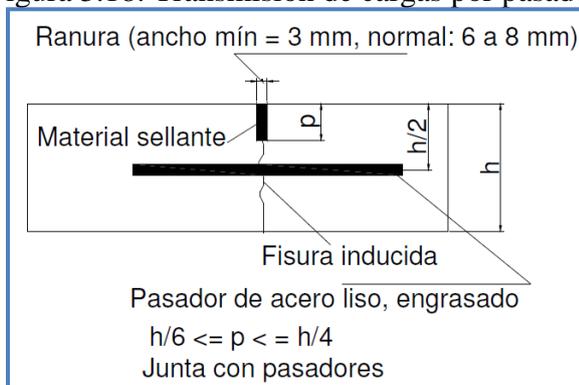


Fuente: *Curso de Actualización de Pavimentos – Ing. Luis Ricardo Vásquez*

**c. Pasadores:**

En condiciones de tráfico pesado o clima severo debe complementarse la eficiencia de la trabazón de agregados mediante barras de acero liso (pasadores o dovelas) que conectan entre sí los lados de las juntas. Este mecanismo transmite corte y momento flector permitiendo el libre movimiento horizontal de la losa, por esto al menos una mitad del pasador debe engrasarse para que no se adhiera al concreto. En la siguiente Figura 3.18 se ilustra este mecanismo de transmisión de carga.

Figura 3.18: Transmisión de cargas por pasadores.



Fuente: *Curso de Actualización de Pavimentos – Ing. Luis R. Vásquez V.*

### 3.7.10. DISEÑO DE VEREDAS

El diseño de veredas se considera como pavimentos especiales ya que en ellos solo se tendrá a peatones (personas) como carga que estará en contacto con la superficie, los cuales deben de cumplir con los requerimientos que están considerados en la norma técnica CE 010 (Pavimentos Urbanos), los cuales se pueden apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 3.34: Requisitos de pavimentos especiales.

Elemento \ Tipo de Pavimento		Aceras o Veredas	Pasajes Peatonales	Ciclovías
Sub-rasante		95 % de compactación: Suelos Granulares - Proctor Modificado Suelos Cohesivos - Proctor Estándar		
		Espesor compactado: ≥ 150 mm		
Base		CBR ≥ 30 %		CBR ≥ 60%
Espesor de la capa de rodadura	Asfáltico	≥ 30 mm		
	Concreto de cemento Portland	≥ 100 mm		
	Adoquines	≥ 40 mm (Se deberán apoyar sobre una cama de arena fina, de espesor comprendido entre 25 y 40 mm)		
Material	Asfáltico	Concreto asfáltico*		
	Concreto de cemento Portland	$f_c \geq 175 \text{ Kg/cm}^2$ (17,5 MPa)		
	Adoquines	$f_c \geq 320 \text{ Kg/cm}^2$ (32 MPa)		N.R. **

\* El concreto asfáltico debe ser hecho preferentemente con mezcla en caliente. Donde el Proyecto considere mezclas en frío, estas deben ser hechas con asfalto emulsificado.

\*\* N.R.: No Recomendable.

Fuente: Norma CE 010 Pavimentos Urbanos.

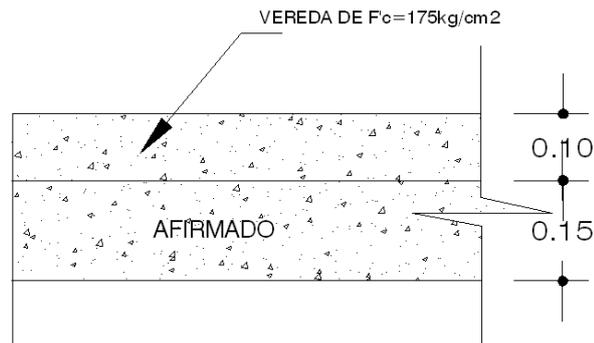
De acuerdo a las consideraciones de la norma CE 010 se optan por las siguientes consideraciones de diseño:

- Considerando que una persona pueda tener un peso de 100Kg el cual posee un área aproximado de contacto con la losa de la vereda de 36.0 cm<sup>2</sup> ejercerá un esfuerzo de compresión de 0.28Kg/cm<sup>2</sup>, el cual no causara daño alguno a una losa con  $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$  y 175Kg/cm<sup>2</sup>,
- Vereda de concreto simple de  $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$  y 175Kg/cm<sup>2</sup>, con un espesor de 0.10m.
- Sub base con las mismas características de la sub base del pavimento

rígido correspondiente a la calzada con un  $\text{CBR} = 89\%$  el cual es mayor al  $\text{CBR} = 30\%$  que considera la Norma CE 010 Pavimentos Urbanos, y un espesor de 0.15m.

Con las consideraciones anteriores los espesores de la estructura de la vereda de diseño para el normal funcionamiento es como se muestra en la figura 3.19.

Figura 3.19: Sección de vereda de diseño.



### 3.8. DISEÑO DE MEZCLAS

El concreto está integrado ó constituido por cuatro materiales ó componentes esenciales que son cemento, arena, grava y agua.

La arena y la grava son conocidas con los nombres de agregados, áridos, hormigón, inertes, etc. Son materiales pétreos de estructura granular, proveniente de rocas de diversas composiciones y sirven para darle solidez y consistencia al concreto.

Estos agregados constituyen aproximadamente las dos terceras partes del concreto, desempeñando un papel importante en su comportamiento, principalmente por la influencia que ejercen sobre sus propiedades y costo del mismo.

El diseño de mezclas consiste en aplicar técnicamente los conocimientos sobre sus componentes para obtener requerimientos particulares del concreto requerido en la obra.

En la actualidad existe una variedad de métodos de diseño de mezclas normalizadas; pero que solamente se usan en circunstancias que necesitamos un certificado que nos dé un organismo a nivel nacional para fines administrativos y técnicos de obras.

El método tradicional como sabemos especifica que al mezclar el cemento, el agua, el aire incorporado, el agregado (agregado grueso y agregado fino) y en algunos casos aditivos, obtenemos finalmente un solo material (concreto); pero observamos que los agregados son parte del concreto y por lo tanto no tenemos por qué separarlos en su estudio; pero podemos ver sus propiedades independientes para un mejor control de ellos.

El concreto debe cumplir con las propiedades que sean necesarias para un tipo particular de obra y además sus propiedades intrínsecas en estado fresco como son su trabajabilidad, peso unitario, exudación, fluidez, etc. Y en estado endurecido como son su resistencia, durabilidad, elasticidad, etc. Y su economía a corto y largo plazo.

Actualmente los concretos que comúnmente se están utilizando son las que

tienen relación  $a/c$  que proporcionarán resistencia a compresión del concreto que varían desde  $f'c$  de 140, 175 y 210  $kg/cm^2$  normalmente, esporádicamente concretos con resistencia a compresión  $f'c$  de 245, 280, 315  $kg/cm^2$  y rara vez concreto de  $f'c$  de 350, 385, 420 ó más, estos últimos utilizando muchas veces la incorporación de aditivos.

### 3.8.1. Definición

La selección de las proporciones de los materiales integrantes de la unidad cubica de concreto, es definida como el proceso que, en base a la aplicación técnica y practica de los conocimientos científicos sobre sus componentes y la interacción entre ellos, permite lograr un material que satisfaga de la manera más eficiente y económica los requerimientos particulares del proyecto constructivo.

El concreto es un material heterogéneo, el cual está compuesto por material aglutinante como el cemento portland, material de relleno (agregados naturales ó artificiales), agua aire naturalmente atrapado ó intencionalmente incorporado y eventualmente aditivos ó adiciones, presentando cada uno de estos componentes propiedades y características que tienen que ser evaluadas así como aquellas que pueden aparecer cuando se combinan desde el momento del mezclado.

### 3.8.2. Cementos

Según la Norma técnica Peruana, el cemento Portland es un cemento hidráulico producido mediante la pulverización del Clinker compuesto esencialmente por silicatos de calcio hidráulicos y que contiene generalmente una ó más de las formas de sulfato de calcio como adición durante la molienda, es decir:

$$\text{Cemento Portland} = \text{Clinker} + \text{Yeso}$$

El Clinker es un producto semiacabado de forma de piedras negruzcas de tamaños de  $\frac{3}{4}$ " aproximadamente, obtenido de la calcinación de una mezcla de materiales calcáreos y arcillosos en proporciones convenientes, hasta llegar a una fusión incipiente (Clinkerizacion) a  $1450^{\circ}C$ . Está compuesto por silicatos de calcio, aluminatos de calcio, ferro aluminatos de calcio y otros en

pequeñas cantidades, los cuales se forman por la combinación del óxido de calcio y otros en pequeñas cantidades, los cuales se forman por la combinación del óxido de calcio ( $CaO$ ) con los otros óxidos: dióxido de silicio ( $SiO_2$ ), óxido de aluminio ( $Al_2O_3$ ) y óxido férrico ( $Fe_2O_3$ ).

El Clinker se enfría rápidamente y se almacena en canchas al aire libre, el cemento portland es un polvo muy fino de color verdoso. Al mezclarlo con agua forma una masa (pasta) muy plástica y moldeable que luego de fraguar y endurecer, adquiere gran resistencia y durabilidad.

### 3.8.2.1. Materias primas del Cemento Portland

Las principales materias primas necesarias para la fabricación de un cemento portland son los siguientes:

1. Materiales calcáreos: Deben tener un adecuado contenido de carbonato de calcio ( $Co_3Ca$ ) que será entre 60% a 80% y no deberá tener más de 1.5% de magnesio, aquí tenemos a las margas, cretas y calizas en general estos materiales suministran el óxido de calcio ó cal.
2. Materiales arcillosos: Deben contener sílice en cantidad entre 60% y 70%. Estos materiales proveen el dióxido de silicio ó sílice y también el óxido de aluminio ó alúmina, aquí tenemos a las pizarras, esquistos y arcillas en general.
3. Minerales de hierro: Suministran el óxido férrico en pequeñas cantidades. En algunos casos estos viene con arcilla.
4. Yeso: aporta el sulfato de calcio.

El yeso se añade al Clinker para controlar (retardar y regular) la fragua. Sin el yeso el cemento fraguaría muy rápidamente debido a la hidratación violenta del aluminato tricálcico y el ferro aluminato tetracálcico.

### 3.8.3. Tipos de Cementos

1. **Cementos Portland sin adición:** Constituidos por Clinker portland y la inclusión solamente de un determinado porcentaje de sulfato de calcio (yeso). Aquí según las normas técnicas:

- **Tipo I:** Para usos que no requieran propiedades especiales de cualquier otro tipo.
- **Tipo II:** Para uso general y específicamente cuando se desea moderada resistencia a los sulfatos ó moderado calor de hidratación.
- **Tipo III:** Para emplearse cuando se requiere altas resistencias iniciales.
- **Tipo IV:** Para emplearse cuando se desea bajo calor de hidratación.
- **Tipo V:** Para emplearse cuando se desea alta resistencia a los sulfatos.

#### 2. Cemento Portland Adicionados:

Consiste además de Clinker portland y yeso, dos ó más constituyentes inorgánicos que contribuyan a mejorar las propiedades del cemento (puzolanas, escorias granuladas de altos hornos, componentes calizos, sulfato de calcio, incorporadores de aire), aquí tenemos según Normas Técnicas:

- Cementos Portland Pozolánico (NTP 334.044):
- Cemento Portland Pozolánico Tipo IP: contenido de puzolana entre 15% y 40%.
- Cemento Portland Pozolánico Modificado Tipo I (PM): contenido de puzolana menos de 15%.
- Cemento Portland de Escoria (NTP 334.049):
- Cemento Portland de Escoria Tipo IS: Contenido de escoria entre 25% y 70%.
- Cemento Portland de Escoria Modificada Tipo I (SM): Contenido de escoria menor a 25%.
- Cemento Portland Compuesto Tipo I (Co) (NTP 334.073): Cemento

adicionado obtenido por la pulverización conjunta de Clinker y materiales calizos (travertino), hasta un 30% de peso.

- **Cemento de albañilería (A) (NTP 334.069):** Cemento obtenido por la pulverización de Clinker y materiales que mejoran la plasticidad y la retención de agua.
- **Cementos de especificaciones de performance (NTP 334.082):** Cemento adicionado para aplicaciones generales y especiales, donde no existe restricciones en la composición del cemento ó sus constituyentes. Se clasifican por tipos basados en requerimientos específicos de alta resistencia inicial, resistencia al ataque de sulfatos y calor de hidratación.

### 3.8.4. Usos y Aplicaciones de los Cementos Portland

#### 1. Cementos Portland Estándar (Sin adición)

- **Tipo I:** Para construcción de concreto y mortero en general, donde no se requiera propiedades específicas.
- **Tipo II:** En obras donde se requiera resistencia moderada a la acción de los sulfatos y/o moderado calor de hidratación y reducción de agrietamientos (consecuencia de la hidratación del cemento). Se recomienda en edificaciones, estructuras industriales, puentes, obras portuarias perforaciones y en general a todas aquellas obras que soportan la acción de suelos ácidos y/o aguas subterráneas.
- **Tipo III:** Para obras que requiere alta resistencia inicial (adelanto de la puesta en servicio) y también en obras de zonas frías.
- **Tipo IV:** Para obras donde se requiera bajo calor de hidratación, caso de represas, centrales hidroeléctricas y obras de grandes masas de concreto.
- **Tipo V:** Además de las cualidades del Tipo II, es recomendado para obras donde se requiera elevada resistencia a los sulfatos. Es el caso de obras portuarias expuesta al agua de mar. También en canales, alcantarillas, túneles, suelos con alto contenido de sulfatos.

## 2. Cementos Portland Adicionados

- **Tipo IP y IPM:** En general, para uso similar del tipo I, especialmente en obras masivas y en donde se recibe ataque de aguas agresivas, aguas negras, en cimentaciones en todo terreno, en obras sanitarias, trabajos de albañilería, pre-fabricados, baldosas y adoquines fabricación de bloques de albañilería.
- **Tipo MS:** Más resistente a la agresión química, se puede utilizar en estructuras en ambientes y suelos húmedos-salitrosos, para estructuras en cimientos y pisos.
- **Tipo ICo:** Corresponde al cemento tipo I mejorado con mayor plasticidad, se puede utilizar en obras de concreto simple y de concreto armado en general, morteros en general especialmente para tarrajeo y asentado de unidades de albañilería, pavimentos y cimentaciones.

### 3.8.5. Agua para Concreto

#### Conceptos generales

El agua presente en la mezcla de concreto reacciona químicamente con el material cementante para lograr:

- La formación de gel.
- Permitir que el conjunto de la masa adquiera las propiedades que:
  - En estado no endurecido faciliten una adecuada manipulación y colocación de la misma.
  - En estado endurecido la conviertan en un producto de las propiedades y características deseadas.

Como requisito de carácter general y sin que ello implique la realización de ensayos que permitan verificar su calidad, se podrá emplear como aguas de mezclado aquellas que se consideren potables ó las que por experiencia se conozcan que pueden ser utilizadas en la preparación del concreto.

Previamente a su empleo, será necesario investigar y asegurarse que la fuente de provisión no está sometida a influencias que puedan modificar su composición y características con respecto a las conocidas que permitieron su

empleo con resultados satisfactorios.

### Requisitos de Calidad

El agua que ha de ser empleada en la preparación del concreto deberá cumplir con los requisitos de la Norma NTP 339.088 y ser de preferencia potable. No existen criterios uniformes en cuanto a los límites permisibles para las sales y sustancias presentes en el agua que va a emplearse.

La Norma Peruana NTP 339.088 considera aptas para la preparación y curado del concreto, aquellas aguas cuyas propiedades y contenidos de sustancias disueltas están comprendidos dentro de los límites mostrados en la tabla 3.35.

Tabla 3.35: Límites permisibles para el agua de mezcla y curado.

DESCRIPCIÓN	LIMITE PERMISIBLE		
Sólidos en suspensión (residuo insoluble)	5.000	ppm	Máximo
Materia Orgánica	3	ppm	Máximo
Alcalinidad (NaHCO <sub>3</sub> )	1.000	ppm	Máximo
Sulfatos ( ión SO <sub>4</sub> )	600	ppm	Máximo
Cloruros ( ión Cl <sup>-</sup> )	1.000	ppm	Máximo
pH	5 a 8		Máximo

*Fuente: según la Norma NTP 339.088.*

Si la variación de color es un requisito que se desea controlar, el contenido máximo de hierro, expresado en ión férrico, será de 1 ppm.

El agua deberá estar libre de azúcares ó sus derivados, igualmente lo estará de sales de potasio ó de sodio.

Si se utiliza aguas no potables, la calidad del agua determinada por análisis de laboratorio, deberá ser aprobada por la supervisión.

La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basara en resultados en los que se ha utilizado en la preparación del concreto con el agua de la fuente elegida.

### 3.8.6. Agregados para el Concreto

#### a. Agregado

Se define como agregado al conjunto de partículas inorgánicas de origen natural ó artificial cuyas dimensiones están comprendidas entre los límites fijados en la NTP 400.011.

Los agregados son la fase discontinua del concreto y son materiales que están embebidos en la pasta y que ocupa aproximadamente el 75% del volumen de la unidad cúbica de concreto.

#### d. Tamaño Máximo:

Corresponde al menor tamiz por el que pasa toda la muestra de agregado.

#### e. Tamaño Máximo Nominal:

Corresponde al menor tamiz en el cual se produce el primer retenido.

#### f. Módulo de Fineza:

Criterio establecido en 1925 por Duff Abrams a partir de granulometrías de material se puede intuir una fineza promedio del material utilizando la siguiente expresión:

$$MF = \frac{\sum \% \text{ Acumulados retenidos}}{(11/2'', 3/4'', 3/8'', N^{\circ}4, N^{\circ}16, N^{\circ}30, N^{\circ}50 \text{ y } N^{\circ}100)} \quad (8.1)$$

### 3.8.7. Clasificación

Existen varias formas de clasificar a los agregados, algunas de las cuales son:

#### a. Por su naturaleza:

Los agregados pueden ser naturales ó artificiales, siendo los naturales de uso frecuente además los agregados utilizados en el concreto se pueden clasificar en: agregado grueso, agregado fino y hormigón (Agregado global).

- **Agregado fino**, se define como aquel que pasa por el tamiz 3/8" y queda retenido en la malla N° 200, el más usual es la arena producto resultante de la desintegración de las rocas.

- **Agregado grueso**, es aquel que queda retenido en el tamiz N° 4 y proviene de la desintegración de las rocas, puede a su vez clasificarse en piedra chancada y grava.
- **Hormigón**, es el material conformado por una mezcla de arena y grava este material mezclado en proporciones arbitrarias se encuentra en forma natural en la corteza terrestre y se emplea tal cual se extrae en la cantera.

**b. Por su densidad:**

Se pueden clasificar en agregados de peso específico normal comprendidos entre 2.50 a 2.75, ligeros con pesos específicos menores a 2.5 y agregados pesados cuyos pesos específicos son mayores a 2.75.

**c. Por el origen, forma y textura superficial:**

Por naturaleza los agregados tienen forma irregularmente geométrica compuestos aleatoriamente por caras redondeadas y angularidades. En términos descriptivos la forma de los agregados puede ser:

- **Angular, poca evidencia de desgaste en caras y bordes.**
- **Sub angular**, evidencia de algo de desgaste en caras y bordes.
- **Sub redondeada**, considerable desgaste en caras y bordes.
- **Redondeada**, bordes casi eliminados.
- **Muy redondeada, sin caras ni bordes.**

**d. Por el tamaño del agregado:**

Según su tamaño, los agregados para concreto son clasificados en:

- Agregados finos (arena)
- Agregado grueso (piedra)

### 3.8.8. Propiedades del Agregado

**a. Propiedades físicas**

- **Densidad**, depende de la gravedad específica de sus constituyentes sólidos como de la porosidad del material mismo. La densidad de los agregados es especialmente importante para los casos en que se busca

diseñar concretos de bajo ó alto peso unitario.

Las bajas densidades indican también que el material es poroso y débil y de alta absorción.

- **Porosidad**, la palabra porosidad viene de poro que significa espacio no ocupado por materia sólida en la partícula de agregado es una de las más importantes propiedades del agregado por su influencia en las otras propiedades de este, puede influir en la estabilidad química, resistencia a la absorción, resistencias mecánicas, propiedades elásticas, gravedad..
- **Peso unitario**, es el resultado de dividir el peso de las partículas entre el volumen total incluyendo los vacíos. Al incluir los espacios entre partículas.

#### b. Propiedades Resistentes

- **Resistencia**, la resistencia del concreto no puede ser mayor que el de los agregados, la textura, la estructura y composición de las partículas del agregado influyen sobre la resistencia. Si los granos de los agregados no están bien cementados unos a otros consecuentemente serán débiles. La resistencia al chancado ó compresión del agregado deberá ser tal que permita la resistencia total de la matriz cementante.
- **Tenacidad**, esta característica está asociada con la resistencia al impacto del material, está directamente relacionada con la flexión, angularidad y textura del material.
- **Dureza**, se define como dureza de un agregado a su resistencia a la erosión abrasión ó en general al desgaste. La dureza de las partículas depende de sus constituyentes. Entre las rocas a emplear en concretos éstas deben ser resistentes a procesos de abrasión ó erosión y pueden ser el cuarzo, la cuarcita, las rocas densas de origen volcánico y las rocas silicosas.
- **Módulo de elasticidad**, es definido como el cambio de esfuerzos con respecto a la deformación elástica considerándosele como una medida de la resistencia del material a las deformaciones. El modulo elástico

es muy inusual su determinación en los agregados sin embargo el concreto experimenta deformaciones por lo que es razonable intuir que los agregados también deben tener elasticidades acordes al tipo de concreto. El valor del módulo de elasticidad además en el escurrimiento plástico y las contracciones que puedan presentarse. (Abanto Castillo, 2003)

### 3.8.9. Normas y requisitos de los agregados para el concreto

#### a. Requisitos obligatorios

- **Granulometría**, los agregados finos y gruesos según la norma ASTM C- 33 y NTP 400.037 deberán cumplir con las gradaciones establecidas en la NTP 400.012, respectivamente.

Tabla 3.36: Requisitos granulométricos para agregado grueso.

Tamaño Nominal	% Pasa por los tamices normalizados												
	100mm (4")	90mm (3½")	75mm (3")	63mm (2½")	50mm (2")	37.5mm (1½")	25mm (1")	19mm (¾")	12.5mm (½")	9.5mm (3/8")	4.75mm (Nº4)	2.36mm (Nº8)	1.18mm (Nº16)
90 mm a 37.5 mm (3½" a 1½")	100	90 a 100	--	25 a 60	--	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--	--	--
63 mm a 37.5 mm (2½" a 1½")	--	--	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--	--	--
50 mm a 25 mm (2" a 1")	--	--	--	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--	--
50 mm a 4.75 mm (2" a Nº4)	--	--	--	100	95 a 100	--	35 a 70	--	10 a 30	--	0 a 5	--	--
37.5 mm a 19 mm (1½" a ¾")	--	--	--	--	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--
37.5mm a 4.75mm (1½" a Nº4)	--	--	--	--	100	95 a 100	--	35 a 70	--	10 a 30	0 a 5	--	--
25 mm a 12.5 mm (1" a ½")	--	--	--	--	--	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	--	--	--
25 mm a 9.5 mm (1" a 3/8")	--	--	--	--	--	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	--	--
25 mm a 4.75 mm (1" a Nº4)	--	--	--	--	--	100	95 a 100	--	25 a 65	--	0 a 10	0 a 5	--
19 mm a 9.5 mm (¾" a 3/8")	--	--	--	--	--	--	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	--	--
19 mm a 4.75 mm (¾" a Nº4)	--	--	--	--	--	--	100	90 a 100	--	20 a 55	0 a 10	0 a 5	--
12.5mm a 4.75mm (½" a Nº4)	--	--	--	--	--	--	--	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	--
9.5mm a 2.38mm (3/8" a Nº8)	--	--	--	--	--	--	--	--	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5

Fuente: Norma Técnica Peruana NTP 400.012.

Tabla 3.37: Requisitos granulométricos para agregado fino.

Tamiz 9.5 mm (3/8")	Límites Totales 100	% Pasa por los tamices normalizados		
		C 100	M 100	F 100
4.75 mm (N°4)	89 - 100	95- 100	85 -100	89 - 1000
2.35 mm (N° 8)	65 -100	80-100	65 -100	80 - 100
1.20 mm (N° 16)	45 - 100	50-85	45 -100	70- 100
0.60 mm (N° 30 )	25 - 100	25-60	25-80	55-100
0.30 mm (N° 50)	may-70	oct-30	may-48	may-70
0.15 mm (N° 100)	0-12	02-oct	0-12*	0-12*

Fuente: Norma Técnica Peruana NTP 400.012.

- **Sustancias dañinas**, se considera también que las sustancias dañinas no deberán exceder los porcentajes máximos siguientes:

Tabla 3.38: Sustancias dañinas en el agregado.

Descripción	Agregados	
	Fino	Grueso
Partículas deleznales	3%	5%
Material más fino que el tamiz N° 200	5%	1%
Carbón y lignito	0.5	0.5%

Fuente: Norma Técnica Peruana NTP 400.012.

- **Materia orgánica**, el agregado fino que no demuestre presencia nociva de materia orgánica cuando determine conforme el ensayo colorimétrico de (impurezas orgánicas) de carácter cualitativo, deberá considerar satisfactorio. Mientras que el agregado fino que no cumpla con el ensayo anterior, podrá ser usado si al determinarse impurezas orgánicas la resistencia a compresión mediana a los 7 días no es menor de 95%.

**b. Requisitos complementarios:**

Los agregados que serán utilizados en concretos de  $f'c=210Kg/cm^2$  de resistencia de diseño y mayores, así como los utilizados en pavimentos deberán cumplir además de los requisitos obligatorios, los siguientes:

- **Resistencia mecánica**, la resistencia mecánica del agregado, determinada conforme a la norma NTP correspondiente, será tal que los valores no excedan a los siguientes:

Tabla 3.39: Resistencia mecánica deseable del agregado.

Tipo de Resistencia Mecánica	% Máximo
Abrasión (método de los Ángeles )	50
Impacto	30

*Fuente: Página de internet*

- **Granulometría del agregado fino**, deberá corresponder a la gradación “C” de la tabla 3.37, se permitirá el uso de agregado que no cumpla con la gradación siempre y cuando existan estudios calificados a satisfacción de las partes que aseguren que el material producirá concreto de la calidad requerida.
- **Inalterabilidad del Agregado (Durabilidad)**, el agregado utilizado en concreto y sujeto a la acción de las heladas deberá cumplir además de los requisitos obligatorios, el requisito de resistencia a la desintegración, por medio de soluciones saturadas de sulfato de sodio ó sulfato de magnesio. La pérdida promedio de masa después de 5 ciclos no deberá exceder de los siguientes valores:

Tabla 3.40: Durabilidad del agregado.

Solución utilizada	% máximo de pérdida de masa ( 5 ciclos )	
	Agregado Fino	Agregado Grueso
Sulfato de Sodio	10%	12%
Sulfato de Magnesio	15 %	18%

*Fuente: Página de internet*

### 3.8.10. Consideraciones para el Diseño de Mezclas

Es necesario enfocar el concepto del diseño de mezcla para producir un buen concreto tan económico como sea posible, que cumpla con los requisitos requeridos para el estado fresco (mezclado, transporte, colocación,

compactado y acabado) y en el estado endurecido (resistencia a la compresión y durabilidad).

Conseguir una mezcla con un mínimo de pasta y volumen de vacíos ó espacios entre partículas y consecuentemente cumplir con las propiedades requeridas es lo que la tecnología del concreto busca en un diseño de mezclas.

Antes de dosificar una mezcla se debe tener conocimiento de la siguiente información:

- Los materiales.
- El elemento a vaciar, tamaño y forma de las estructuras.
- Resistencia a la compresión requerida.
- Condiciones ambientales durante el vaciado.
- Condiciones a la que estará expuesta la estructura.

### **3.8.11. Parámetros básicos en el comportamiento del Concreto**

#### **a. Trabajabilidad**

Es una propiedad del concreto fresco que se refiere a la facilidad con que este puede ser mezclado, manejado, transportado, colocado y terminado sin que pierda su homogeneidad (exude ó se segregue). El grado de trabajabilidad apropiado para cada estructura, depende del tamaño y forma del elemento que se vaya a construir, de la disposición y el tamaño del refuerzo y de los métodos de colocación y compactación. Los factores más importantes que influyen en la trabajabilidad de una mezcla son los siguientes:

- La gradación, forma, textura de las partículas.
- Las proporciones del agregado.
- La cantidad de cemento.
- El aire incorporado.
- Los aditivos y la consistencia de la mezcla.

Un método indirecto para determinar la trabajabilidad de una mezcla consiste en medir su consistencia ó fluidez por medio del ensayo de asentamiento con

el cono de Abrams, el requisito de agua es mayor cuando los agregados son más angulares y de textura áspera; pero esta desventaja puede compensarse con las mejoras que se producen en otras características como la adherencia con la pasta de cemento.

#### **b. Resistencia**

La resistencia a la compresión simple es la característica mecánica más importante de un concreto, pero otras como la durabilidad, la permeabilidad y la resistencia al desgaste son a menudo de similar importancia.

#### **c. Durabilidad**

El concreto debe poder soportar aquellas exposiciones que pueden privarlo de su capacidad de servicio tales como congelación de deshielo, ciclos repetidos de mojado y secado, calentamiento y enfriamiento, sustancias químicas, ambiente marino y otras. La resistencia a algunas de ellas puede fomentarse mediante el uso de ingredientes especiales como:

- Cemento de bajo contenido de álcalis, puzolanas ó agregados seleccionados para prevenir expansiones dañinas debido a la reacción álcalis – agregados que ocurre en algunas zonas cuando el concreto está expuesto a un ambiente húmedo.
- Cementos ó puzolanas resistentes a los sulfatos para concretos expuestos al agua de mar ó en contacto con suelos que contengan sulfatos ó agregados libres de excesivas partículas suaves, cuando se requiere resistencia a la abrasión superficial.

### **3.8.12. Materiales que intervienen en una Mezcla de Concreto**

#### **a. Cemento**

Es el principal componente del concreto, el cual ocupa entre el 7% y el 15% del volumen de la mezcla, presentando propiedades de adherencia y cohesión, las cuales permiten unir fragmentos minerales entre sí, formando un sólido compacto con una muy buena resistencia a la compresión así como durabilidad. Tiene la propiedad de fraguar y endurecer solo con la presencia del agua, experimentando con ella una reacción química, proceso llamado

hidratación.

#### **b. Agua**

Componente del concreto en virtud del cual el cemento experimente reacciones químicas para producir una pasta eficientemente hidratada que le otorgan la propiedad de fraguar y endurecer con el tiempo.

Además este componente proporciona a la mezcla una fluidez tal que permita una trabajabilidad adecuada en la etapa del colocado del concreto. Este componente que ocupa entre el 14% al 18% del volumen de la mezcla. En una porción de pasta hidratada, el agua se encuentra en dos formas diferentes como agua de hidratación y agua evaporable.

#### **c. Agregados**

Este componente que ocupa entre el 60% al 75% del volumen de la mezcla, son esencialmente materiales inertes, de forma granular, naturales ó artificiales, las cuales han sido separadas fracciones finas (arena) y gruesas (piedra), en general provienen de las rocas naturales.

Gran parte de las características del concreto, tanto en estado plástico como endurecido dependen de las características y propiedades de los agregados, las cuales deben ser estudiadas para obtener concreto de calidad y economía. Los agregados bien graduados con mayor tamaño máximo tienen menos vacío que los de menor tamaño máximo; por consiguiente si el tamaño máximo de los agregados en una mezcla de concreto se aumenta, para un asentamiento dado, los contenidos de cemento y agua disminuirán.

En general el tamaño máximo del agregado deberá ser el mayor económicamente disponible y compatible con las dimensiones de la estructura.

Las partículas alargadas y chatas tienen un efecto negativo sobre la trabajabilidad y obligan a diseñar mezclas más ricas en agregado fino y por consiguiente a emplear mayores cantidades de cemento y agua. Se considera que dentro de este caso están los agregados de perfil angular, los cuales tienen un alto contenido de vacíos y por lo tanto requieren un porcentaje de mortero mayor que el agregado redondeado.

El perfil de las partículas pro sí mismo no es un indicador de que un agregado está sobre ó bajo el promedio en su capacidad de producir resistencia.

#### **d. Aire**

Aire atrapado ó natural, usualmente entre el 1% al 3% del volumen de la mezcla, están en función a las características de los materiales que intervienen en la mezcla, especialmente de los agregados en donde el tamaño máximo de construcción aplicado durante su colocación y compactación. También puede contener intencionalmente aire incluido mayormente entre el 3% al 7% del volumen de la mezcla, con el empleo de aditivos. La presencia de aire en las mezclas tiende a reducir la resistencia del concreto por incremento en la porosidad del mismo.

#### **e. Aditivos**

El ACI 212 la define como “un material distinto del agua, agregados y cemento hidráulico, que se usa como ingrediente de concretos y morteros el cual se añade a la mezcla inmediatamente antes ó durante su mezclado”.

Su empleo puede radicar por razones de economía ó por mejorar puntualmente alguna propiedad del concreto tanto en estado fresco ó endurecido como por ejemplo: reducir el calor de hidratación, aumentar la resistencia inicial ó final, etc.

### **3.8.13. Pasos básicos para diseñar una mezcla de Concreto**

#### **a. Información requerida**

Se debe de tener la disponibilidad de la siguiente información:

- Los materiales.
- El elemento a vaciar, tamaño y forma de las estructuras.
- Resistencia a la compresión requerida.
- Condiciones ambientales durante el vaciado.
- Condiciones a la que estará expuesta la estructura.

#### **3.8.13.1. Determinación de la resistencia requerida**

Esta resistencia va a estar en función a la exigencia del diseñador ó la

disponibilidad de información que tenga el mismo, pero siempre vamos a tener que diseñar para algo más de resistencia, de tal manera que un pequeño porcentaje de las muestras (normalmente el 1%, según el ACI) pueden tener resistencias inferiores a la especificada.

Cuando no contamos con datos estadísticos ó contamos con escasos (menos de 15 ensayos), para este caso el comité del ACI nos indica aplicar la tabla 3.41 para determinar la  $f'_{cr}$ . (Abanto Castillo, 2003)

Tabla 3.41: Determinación de la resistencia requerida.

$f'_c$ especificado	$F'_{cr}$ ( $Kg/cm^2$ )
<210	$f'_c + 70$
210 a 350	$f'_c + 84$
>350	$f'_c + 98$

Fuente: Diseño de mezclas Comité ACI 211.

Dónde:

$f'_c$ : Resistencia a la compresión especificada  $Kg/cm^2$

$f'_{cr}$ : Resistencia a la compresión requerida  $Kg/cm^2$

### 3.8.13.2. Selección del tamaño máximo nominal del agregado grueso (TMN)

La mayoría de veces son las características geométricas y las condiciones de refuerzo de las estructuras las que limitan el tamaño máximo del agregado que pueden utilizarse, pero a la vez existen también consideraciones a tomar en cuenta como la producción, el transporte y colocación del concreto que también puede influir en limitarlo.

El TMN del agregado grueso no deberá ser mayor de uno de estos aspectos:

- 1/5 de la menor dimensión entre las caras de encofrados.
- 3/4 del espacio libre mínimo entre barras ó alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras torones ó ductos de presfuerzo.
- 1/3 del peralte de las losas.

Estas limitaciones a menudo se evitan si la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto puede colocarse sin dejar zonas ó

vacíos en forma de panal.

### 3.8.13.3. Selección del asentamiento

Si el asentamiento no se encuentra especificado entonces se puede partir con los valores indicados en la tabla 3.42 de acuerdo al tipo de estructura. (Rivva Lopez, 1992)

Tabla 3.42: Asentamientos recomendados para diversos tipos de estructuras.

TIPO DE ESTRUCTURA	SLUMP	SLUMP
	MÁXIMO	MÍNIMO
Zapatas y muros de cimentación reforzados	3"	1"
Cimentaciones simples y calzaduras	3"	1"
Vigas y muros armados	4"	1"
Columnas	4"	2"
Muros y pavimentos	3"	1"
Concreto ciclópeo	2"	1"

Fuente: *Diseño de mezclas Comité ACI 211.*

### 3.8.13.4. Determinación del contenido de Aire

El ACI 211 establece una tabla que proporciona aproximadamente el porcentaje de contenido de aire atrapado en una mezcla de concreto en función del tamaño máximo nominal del agregado grueso. La tabla 3.43 indica la calidad aproximada de contenido de aire atrapado que se espera encontrar en concretos sin aire incluido.

Tabla 3.43: Contenido de aire atrapado.

TNM del agregado Grueso	Aire Atrapado %
3/8"	3.0
1/2"	2.5
3/4"	2.0
1"	1.5
1 1/2"	1.0
2"	0.5
3"	0.3
4"	0.2

Fuente: *Diseño de mezclas Comité ACI 211.*

En el caso del contenido de aire incorporado también presenta una tabla

indicando valor aproximado en función además de las condiciones de exposición, suave moderado y severo.

Estos valores señalados en la tabla 3.44 no siempre pueden coincidir con las indicaciones en algunas especificaciones técnicas. Pero muestra los niveles recomendados del contenido promedio de aire para el concreto, cuando el aire se incluye a propósito por razones de durabilidad.

Tabla 3.44: Contenido de aire incorporado y total.

TNM del agregado Grueso	Contenido de aire total ( % )		
	Exposición Suave	Exposición Moderada	Exposición Severa
3/8"	4.5	6.0	7.5
1/2"	4.0	5.5	7.0
3/4"	3.5	5.0	6.5
1"	3.0	4.5	6.0
1 1/2"	2.5	4.0	5.5
2"	2.0	3.5	5.0
3"	1.5	3.0	4.5
6"	1.0	2.5	4.0

*Fuente: Diseño de mezclas Comité ACI 211.*

### 3.8.13.5. Determinación de volumen del Agua

La cantidad de agua (por volumen unitario de concreto) que se requiere para producir un asentamiento dado, depende del tamaño máximo de agregado de la forma de las partículas y gradación de los agregados y de la cantidad de aire incluido. La tabla 3.45 proporciona estimaciones de la cantidad de agua requerida en la mezcla de concreto en función del tamaño máximo de agregado y del asentamiento con aire incluido y sin él. Según la textura y forma del agregado, los requisitos de agua en la mezcla pueden ser mayores ó menores que los valores tabulados; pero estos ofrecen suficiente aproximación para una primera mezcla de prueba. (Rivva Lopez, 1992)

Tabla 3.45: Volumen de agua en  $lt/m^3$ .

ASENTAMIENTO	AGUA EN L/M3 DE CONCRETO PARA LOS TAMAÑOS NOMINALES MÁXIMOS DEL AGREGADO GRUESO Y CONSISTENCIA INDICADA							
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	6"
<b>CONCRETOS CON AIRE INCORPORADO</b>								
1" a 2"	207	199	190	179	166	154	130	113
3" a 4"	228	2116	205	193	181	169	145	124
6" a 7"	243	228	216	202	190	178	160	-
Contenido de Aire atrapado (%)	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
<b>CONCRETOS CON AIRE INCORPORADO</b>								
1" a 2"	181	175	168	160	150	142	122	107
3" a 4"	202	193	184	175	165	157	133	119
6" a 7"	216	205	197	184	174	166	154	-
Contenido total de Aire (%)	8	7	6	5	4.5	4	3.5	3

Fuente: Diseño de mezclas Comité ACI 211.

### 3.8.13.6. Determinación de la relación agua/cemento (a/c)

La relación a/c requerida se determina no solo por los requisitos de resistencia, sino también por los factores como la durabilidad y propiedades para el acabado. Puesto que distintos agregados y cementos producen generalmente resistencias diferentes con la misma relación a/c, es muy conveniente conocer ó desarrollar la relación entre la resistencia y la relación agua cemento de los materiales que se usaran realmente.

Para condiciones severas de exposición, la relación a/c deberá mantenerse baja, aun cuando los requisitos de resistencia puedan cumplirse con un valor más alto. Las tablas 3.46 y 3.47 muestran estos valores límites.

Tabla 3.46: Relación agua/cemento por resistencia.

RELACION AGUA/CEMENTO	RESISTENCIA PROBABLE A LOS 28 DIAS	
	CONCRETO SIN AIRE INCORPORADO	CONCRETO CON AIRE INCORPORADO
0.35	420	335
0.45	350	250
0.54	250	225
0.63	225	180
0.71	175	140
0.80	140	110

Fuente: Diseño de mezclas Comité ACI 211.

Tabla 3.47: Condiciones especiales de exposición.

Condiciones de exposición	Relación a/c máxima, en concretos con agregados de peso normal	Resistencia en compresión mínima en concretos con agregados livianos
Concreto de baja permeabilidad		
Expuesto al agua dulce	0.50	260
Expuesto ala agua de mar ó aguas solubles	0.45	
Expuesto a la acción de aguas cloacales	0.45	
Concretos expuestos a procesos de congelación y deshielo en condiciones húmedas		
Sardineles, cunetas, secciones delgadas	0.45	300
Otros elementos	0.50	
Protección contra la corrosión del concreto		
Expuesto a la acción de agua de mar, aguas solubles, neblina ó rocío de estas aguas	0.40	325
Si el recubrimiento mínimo se incrementa en 15 mm.	0.45	300
La resistencia f'c no deberá ser menor de 245 kg/cm <sup>2</sup> por razones de durabilidad		

Fuente: Diseño de mezclas Comité ACI 211.

### 3.8.13.7. Cálculo del contenido de Cemento

Se obtiene dividiendo los valores hallados en los pasos 3.8.13.5, 3.8.13.6 es decir la cantidad de cemento por unidad de volumen de concreto es igual al agua de mezclado dividido entre la relación agua/cemento expresada en la ecuación 8.2..

$$Contenido\ de\ cemento(en\ Kg/m^3) = \frac{Agua\ de\ mezclado}{relacion\ a/c} \tag{8.2}$$

### 3.8.13.8. Estimación del contenido de agregado grueso

La tabla 3.48 nos proporciona valores aproximados para estos volúmenes de agregado, como puede observarse, para similar trabajabilidad, el volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto depende solamente de su tamaño máximo y del módulo de fineza del agregado fino.

Tabla 3.48: Peso del agregado grueso por unidad de volumen del concreto.

TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO	VOLUMEN DEL AGREGADO GRUESO SECO Y COMPACTADO POR UNIDAD DE VOLUMEN DEL CONCRETO PARA DIFERENTES MÓDULOS DE FINURA DEL AGREGADO FINO			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3 / 8 "	0.50	0.46	0.46	0.44
1 / 2 "	0.59	0.57	0.55	0.53
3 / 4 "	0.66	0.64	0.62	0.60
1 "	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2 "	0.75	0.73	0.71	0.69
2"	0.78	0.76	0.74	0.72
3 "	0.82	0.80	0.78	0.76
6"	0.87	0.85	0.83	0.81

El agregado grueso se encuentra en la condición de seco compactado, tal como lo define la Norma ASTM C - 29. (Fuente: *Diseño de mezclas Comité ACI 211*).

El peso del agregado grueso por metro cubico de concreto, en base al volumen seco y compactado del mismo, es igual al valor obtenido de la tabla 3.46, multiplicado por el peso unitario seco y compactado del agregado grueso.

$$\begin{aligned}
 & \text{Cantidad de agregado grueso (en Kg)} = \\
 & \left[ \text{Volumen de agregado grueso en m}^3(\text{tabla}) \right] \times \left[ \text{Peso unitario seco y compactado del agregado grueso (en Kg/m}^3) \right] \dots\dots\dots (8.3)
 \end{aligned}$$

**3.8.13.9. Estimación del contenido de agregado fino**

Existen dos métodos para la determinación del contenido de agregado fino, ambos se basan en el hecho de que una vez concluido el paso anterior, todos los ingredientes a excepción del agregado fino son conocidos por metro cubico de concreto, pudiendo hallarse el mismo por diferencia, empleando el método de los pesos ó el método de los volúmenes, es decir:

$$\text{Peso de agregado fino (en Kg)} = \text{Peso del concreto(en Kg)} - \left[ \text{Peso del agregado grueso(en Kg)} + \text{Peso del cemento(en Kg)} + \text{Peso del agua de mezclado(en Kg)} \right]$$

**3.8.13.10. Método de los pesos:**

Generalmente es peso unitario del concreto fresco es conocido con relativa aproximación de experiencias previas con los materiales a ser utilizados en obra.

En ausencia de tal información, se puede usar la tabla 3.49 en un primer estimado, con la seguridad de que las proporciones obtenidas serán lo suficientemente aproximadas como para ser corregidas con un rápido y sencillo ajuste sobre la base de los resultados de las mezclas de ensayo.

Tabla 3.49: Primera estimación del peso del concreto fresco.

TAMAÑO NOMINAL	PRIMERA ESTIMACIÓN DEL PESO DEL CONCRETO (Kg /m)	
	CONCRETO SIN AIRE	CONCRETO CON AIRE
MAXIMO DEL AGREGADO	INCORPORADO	INCORPORADO
3 / 8 "	2285	2190
1 / 2 "	2315	2235
3/4"	2355	2280
1 "	2355	2315
1 1/2 "	2420	2355
2"	2445	2375
3 "	2465	2400
6"	2505	2435

**3.8.13.11. Método de los volúmenes absolutos:**

Un procedimiento más exacto y a la vez preferido sobre el método de los pesos, para el cálculo de la cantidad de agregado fino por metro cubico de concreto, implica el empleo de los volúmenes desplazados por los ingredientes ó volúmenes absolutos de los mismos.

En este caso el volumen absoluto del agregado fino es igual a la diferencia entre el volumen unitario de concreto y la suma de los volúmenes absolutos de los ingredientes ya conocidos (cemento, agua, aire, agregado grueso).

$$Volumen\ abs.\ agreg.\ fino = 1 - \left[ \frac{Vol.\ abs.\ Ag.\ grueso}{Vol.\ abs.\ Ag.\ grueso} + \frac{Vol.\ abs.\ cemento}{Vol.\ abs.\ cemento} + \frac{Vol.\ abs.\ agua}{Vol.\ abs.\ agua} + \frac{Vol.\ abs.\ aire}{Vol.\ abs.\ aire} \right] \quad (8.4)$$

El volumen absoluto ocupado en el concreto por cualquier ingrediente, es igual a su peso dividido por su peso específico.

$$Volumen = \frac{Peso}{Peso\ especifico} \quad (8.5)$$

**3.8.13.12. Corrección por humedad de los agregados**

Hay que tener en cuenta la humedad de los agregados para pesarlos correctamente, generalmente los agregados están húmedos y a su peso seco

debe sumarse el peso del agua que contienen, tanto absorbida como superficial. Así el agua de mezclado añadido a la colada, debe ser reducida en una cantidad igual a la humedad libre aportada por los agregados, considerándose como tal contenido total de humedad del agregado menos su porcentaje de absorción.

$$\frac{\text{Peso agreg.}}{\text{humedo}} = \frac{\text{Peso agreg.}}{\text{seco}} \left[ 1 + \frac{\text{Contenido humedad}}{\text{del agregado}} \% \right] \quad (8.6)$$

### 3.8.13.13. Cálculo del agua efectiva

El agua a utilizarse en la mezcla de prueba debe incrementarse ó reducirse en una cantidad igual a la humedad libre que contiene el agregado, esto es humedad total menos absorción.

Para esto se utilizara la siguiente expresión:

$$\frac{\text{aporte de humedad}}{\text{de los agregados}} = \frac{\text{Peso agreg.}}{\text{seco}} \left[ \% \text{ Contenido de humedad } (\%) \text{ absorcion} \right] \quad (8.7)$$

Entonces:

$$\frac{\text{Agua}}{\text{efectiva}} = \frac{\text{agua de}}{\text{diseño}} - \frac{\text{Aporte de humedad}}{\text{de los agregados}} \quad (8.8)$$

### 3.8.13.14. Diseño Final

Finalmente se presenta el diseño de mezcla en condiciones húmedas, los pesos de cada uno de los materiales. Para su uso en obra se determina las proporciones por bolsa de cemento, es posible también presentar las proporciones por m<sup>3</sup> de concreto.

### 3.8.14. Secuencia del método de diseño de mezclas del Comité ACI 211

Este procedimiento propuesto por el Comité ACI 211, está basado en el empleo de tablas confeccionadas por el Comité ACI 211, la secuencia de diseño es la siguiente:

1. Selección de la resistencia requerida ( $f'_{cr}$ ), cuando no contamos con datos estadísticos ó contamos con escasos (menos de 15 ensayos), para este caso el Comité del ACI nos indica aplicar la tabla 3.41 para determinar el  $f'_{cr}$ .
2. Selección del TMN del agregado grueso.
3. Selección del asentamiento, tabla 3.42.
4. Seleccionar el contenido de aire atrapado, tabla 3.43.
5. Seleccionar el contenido de agua, tabla 3.45.
6. Seleccionar la relación agua/cemento sea por resistencia a compresión ó por durabilidad, tabla 3.46 y tabla 3.47.
7. Cálculo del contenido de cemento (5)/(6).
8. Seleccionar el peso del agregado grueso, la tabla 3.48, proporciona el valor de  $b/b_o$ , donde  $b_o$  y  $b$  son los pesos unitarios secos con y sin compactar respectivamente del agregado grueso.
9. Calcular la suma de los volúmenes absolutos de todos los materiales sin considerar el agregado fino.
10. Calculo del volumen del agregado fino.
11. Calculo del peso en estado seco del agregado fino.
12. Presentación del diseño en estado seco.
13. Corrección del diseño por el aporte de humedad de los agregados.
14. Presentación del diseño en estado húmedo.

### **3.9.DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE**

El drenaje artificial es el conjunto de obras que sirve para captar, conducir y alejar del camino el agua que puede causar problemas. En general para construir una vía terrestre se requiere estudios cuidadosos del drenaje los cuales implica necesariamente con ciertos datos y conocimientos fundamentales a fin de que estas obras cumplan con sus objetivos.

Al caer sobre la superficie de rodamiento el agua de lluvia tiene varios destinos: escurre superficialmente, se infiltra al sub suelo ó se evapora. El agua que escurre de manera superficial se va uniendo y forma pequeños escurrideros que se convierte en arroyos y después en riachuelos, los cuales llegan a una depresión continental como los lagos ó lagunas.

Cuando se construye una vía terrestre, casi siempre se corta el escurrimiento natural permitiéndose el paso del agua en lugares dispuestos técnicamente y alejar el agua de la vía rápidamente ó se canaliza mediante obras de captación y conducción apropiadas para tal fin como son las cunetas en este tipo de obras, de manera que al final del curso puedan concentrarse en los lugares mencionados. En resumen al construirse una vía se modifican las condiciones del escurrimiento en las zonas que la vía atravesará, lo cual puede causar problemas como erosiones e inundaciones y ser causa de falla en la estructura del pavimento.

#### **3.9.1. Planificación**

Un estudio de drenaje implica en su proceso, el seguimiento de una serie de etapas que se inicia desde una adecuada elección de ruta de conducción, seleccionando preferentemente aquellas zonas que ofrezca menos problemas de escurrimiento.

De ser posible se utiliza las pendientes máximas permisibles y se trata de llegar y aprovechar los parteaguas en donde el drenaje es mínimo. Cuando las vías se localizan en ladera el drenaje aumenta, aunque las cuencas y los escurrideros están generalmente bien definidos, al contrario de los terrenos planos donde se pueden tener los mayores problemas de drenaje porque a menudo ni las cuencas

ni los escurrideros tienen cauces definidos.

Si desde la etapa de elección de ruta, no se elige la zona más adecuada, se presentaran problemas durante la construcción y operación de la vía durante su vida útil, aumentando de manera innecesaria los costos de conservación, por ello tanto en un sistema de vías ya sea conformado por calles de corta longitud ó de longitud importante, que se intente hacer un estudio detallado del drenaje es necesario efectuar un reconocimiento de ruta que sea conducido de manera adecuada.

### **3.9.2. Consideraciones Hidrológicas**

Los factores que afectan el escurrimiento de agua son:

- Tipo y cantidad de precipitación.
- Tamaño del micro cuenca.
- Pendiente superficial.
- Permeabilidad de suelo y rocas.
- Condiciones de saturación.

En relación con la cantidad y tipo de precipitación, se tiene en cuenta la cantidad de agua que cae y si lo hace en forma de aguacero ó de lluvia fina durante periodos largos.

El tamaño del área por drenar es importante ya que un aguacero puede abarcar la totalidad de una cuenca pequeña sin embargo si las cuencas son muy grandes la lluvia quizá ácida solo en una parte de ellas y se infiltre bastante al escurrir sobre la zona sin mojar. Así mismo la pendiente de la cuenca es vital pues el agua se concentra con más rapidez mientras la pendiente es mayor y la topografía permite cauces más directos. Si la permeabilidad de los suelos es alta a causa de su formación geológica, el escurrimiento es menor ya que una buena parte del agua se infiltra.

En cambio en suelos con una saturación alta ó con una cubierta de pastizales cerrada, el escurrimiento es mayor aunque lento en el último caso. En la actualidad existen diferentes métodos hidrológicos (empíricos y estadísticos) para obtener el gasto que puede soportar una cuenca, los mismos que se han

citado en el capítulo de estudios hidrológicos.

### 3.9.3. Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano

La Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano nos brinda en 6.3 Captación en zona vehicular pista, las siguientes consideraciones:

Para la evacuación de las aguas pluviales en calzadas, veredas y las provenientes de las viviendas se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

#### A. Orientación del flujo

En el diseño de pistas se deberá prever pendientes longitudinales ( $S_l$ ) y transversales ( $S_t$ ) a fin de facilitar la concentración del agua que incide sobre el pavimento hacia los extremos ó bordes de la calzada.

Las pendientes a considerar son:

- Pendiente longitudinal ( $S_l$ )  $> 0.5\%$ .
- Pendiente transversal ( $S_t$ )  $> de 2\% a 4\%$ .

#### B. Captación y transporte de aguas pluviales de calzada y aceras

La evacuación de las aguas que discurren sobre la calzada y aceras se realizara mediante cunetas, las que conducen el flujo hacia las zonas bajas donde los sumideros captaran el agua para conducirlos en dirección a las alcantarillas pluviales de la ciudad.

a) Las cunetas construidas para este fin podrían tener las siguientes

secciones transversales:

- Sección circular.
- Sección triangular.
- Sección trapezoidal.
- Sección compuesta.
- Sección en V.

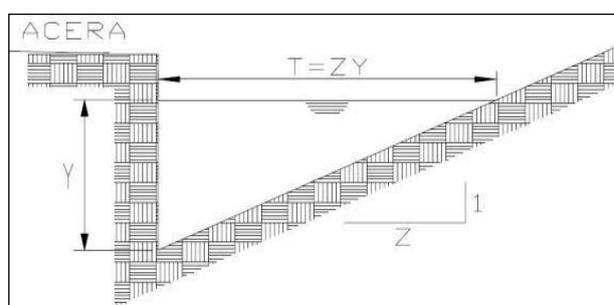
b) Determinación de la capacidad de la cuneta: la capacidad de las cunetas

depende de su sección transversal, pendiente y rugosidad del material con que se construyan.

La capacidad de conducción se hará en general utilizando la ecuación de Manning.

La sección transversal de las cunetas generalmente tiene una forma de triángulo rectángulo con el sardinel portando el lado vertical del triángulo. La hipotenusa puede ser parte de la pendiente recta desde la corona del pavimento y puede ser compuesta de dos líneas rectas como podemos apreciar en la figura 3.17.

Figura 3.20: Cuneta de sección transversal triangular.



Fuente: Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano.

Dónde:

T: Espejo de agua.

y: Tirante de agua.

### 3.9.3.1. Ecuación de Manning para la determinación de caudales en cunetas triangulares

Tomando como referencia la Norma Técnica O.S. Drenaje Pluvial Urbano, tenemos la ecuación 10.1 la cual se relaciona con la figura 10.1

$$Q = 315 \frac{Z}{n} S^{\frac{1}{2}} Y^{\frac{8}{3}} \left( \frac{Z}{1 + \sqrt{1 + Z^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (9.1)$$

Dónde:

Q: Caudal en l/seg.

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

S: Pendiente longitudinal del canal

Z: Valor recíproco de la pendiente transversal (1: Z).

Y: Tirante de agua en metros.

T: Ancho superficial en metros ó espejo de agua.

P: Perímetro mojado en metros.

### 3.9.4. Otros Elementos

- a. **Espejo de agua (T):** Es la superficie del agua en la sección transversal de la cuneta, esta expresada por la siguiente relación:

$$T = ZY \quad (9.2)$$

- b. **Área Hidráulica (A):** Es el área ocupada por el líquido en una sección transversal normal cualquiera, en la sección triangular (figura 10.1), está representado por la siguiente expresión:

$$A = \frac{1}{2}TY = \frac{1}{2}ZY^2 \quad (9.3)$$

- c. **Perímetro mojado (P):** Es la parte del conducto que está en contacto con el líquido.
- d. **Coeficiente de rugosidad:** La tabla muestra los valores del coeficiente de rugosidad de Manning correspondientes a los diferentes acabados de los materiales de las cunetas de las calles y berma central.

Tabla 3.50: Coeficientes de rugosidad de Manning para cunetas en calles y pavimento.

Tipo de Cuneta ó Pavimento	n de Manning
Cuneta de concreto, acabado con llana	
Pavimento Asfáltico:	
Textura suave	0.013
Textura rugosa	0.016
Cuneta de concreto - pavimento asfáltico	
Suave	0.013
Rugosa	0.015
Pavimento de concreto	
Enlucido con lana	0.014
Acabado con cepillo	0.016
Para cunetas con pequeña pendiente, donde puede acumularse el sedimento, incremente los valores anteriores de "n" por	0.020
Referencia: USDOT, FHWA, HDS-3(36)	

*Fuente: Norma Técnica O.S. Drenaje Pluvial Urbano.*

## CAPITULO IV

### METODOLOGIA

#### 4.1. Tipo y método de la investigación

El estudio a realizarse es del tipo descriptivo y experimental.

##### 4.1.1. Métodos

La metodología a utilizar, para el desarrollo adecuado del proyecto, con el fin de dar cumplimiento a los objetivos planteados es:

- 1.- Se realizara trabajos de campo como es el levantamiento topográfico.
- 2.- Se realizara el aforo de los vehículos que transitan por la vía en estudio, durante el periodo de 7 días calendarios incluido un sábado y domingo. El aforo de vehículos se efectuara en zonas estratégicas de la vía en estudio, las anotaciones se realizará en un formato pre establecido del MTC.
- 3.- Se procederá a realizar el estudio de Tráfico.
- 4.- Paralelamente se realizara el estudio de suelos de acuerdo a lo que especifica el reglamento del MTC.
- 5.- Con la información recabada se procederá a realizar el trabajo de gabinete, empleando los resultados obtenidos se procede a realizar el Diseño Estructural del Pavimento.

- **Método Descriptivo:** este método se ha empleado para describir la realidad sin alterar en base a la descripción a datos que tienen relación principalmente con la estructura del pavimento rígido.
- **Método Experimental:** para explicar los fenómenos del problema, se hizo los diseños que son indispensables en el objeto de estudio, y controlar el fenómeno

para probar la validez de las aseveraciones planteadas. Es decir con ensayos de campo, verificamos los resultados y llegamos a concluir que los diseños de los pavimentos rígidos sean óptimos para que una vía se encuentre en buen estado.

#### 4.1.2. Técnicas de estudio

**Documental:** Para la obtención de información se hizo consulta a libros, folletos, monografías, informes técnicos, cuadernos de obra, entre otros.

**Técnica de campo:** observación detallada y recolección de datos del proyecto (exploración, interpretación y descripción de los datos que tienen que ver principalmente con la estructura del pavimento rígido, tales como características y propiedades del suelo, consideraciones ambientales, información del tipo de vehículos que transitan por la vía, análisis de esfuerzos desarrollados en las juntas entre otros

#### 4.1.3. Población y muestra

##### a. Población

Para el presente Estudio la población se enmarca en el área de intervención del Barrio Nuevo San Miguel, sector Noreste de la Ciudad de Ilave, Provincia de El Collao-Puno

##### b. Muestra

Se ha considera como muestra los siguientes jirones: Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Huánuco y Jr. Ayacucho, por tratarse vías de circulación objeto en estudio.

## **CAPITULO V**

### **INGENIERÍA DEL PROYECTO.**

#### **5.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

##### **5.1.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON ESTACIÓN TOTAL**

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

#### **TRABAJOS REALIZADOS**

Los trabajos efectuados son los siguientes:

- Reconocimiento de terreno.
- Delimitación de las áreas de interés
- Control geodésico con GPS
- Levantamiento topográfico con Estación total del área para el proyecto y zonas adyacentes.
- Procesamiento de Información.

#### **EQUIPOS NECESARIOS**

Para estos trabajos se han empleado los siguientes equipos:

- 01 GPS
- 01 Estación total
- 02 Porta prismas y prismas simples
- 03 Radios intercomunicadores portátiles

## **RECONOCIMIENTO DE TERRENO**

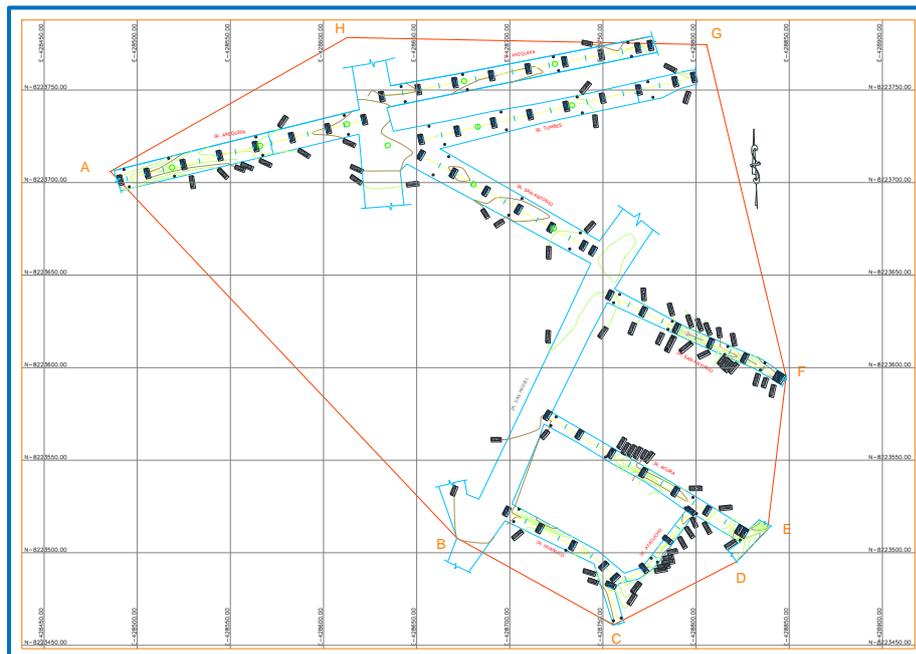
En el proceso de reconocimiento de campo se pudo verificar in situ un alineamiento definido por las viviendas existentes en cada una de las vías conformantes de los jirones en estudio, las cuales además presentan secciones transversales con anchos variables, aspectos que ocasionaron ciertas dificultades para el levantamiento topográfico. Esta etapa sirvió además para recopilar datos referenciales de importancia, que sirvieron de base para tener una concepción general de trabajo a realizar, siendo estos los siguientes:

- Ubicación general de la zona del proyecto.
- Medición de distancias con wincha
- Ubicación cardinal de la zona con brújula, orientando hacia el norte magnético.
- Se registra las características principales que presentan el terreno, tales como existencia de altitud de viviendas, existencia de servicios.

## **METODO EMPLEADO**

se ha realizado levantamiento topográfico por poligonación , Para realizar el control planimétrico se determinó hacer una poligonal cerrada de apoyo con vértices, para esto se tomó como punto de partida la estación H, cuyos datos son conocidos.

Figura 5.1: Levantamiento Topográfico por poligonación



Fuente: google eart

se procedió al levantamiento topográfico del terreno tomado como puntos de partida coordenadas obtenidas mediante un GPS navegador cuya precisión es de +/- 3.00 m; de acuerdo a la posición del BM principal se le asigno coordenadas UTM; de igual manera se tomó coordenadas UTM a los puntos principales BM-01, BM-02, BM-03, BM-04, indicados en el plano (ubicados en el Jr. Arequipa, Av. Jesús, Av. San Miguel y San Antonio), siendo pintado para su posterior identificación, las coordenadas y cotas son:

	E	N	Cota
BM-01	431204.818	8221413.898	3855.121
BM-02	431217.819	8221372.359	3854.856
BM-03	431321.287	8221330.778	3856.000
BM-04	431295.889	8221238.000	3854.761

**5.1.2. PUNTOS TOPOGRÁFICOS**

Estos fueron los puntos obtenidos del levantamiento topográfico verificados en la hoja Excel.

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA		PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
1	8221284.182	431367.8531	3856.348		51	8221123.297	431328.6932	3855.037
2	8221271.156	431382.9459	3857.218		52	8221413.262	431257.5423	3854.885
3	8221306.05	431310.7214	3856.36		53	8221368.698	431214.2406	3854.998
4	8221288.709	431302.6619	3856.432		54	8221392.769	431224.7843	3855.402
5	8221336.027	431299.7197	3856.001		55	8221429.665	431337.3502	3857.377
6	8221157.5	431394.8074	3855.838		56	8221415.649	431374.1242	3857.391
7	8221281.544	431367.0987	3855.518		57	8221423.21	431374.2193	3857.507
8	8221176.83	431409.2487	3855.699		58	8221407.204	431350.5722	3856.949
9	8221278.844	431365.4297	3855.358		59	8221413.404	431349.3108	3856.894
10	8221341.022	431275.5073	3855.047		60	8221418.07	431348.3462	3857.008
11	8221347.952	431278.9073	3855.087		61	8221400.563	431319.2346	3856.014
12	8221354.599	431280.3229	3855.435		62	8221407.994	431317.5165	3856.068
13	8221367.175	431246.4292	3854.88		63	8221410.839	431316.9018	3856.077
14	8221373.162	431248.3651	3855.114		64	8221394.485	431290.5527	3855.469
15	8221349.328	431260.2174	3854.902		65	8221404.924	431287.9994	3855.752
16	8221358.476	431243.377	3855.162		66	8221401.4	431288.4046	3855.507
17	8221438.368	431334.0774	3854.777		67	8221428.779	431285.018	3855.683
18	8221423.85	431286.3656	3854.814		68	8221400.168	431263.262	3855.413
19	8221419.495	431287.8515	3855.079		69	8221394.209	431264.2645	3855.247
20	8221422.935	431255.1319	3855.048		70	8221388.131	431265.3816	3855.531
21	8221408.672	431235.2052	3855.054		71	8221395.527	431239.1256	3855.203
22	8221418.726	431232.3792	3855.029		72	8221366.055	431229.4237	3855.427
23	8221388.454	431192.063	3854.776		73	8221382.493	431243.2239	3855.413
24	8221390.044	431210.6079	3855.121		74	8221389.212	431241.1479	3855.088
25	8221402.886	431207.0519	3854.864		75	8221380.57	431235.6678	3855.337
26	8221368.39	431058.6586	3862.623		76	8221413.368	431233.9071	3855.106
27	8221374.822	431084.4559	3862.954		77	8221364.507	431060.5904	3855.29
28	8221368.449	431085.9372	3861.774		78	8221417.725	431256.6676	3854.998
29	8221357.893	431064.1473	3862.288		79	8221380.381	431214.0745	3854.919
30	8221363.471	431087.4938	3862.84		80	8221368.941	431195.8357	3854.966
31	8221371.075	431119.3192	3860.726		81	8221125.694	431333.9632	3854.917
32	8221388.629	431163.5426	3858.049		82	8221441.195	431348.5367	3855.073
33	8221393.012	431186.1184	3858.725		83	8221374.939	431233.0457	3855.146
34	8221394.414	431163.0269	3858.554		84	8221436.854	431378.7591	3855.14
35	8221378.019	431117.3264	3856.863		85	8221362.977	431265.9181	3855.475
36	8221346.228	431200.2196	3857.425		86	8221409.506	431209.6278	3855.44
37	8221348.889	431216.4437	3857.413		87	8221355.832	431262.6678	3855.253
38	8221376.268	431141.0553	3856.134		88	8221278.885	431315.6249	3855.565
39	8221388.242	431138.2735	3856.301		89	8221421.573	431363.5824	3856.043
40	8221382.587	431115.5978	3856.153		90	8221253.496	431286.295	3855.542
41	8221381.945	431139.9947	3855.634		91	8221323.81	431330.9058	3855.527
42	8221440.689	431185.8184	3855.76		92	8221341.981	431302.0213	3855.441
43	8221381.934	431164.7709	3855.867		93	8221163.468	431390.1668	3856.114
44	8221442.971	431202.4386	3855.768		94	8221330.778	431321.2866	3856.417
45	8221414.563	431209.0901	3855.114		95	8221329.231	431297.2155	3856.133
46	8221165.813	431260.8593	3855.072		96	8221433.465	431335.8655	3856.235
47	8221399.645	431184.0031	3855.146		97	8221318.7	431316.6032	3856.177
48	8221408.508	431191.175	3855.045		98	8221168.024	431396.8106	3856.21
49	8221401.714	431192.3018	3854.854		99	8221318.502	431338.0258	3856.48
50	8221387.321	431187.3167	3854.943		100	8221413.186	431364.9318	3856.427

*Fuente: Elaboración propia*

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA		PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
101	8221327.084	431319.0315	3856.425		151	8221185.148	431367.6979	3862.208
102	8221336.178	431350.7506	3856.491		152	8221174.864	431290.9177	3862.109
103	8221352.307	431336.5441	3856.39		153	8221179.316	431406.4231	3861.865
104	8221257.555	431421.4389	3866.18		154	8221193.055	431372.3069	3861.773
105	8221252.65	431419.4593	3866.781		155	8221207.451	431347.8948	3861.79
106	8221255.28	431420.5314	3866.271		156	8221170.894	431288.4399	3861.895
107	8221264.749	431397.6166	3863.602		157	8221178.653	431292.5752	3862.063
108	8221266.648	431408.8211	3865.872		158	8221172.236	431389.8949	3862.422
109	8221263.783	431407.677	3863.48		159	8221171.285	431399.4252	3861.7
110	8221260.918	431405.9222	3863.744		160	8221174.896	431411.4752	3861.539
111	8221270.431	431399.9707	3861.8		161	8221174.832	431401.2451	3861.088
112	8221267.376	431399.1486	3859.922		162	8221179.493	431393.8419	3862.141
113	8221276.973	431384.6578	3859.793		163	8221160.735	431355.8739	3860.719
114	8221274.344	431383.764	3859.717		164	8221175.192	431363.5313	3860.838
115	8221291.301	431354.5646	3857.658		165	8221177.238	431361.6786	3860.484
116	8221288.129	431353.482	3857.738		166	8221183.155	431371.9663	3860.215
117	8221284.873	431352.4979	3857.855		167	8221164.518	431351.9994	3858.925
118	8221290.833	431339.7151	3856.598		168	8221190.549	431376.2858	3859.116
119	8221298.344	431341.4181	3856.657		169	8221162.646	431353.825	3858.729
120	8221294.959	431340.8727	3856.484		170	8221154.614	431344.4639	3857.945
121	8221304.837	431329.299	3856.114		171	8221173.718	431365.1924	3858.477
122	8221297.488	431325.4359	3855.655		172	8221154.467	431350.7659	3858.054
123	8221283.736	431309.731	3855.878		173	8221146.643	431335.5804	3858.336
124	8221301.5	431327.6134	3855.842		174	8221148.729	431335.2494	3857.569
125	8221185.187	431263.351	3854.285		175	8221147.938	431341.7954	3857.846
126	8221141.088	431323.1128	3854.178		176	8221170.294	431244.6915	3855
127	8221179.614	431270.5647	3854.752		177	8221233.877	431293.4769	3854.906
128	8221191.25	431256.5012	3854.413		178	8221175.862	431391.9281	3862.091
129	8221184.764	431272.735	3854.425		179	8221372.359	431217.8193	3855.034
130	8221170.188	431308.0971	3855.431		180	8221344.827	431343.9311	3856.44
131	8221166.975	431306.5102	3855.329		181	8221247.787	431298.2928	3855.953
132	8221162.533	431305.588	3855.865		182	8221188.626	431274.2898	3854.285
133	8221163.592	431320.1906	3857.932		183	8221214.866	431329.2712	3854.906
134	8221160.175	431318.976	3858.233		184	8221419.609	431374.4799	3854.906
135	8221141.603	431326.6207	3857.876					
136	8221151.276	431334.6455	3857.586					
137	8221145.887	431331.952	3857.701					
138	8221156.307	431318.3535	3857.686					
139	8221142.439	431329.3873	3857.955					
140	8221225.188	431289.2195	3854.906					
141	8221217.823	431330.241	3854.758					
142	8221210.691	431327.5377	3854.977					
143	8221230.109	431291.2064	3854.825					
144	8221238.135	431295.6728	3855.455					
145	8221151.362	431347.1517	3856.854					
146	8221228.347	431312.3324	3856.801					
147	8221220.241	431309.6705	3857.043					
148	8221204.214	431347.023	3858.671					
149	8221189.109	431370.2482	3861.597					
150	8221200.921	431345.3166	3861.53					

Fuente: Elaboración propia

Figura.5.2: Levantamiento Topográfico Jr. Arequipa



Figura 5.3: Levantamiento Topográfico



Fuente: google eart

### 5.1.3. TRABAJO DE GABINETE

Toda la información en el campo fue almacenada en la memoria de la Estación Total para después bajar los datos a la computadora.

Se hizo una evaluación de los datos registrados tratando que los puntos no se repitan, que no estén muy cerca, o que no se hayan tomado dos lecturas para un mismo punto con la finalidad de que estas anomalías no distorsionen las curvas del plano a elaborarse. Con estas precauciones se importan los puntos al

programa Civil 3D, con el que se precedió a elaborar el plano con curvas a nivel cada 0.50 m de diferencia de cota y en base a este plano se procedió a obtener los perfiles y las secciones para el diseño del pavimento y para el cálculo del volumen del movimiento de tierras. Los planos y perfiles topográficos elaborados se adjuntan al presente informe.

### 5.1.4. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

#### a. Corrección y Compensación de Ángulos Interiores

Tabla 5.1: Compensación de ángulos interiores del Polígono.

VERTICE DE	ANGULO A	ANGULO ° ' "	ANGULO COMPENSADO	ANGULO COMPENSADO
A	H B	76.4199	76° 25' 12"	76.4193 76° 25' 9"
B	A C	162.4273	162° 25' 38"	162.4267 162° 25' 36"
C	B D	123.4250	123° 25' 30"	123.4244 123° 25' 28"
D	C E	161.1293	161° 7' 45"	161.1287 161° 7' 43"
E	D F	143.0979	143° 5' 52"	143.0973 143° 5' 50"
F	E G	159.7374	159° 44' 15"	159.7368 159° 44' 12"
G	F H	104.5280	104° 31' 41"	104.5274 104° 31' 39"
H	G A	149.2401	149° 14' 24"	149.2395 149° 14' 22"
$\Sigma$ Ang. Int. =	1080.0049	1080° 0' 18"	1080.0000	1080° 0' 0"
$180(n-2) =$	1080.0000	1080° 0' 0"	e < emax.	
e =	0.0049	0° 0' 18"		
emax.	0.0000	0° 0' 0"		
Compensación	0.0006	0° 0' 2"		

Fuente: Elaboración propia.

**b. Cálculo de Azimut y Rumbos**

Tabla 5.2: Calculo de los Azimut y Rumbo.

LADO	AZIMUT	AZIMUT	RUMBO		RUMBO	
		° ' "	S	E	S	E
AB	136.7968	136° 47' 49"	S	43.2032 E	S	43° 12' 11" E
BC	119.2235	119° 13' 25"	S	60.7765 E	S	60° 46' 35" E
CD	62.6479	62° 38' 52"	N	62.6479 E	N	62° 38' 52" E
DE	43.7766	43° 46' 36"	N	43.7766 E	N	43° 46' 36" E
EF	6.8739	6° 52' 26"	N	6.8739 E	N	6° 52' 26" E
FG	346.6107	346° 36' 38"	N	13.3893 O	N	13° 23' 22" O
GH	271.1381	271° 8' 17"	N	88.8619 O	N	88° 51' 43" O
HA	240.3776	240° 22' 39"	S	60.3776 O	S	60° 22' 39" O

*Fuente: Elaboración propia.*

**c. Cálculo de Proyecciones**

Tabla 5.3: Calculo de proyecciones de la Poligonal.

LADO	LONGITUD	AZIMUT	Proy. X	Proy. Y
AB	271.7542	136.7968	-198.09	186.04
BC	96.2549	119.2235	-46.99	84.00
CD	74.3853	62.6479	34.18	66.07
DE	24.1126	43.7766	17.41	16.68
EF	83.2573	6.8739	82.66	9.96
FG	184.3304	346.6107	179.32	-42.68
GH	193.0393	271.1381	3.83	-193.00
HA	146.3371	240.3776	-72.33	-127.21
Σ	1073.4711		-0.015	-0.14

*Fuente: Elaboración propia.*

**d. Cálculo de Error de Cierre**

En una poligonal cerrada, la suma algebraica de las proyecciones de los lados de la poligonal sobre el eje X y Y, deben resultar nula reemplazando en la ecuación (5.1) y (5.2) tenemos:

$$E_L = \sqrt{(-0.02)^2 + (-0.14)^2} = 0.1414m$$

$$E_r = \frac{0.1414}{1073.4711} = 0.0001317$$

Por lo tanto  $0.0001317 < 0.00020$ ; la poligonal se encuentra dentro de los límites para una poligonal de segundo orden por su error relativo.

**e. Cálculo de Correcciones de Cierre**

Tabla 5.4: Calculo de las correcciones de cierre.

LADO	CORRECCIONES	
	Cx	Cy
AB	0.0038	0.0349
BC	0.0013	0.0124
CD	0.0010	0.0096
DE	0.0003	0.0031
EF	0.0012	0.0107
FG	0.0026	0.0237
GH	0.0027	0.0248
HA	0.0020	0.0188
$\Sigma$	0.0150	0.1379

Fuente: Elaboración propia.

**f. Compensación de Error de Cierre**

Tabla 5.5: Calculo de las correcciones de cierre.

LADO	Proy. sin Corrección		CORRECCIONES		Proy. Corregida	
	X	Y	Cx	Cy	X	Y
AB	-198.09	186.04	0.004	0.035	-198.09	186.07
BC	-46.99	84.00	0.001	0.012	-46.99	84.02
CD	34.18	66.07	0.001	0.010	34.18	66.08
DE	17.41	16.68	0.000	0.003	17.41	16.69
EF	82.66	9.96	0.001	0.011	82.66	9.98
FG	179.32	-42.68	0.003	0.024	179.32	-42.66
GH	3.83	-193.00	0.003	0.025	3.84	-192.98
HA	-72.33	-127.21	0.002	0.019	-72.33	-127.19
$\Sigma$			0.02	0.14	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

**g. Cálculo de Coordenadas de la Red**

Tabla 5.6: Calculo de las correcciones de cierre.

VERTICE	LONGITUD	LATITUD
A	8221368.390	431058.659
B	8221170.287	431244.698
C	8221123.297	431328.693
D	8221157.500	431394.808
E	8221174.896	431411.475
F	8221257.555	431421.439
G	8221436.854	431378.761
H	8221440.688	431185.818

Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.5. CONCLUSIONES

- Por la topografía plana y poco accidentado los trabajos de topografía realizados se facilitaron en el terreno.
- Los puntos de control y B.M. se encuentran claramente establecidos en el área del proyecto, para el replanteo de los trabajos topográficos.
- Como resultado del trabajo se adjunta el plano de levantamiento topográfico.
- Las longitudes trabajadas en el proceso de levantamiento topográfico suman 881.68 mts. que abarcan los Jirones Arequipa, San Antonio, Acora, Huánuco y Ayacucho, tal como se representa en el plano adjunto ( anexo)

## 5.2. ESTUDIO DE SUELOS

### 5.2.1. MUESTREO Y EXPLORACIÓN DE SUELOS

#### **TOMA DE MUESTRAS ALTERADAS.**

Se tomarán muestras alteradas ó perturbadas cuando el material que se analice vaya ser empleado en la construcción de terraplenes, es decir cuando se utilice como material de construcción.

Las muestras alteradas se emplearon para la determinación:

- Granulometría.
- Límites de Consistencia.
- Contenido de Humedad.
- Compactación.
- CBR.

#### **NÚMERO DE MUESTRAS**

La Norma Técnica CE.010 - PAVIMENTOS URBANOS, indica que el número de puntos de investigación será de acuerdo con el tipo de vía según y teniendo en consideración el área de nuestra vía, tal como se indica en el Cuadro 5.1

Cuadro 5.1: Número de puntos de investigación.

TIPO DE VIA	NUMERO MINIMO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	AREA (m2)
Expresas	1 cada	1000
Arteriales	1 cada	1200
Colectoras	1 cada	1500
Locales	1 cada	1800

Fuente: NORMA TÉCNICA CE. 010 PAVIMENTOS URBANOS, 2010  
EXPLORACIONES EN EL CAMPO

Las exploraciones y la toma de muestras se han efectuado a lo largo de la vía, para el caso de nuestra vía en estudio que tiene longitudes y áreas diferentes los jirones están separados como se muestra en el cuadro siguiente:

Cuadro 5.2 área de los jirones del proyecto

JIRÓN	AREAS	UND.	JIRÓN	AREAS	UND.
Jr. Arequipa 1	1691.26	m2	Jr. San Antonio 2	802.03	m2
Jr. Arequipa 2	1432.60	m2	Jr. Acora	929.71	m2
Jr. Tumbes	2061.26	m2	Jr. Huancayo	762.03	m2
Jr. san Antonio 1	1359.02	m2	Jr. Ayacucho	371.69	m2

Fuente. Elaboración propia

de donde se aprecia áreas menores, según cuadro 5.1 tendríamos que hacer 01 puntos de investigación como mínimo por lo cual asumimos 2 puntos de investigación a una profundidad de 1.50m según reglamento (NORMA TECNICA CE. 010PAVIMENTOS URBANOS 2010 EXPLORACIONES EN EL CAMPO).

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos se ha realizado todo los ensayos de suelos requeridos para el proyecto.

Figura 5.4: Calicata 02, Jr. Arequipa



### 5.2.2. Ensayos Realizados en el Terreno de Fundación

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos, se logra tener los datos definitivos de las características del suelo para su respectivo análisis y conclusión final; en esta etapa inicialmente al realizar las pruebas de clasificación de suelos (Método AASHTO y SUCS) se ubicó de manera precisa la naturaleza del terreno y luego se decidió como segunda fase las pruebas definitivas que requiere el problema particular, para definir las características de formación y resistencia a los esfuerzos en el terreno con que se trabajó.

Se practicaron por cada pozo explorado ó calicata los siguientes ensayos:

### 5.2.3. Ensayos de Caracterización:

1. Contenido de humedad.
2. Análisis granulométrico por tamizado.
3. Límites de Atterberg ó de Consistencia.
  - Limite Líquido.
  - Limite Plástico.

La importancia de estos ensayos en el terreno de fundación, se basan en la necesidad de conocer la clasificación de los materiales del terreno de fundación, para que mediante los datos obtenidos se realicen los diseños de pavimentos.

A continuación podemos apreciar algunas fotografías tomadas en plena realización de ensayos de laboratorio.

Figura 5.5: Ensayo de Granulometría



#### 5.2.4. Resumen de Resultados de los Ensayos de Laboratorio del Terreno de Fundación

Tabla 5.7: Resumen de los resultados de Ensayos de Laboratorio del Terreno de Fundación.

ENSAYO	CALICATA							
	AQP 1	AQP2	TUMBES	SA1	SA2	ACORA	HUÁNUCO	AYACUCHO
Humedad Natural	13.43	14.95	14.22	13.79	14.98	12.45	12.59	12.42
Clasificación AASHTO	A-7-5	A-2-4	A-7-5	A-7-5	A-2-4	A-4	A-2-4	A-2-4
Clasificación SUCS	OH	SM	OH	OH	SM	SM	SM	SM
Límite Líquido	-	-	-	-	-	-	-	-
Límite Plástico	-	-	-	-	-	-	-	-
Índice de Plasticidad	-	-	-	-	-	-	-	-
Máxima densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1.41	1.73	1.56	1.51	1.75	1.86	1.71	1.81
Óptimo contenido de humedad %	8.24	9.98	9.21	8.97	10.02	10.27	9.11	10.23
95% de la máxima densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1.40	1.69	1.52	1.45	1.70	1.80	1.68	1.75
CBR al 100% de la MDS (%)	5.28	16.73	5.84	6.80	16.94	18.86	13.49	14.65
CBR al 95% de la MDS (%)	4.25	13.32	4.66	5.41	13.56	15.07	10.77	12.53

Fuente: Resultados de ensayos de Laboratorio, que se encuentran en Anexos de Estudio de Suelos.

#### 5.2.5. Determinación del CBR de Diseño (Sub Rasante).

De los resultados obtenidos mediante los ensayos realizados en laboratorio y de las muestras obtenidas de las calicatas del terreno, las más representativas, procederemos a hallar el CBR de diseño.

Los resultados se procesan por medios estadísticos que permitan la selección de un valor correcto de resistencia de diseño para cada unidad de suelo predominante de cada una de ellas.

El criterio más difundido para la determinación del valor de resistencia de diseño es el propuesto por el Instituto del Asfalto, el cual recomienda tomar un valor total, que el 60, el 75 o el 87.5% de los valores individuales sea igual o mayor que él, de acuerdo con el tránsito que se espera que circule sobre el pavimento, como se muestra;

Tabla 5.8: Límites para la selección de resistencia.

Número de ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño (N)	Percentil a seleccionar para hallar la resistencia (%)
$< 10^4$	60
$10^4 - 10^6$	75
$> 10^6$	87.5

*Fuente: Alfonso Montejo Fonseca, Ingeniería de Pavimentos, pág. 422*

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos se toma los CBR al 95% de la M.D.S (%), podemos determinar el CBR de diseño para el terreno de fundación, considerando un ESAL de diseño de  $8.30E+05$  ejes simples equivalentes.

Se ordena los valores de resistencia de menor a mayor, y se determina el número y porcentajes iguales o mayores de cada uno, como se muestra a continuación en la Tabla 5.9.

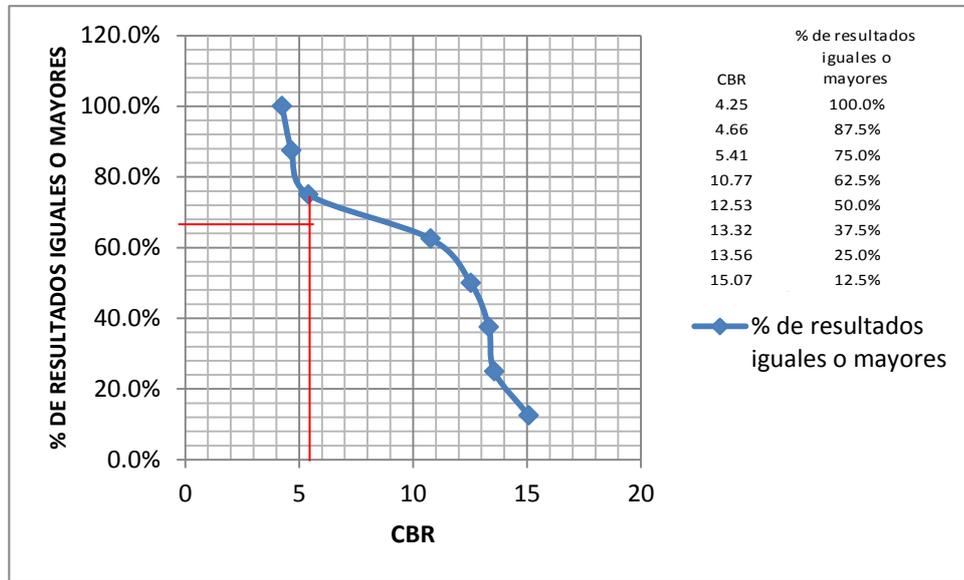
Tabla 5.9: Determinación de CBR de diseño (sub rasante).

Resultados de Ensayos de CBR (de menor a mayor)	Numero de Resultados Iguales o Mayores	% de Resultados Iguales o Mayores
4.25	8	100.0%
4.66	7	87.5%
5.41	6	75.0%
10.77	5	62.5%
12.53	4	50.0%
13.32	3	37.5%
13.56	2	25.0%
15.07	1	12.5%

*Fuente: Elaboración Propia.*

- Se dibuja un gráfico de relación entre los CBR, con los porcentajes anteriores calculados, de la curva resultante se determina el CBR de diseño para un percentil en este caso que es 75%.

Grafico 5.1: Calculo de CBR de diseño.



Fuente: Elaboración Propia

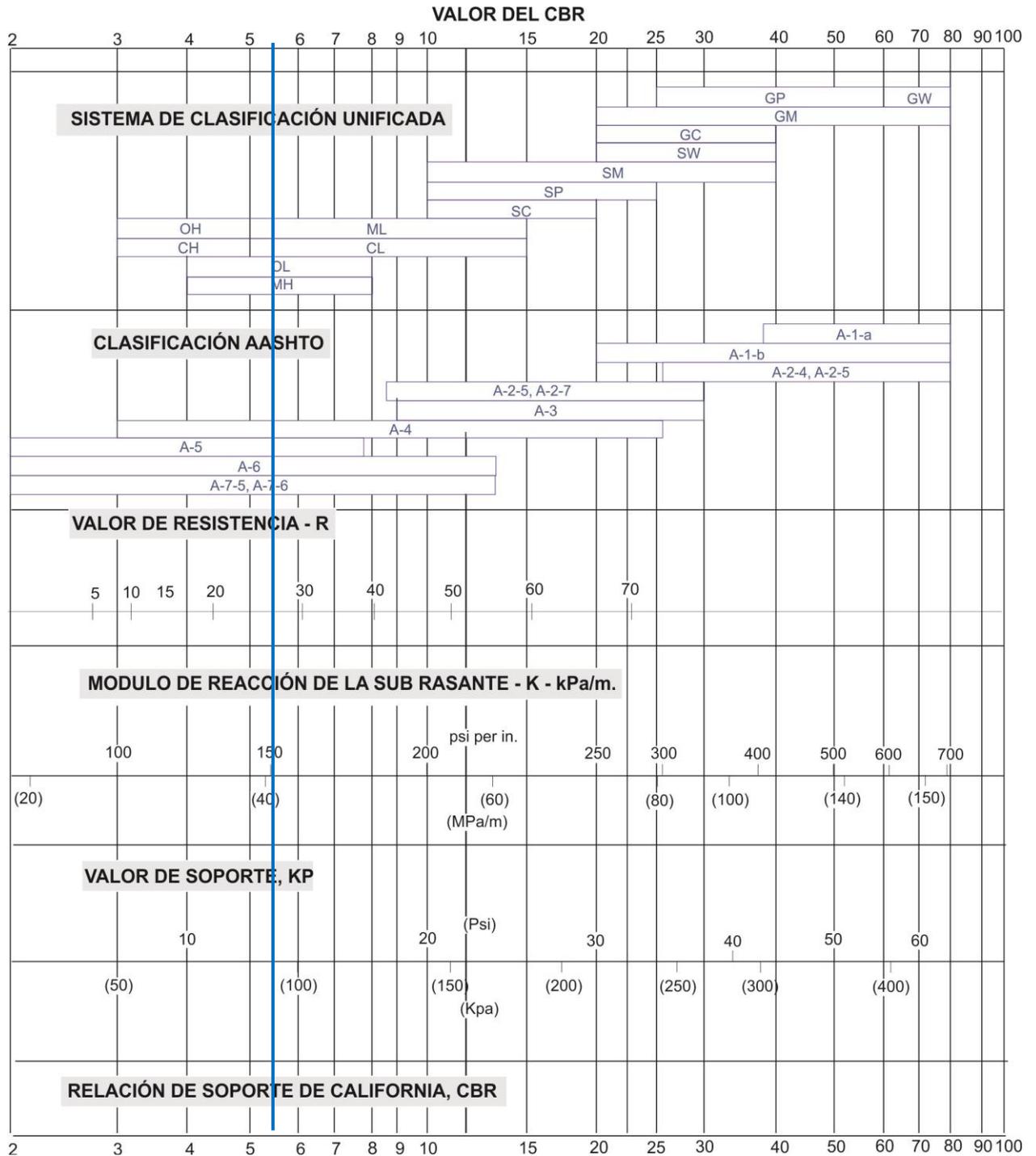
Como ve en el gráfico anterior se determina el CBR de Diseño a un percentil de 75% según condiciones de estudio de tráfico, el CBR = 5.41 %.

**5.2.6. Determinación de la Resistencia de la Sub Rasante o del Conjunto de Sub Rasante y Sub Base (Modulo K).**

El grado de soporte de la sub-rasante (terreno de fundación) o del conjunto de sub rasante y sub-base del pavimento, es el segundo factor de diseño de la estructura del pavimento, se define en términos del Módulo de Reacción de la Sub Rasante y la Sub Base (k), formulado por Weestergaard.

Obtenida del Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Pavimento Urbanos, CE – 010, los valores tentativos de la sub rasante (k) tomando en cuenta, existe relación con el CBR de diseño = 5.41% de la figura se obtiene el valor de la resistencia de la sub rasante (K) como se muestra a continuación.

Grafico 5.2: Determinación aproximada entre los valores de resistencia y clasificación del suelo.



Fuente: Reglamento de Nacional de Edificaciones – Norma Técnica.

Como se muestra en la figura anterior se determina el valor del **Módulo de Reacción de la Sub Rasante (K) = 152 pci; lb/pulg<sup>3</sup>**.

Por tanto en recomendaciones de laboratorio de suelo se opta por incorporar una capa de sub base con un espesor de 200 mm, por ello necesariamente el valor de Modulo de Reacción de la sub rasante es combinado con la sub base del pavimento para ello se utiliza la siguiente Tabla 3.10 se muestra el incremento que es de esperarse en el valor del módulo de reacción (K), si se coloca una capa de sub base granular no Tratada que en la zona son muy convencionales su utilización.

Tabla 5.10: Valor del Módulo de Reacción (k) con la Influencia de la Sub Base.

EFECTOS DE LA SUB BASE GRANULAR SOBRE LOS VALORES DE K											
VALORES DE K PARA SUB RASANTE		VALOR DE LA K PARA SUB RASANTE COMBINADA									
		100 mm		150 mm		200 mm		225 mm		300 mm	
Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3
20	73	23	85	26	96	30	110	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	54	200	57	210	66	245
42	152	46.90	169.79	50.70	184.45	55.90	204.66	58.90	214.79	66.00	245.00
60	220	64	235	66	245	73	268	76	280	66	245
80	295	87	320	90	330	97	357	100	370	117	430

Fuente: Ingeniería de Pavimentos – Ing. Alfonso Montejo Fonseca, pág. 324.

Como se puede ver en la tabla anterior se determina el valor de K para sub rasante combinada, que causa el incorporar una capa de sub base, para ello el valor de **K = 204.66 pci (lb/pulg3, psi/pulg)**, valor que nos permite realizar el diseño de la estructura del pavimento rígido para los métodos de PCA y AASHTO.

### 5.3. ESTUDIO Y CRITERIOS EN LA SELECCIÓN DE CANTERAS

#### 5.3.1. Estudios Geotécnicos para la Exploración de Canteras

##### 5.3.1.1. Localización de Canteras de Material

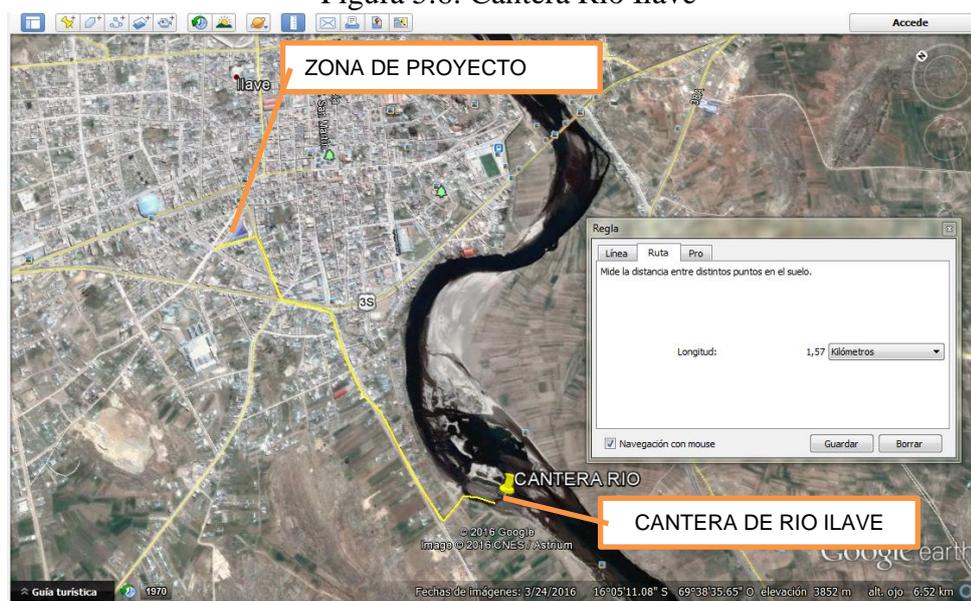
El reconocimiento de fuentes de aprovisionamiento de materiales para el presente proyecto, se realizó a lo largo del sector de estudio, habiéndose ubicado bancos de materiales, con la finalidad de determinar su calidad para ser empleados en el proceso constructivo del proyecto se desarrollaron los ensayos de laboratorio respectivos.

Los lugares donde se encuentran ubicadas las canteras y una descripción de las

mismas, para proveer los materiales a utilizarse en la Sub Base del presente estudio son los siguientes:

1. **Cantera Rio Ilave.-** Cantera de material hormigón para Sub Base, ubicado al sur de la ciudad de Ilave, a una distancia de 1.57 Km de la zona de estudio, se usara para la mezcla de suelos, resultando un material apto para la Sub Base de la estructura del pavimento. Esta cantera esta en actual explotación.

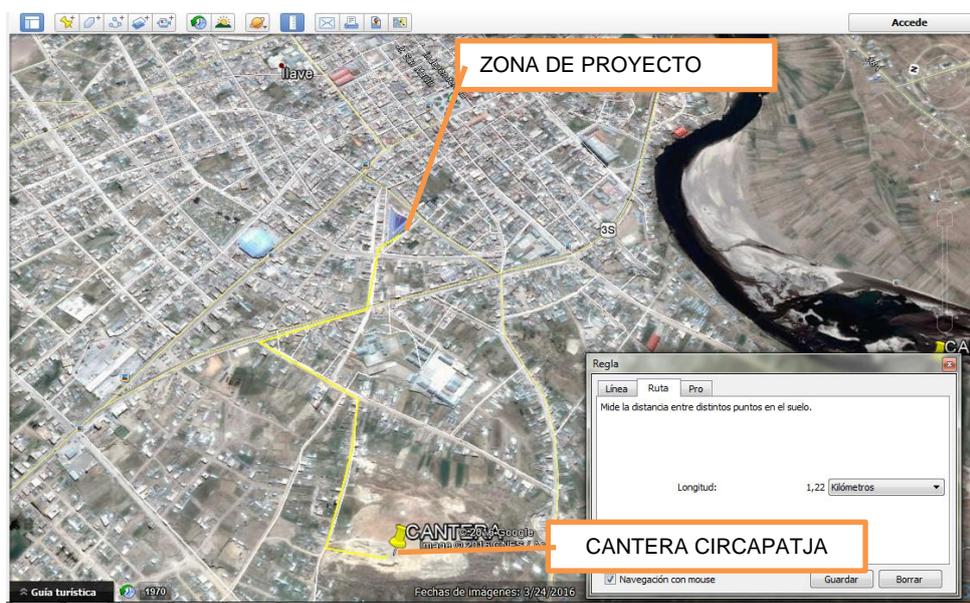
Figura 5.6: Cantera Rio Ilave



*Fuente: Elaboración propia (Google Earth versión 7.1.5.15)*

2. **Cantera circapacja.-** Cantera de material ligante para Sub Base, ubicado en la zona sur oeste de la ciudad de Ilave, a una distancia de 1.22 Km de la zona del proyecto. Se usara para la mezcla de suelos, resultando un material apto para Sub Base de la estructura del pavimento, en actual explotación, la zona donde se encuentra este material ligante es de propiedad del Centro Poblado de Alto Alianza.

Figura 5.7: Ubicación de la cantera Circapatja (material ligante para Sub Base)



*Fuente: Elaboración propia (Google Earth versión 7.1.5.15)*

### 5.3.1.2. Trabajos de Campo

En los trabajos de campo, se efectuaron dos calicatas de exploración por cantera, a una profundidad de 1.50 aproximadamente aprovechando los cortes existentes en las mismas. Se obtuvo muestras alteradas en cantidades significativas, remitiéndose a laboratorio para su análisis respectivo, se cubicaron volúmenes disponibles y explotables, como se detallan en el cuadro resumen de canteras, se tomaron muestras alteradas aproximadamente 60 Kg para estudios de clasificación, límites de consistencia, Proctor y CBR.

En las siguientes figuras se pueden apreciar los trabajos desarrollados en las canteras de Rio Ilave y Circapatja:

Figura 5.8: Cantera Rio Ilave (material hormigón para Sub Base)



Figura 5.9: Cantera Rio Ilave (material hormigón para Sub Base)



Figura 5.10: Cantera Circapatja (material ligante para Sub Base)



Figura 5.11: Cantera Circapatja (material ligante para Sub Base)



### 5.3.1.3. Ensayos de Laboratorio

Para cada cantera se practicaron los siguientes ensayos en Laboratorio:

#### Ensayos de Caracterización:

1. Análisis granulométrico por tamizado
2. Contenido de humedad.
3. Límites de Atterberg ó de Consistencia.
  - Limite Líquido.
  - Limite Plástico.

#### Ensayos de Comportamiento:

4. Proctor Modificado.
5. CBR.

El ensayo inicial que determino la mezcla de suelos por el método del rectángulo fue el ensayo de análisis granulométrico por tamizado para las muestras de cada cantera de tal modo que una vez obtenido la curva granulométrica dentro de los parámetros de la franja granulométrica, se procedieron a realizar los siguientes ensayos.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Suelos denominado Megalaboratorio del sur de la ciudad de Puno. Cada uno de estos ensayos se realizó de acuerdo a las especificaciones que regulan las normas, fundamentalmente las establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de América, como las normas del MTC Manual de Ensayo de Materiales (EM Mayo, 2016) y la Norma Técnica Peruana en su sección CE. 010 Pavimentos Urbanos, siguiendo un procedimiento adecuado, sencillo y reproducible.

#### 5.3.1.4. Descripción de Canteras

A continuación se hace una descripción de los lugares donde se encuentran ubicadas las canteras para la provisión de materiales a utilizarse en la Sub Base del presente proyecto.

##### Cantera 01: Rio Ilave

- Nombre: Rio Ilave
- Ubicación: A 1.24 Km en dirección Sur de la zona de estudio.
- Propiedad: Comunidad Campesina de Camparani.
- Tipo de acceso: Trocha carrozable.
- Potencia Bruta:

- Área de la cantera:  $20000m^2$ .
- Profundidad Promedio: 1.80 m.
- Factor de esponjamiento: 1.05.

$$P.B. = 20000m^2 \times 1.80m \times 1.05 = 37800m^3$$

- Potencia Neta:

- Over: 5%.
- Desbroce: 0.30 m.

$$P.N.$$

$$= 37800m^3 - 0.05 \times 37800m^3 \times 1.05 \\ - 20000m^2 \times 0.30m \times 1.05 = 29515.50m^3$$

- Uso: Para material de Sub Base.

- Periodo de explotación: Todo el año con cierta restricción en épocas de lluvia.
- Tipo de maquinaria a utilizar: excavadora sobreoruga, cargador frontal y volquetes.
- Tipo de depósito: fluvial.

De acuerdo a las características mencionadas anteriormente establecemos que la cantera podrá establecer con material para el volumen requerido para la Sub Base del presente proyecto.

### Cantera 02: Circapatja

- Nombre: Circapatja
- Ubicación: A 1.22 Km en dirección Sur oeste de la zona de estudio.
- Propiedad: Centro poblado Alto alianza.
- Tipo de acceso: Trocha carrozable.
- Potencia Bruta:

- Área de la cantera:  $3000m^2$ .
- Profundidad Promedio: 3.20 m.
- Factor de esponjamiento: 1.25.

- Uso: Para material de Sub Base.

$$P.B. = 3000m^2 \times 3.50m \times 1.25 = 13125m^3$$

- Potencia Neta:

- Over: 5%.
- Desbroce: 0.25 m.

$$P.N. = 13125 - 0.05 \times 13125m^3 \times 1.25 - 3000m^2 \times 0.25m \times 1.25 = 11367.19m^3$$

- Periodo de explotación: momentáneo.
- Tipo de maquinaria a utilizar: Tractor oruga, cargador frontal y volquetes.  
(Ibañez)

**5.3.1.5. Resultados de ensayos desarrollados para material de Sub Base.**

De acuerdo a las características mencionadas anteriormente establecemos que la cantera podrá establecer con material para el volumen requerido para la Sub Base del presente proyecto.

En base a los resultados del análisis granulométrico y los límites de consistencia (ver Anexos) y además haciendo uso del método del rectángulo para mezcla de dos suelos para Sub Base Granular, se obtuvo la proporción de 70% de material Hormigón (Cantera Rio Ilave) y 30% de material ligante (Cantera Circapatja), con lo que el material resultante cumple con los requerimientos granulométricos de gradación especificadas por la (EG-2013, ver tabla 402-01 Pág. 360),

El análisis respectivo se puede observar en la tabla 5.11.

Tabla 5.11: Resultado de ensayos, mezcla de suelos para Sub Base.

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	% QUE PASA			OBSERVACIONES	ESPECIF. Grad B (EG-2013)	
		SUELO A RIO ILAVE	SUELO B CIRCAPATJA	MEZCLA 0.7A+0.3B			
3"	76.200	100.00	100.00	100.00			
2 1/2"	63.500	100.00	100.00	100.00			
2"	50.600	100.00	100.00	100.00	SI CUMPLE	100	100
1"	25.400	90.85	94.35	91.90	SI CUMPLE	75	95
3/8"	9.525	67.01	69.22	67.67	SI CUMPLE	40	75
No4	4.760	50.27	54.45	51.53	SI CUMPLE	30	60
No10	2.000	35.10	41.01	36.87	SI CUMPLE	20	45
No40	0.420	10.59	30.47	16.55	SI CUMPLE	15	30
No200	0.074	0.32	23.50	7.27	SI CUMPLE	5	15

*Fuente: Resultados de ensayos de Laboratorio, que se encuentran en Anexos de Estudio de Suelos.*

La mezcla de suelos seleccionada para la conformación de la Sub Base también cumple con los parámetros de ensayos especiales los cuales lo podemos observar en la tabla 5.12.

Tabla 5.12: Resultados de ensayos especiales, mezcla de suelos para Sub Base.

Ensayo	Norma	Requerimiento $\geq 3000$ msnm	Mezcla 0.7A + 0.3B	Observación
Abrasión	MTC E 207	50% máx.	20.57%	SI CUMPLE
CBR	MTC E 132	40% min.	89%	SI CUMPLE
Limite liquido	MTC E 110	25% máx.	18.87%	SI CUMPLE
Índice de plasticidad	MTC E 111	6% máx.	4.26%	SI CUMPLE
Partículas chatas y alargadas	MTC E 211	20% máx.	15%	SI CUMPLE

A: Suelo (Hormigón del Rio Ilave), B: Suelo (Material Ligante Circapatja)  
 Fuente: Resultados de ensayos de Laboratorio, que se encuentran en Anexos de Estudio de Mecanica de Suelos.

#### 5.4. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico es determinante en todos los campos de ingeniería, ya que su aplicación es sustancial para el diseño de obra hidráulicas, drenaje irrigaciones, aprovechamiento hidroeléctrico, control de inundaciones, entre muchas. En el presente proyecto se hizo uso del mismo para la determinación del caudal de aporte de las aguas pluviales, para un adecuado diseño de drenaje bajo un determinado periodo de retorno.

##### 5.4.1. Calculo del Periodo de Retorno

La precipitación anual promedio es del orden de 783mm, según la estación meteorológica de la ciudad de Ilave. En la tabla 5.13, se tiene un extracto de los datos de precipitaciones extremas en la estación meteorológica de Ilave.

Tabla 5.13: Años de precipitaciones extremas, estación Ilave.

Año de excedencias	2006	2001	1997	1989	1986	1980
Precipitación anual (mm)	833.70	989.40	990.60	689.70	965.90	904.10
intervalo de recurrencia	5	4	8	3	6	--

Fuente: SENAMHI - PUNO

#### 5.4.2. Periodo de Retorno

Considerando además 20 años como periodo de vida útil para el diseño de nuestro pavimento, por lo tanto el cálculo del periodo de retorno se da con los datos:

N: Periodo total entre la primera y última excedencia  $\geq 783\text{mm}$  (2006- 1980 = 26 años).

M: Número total de intervalos de recurrencia (de la tabla 5.13) = 5, por lo que se tiene que:

$$P = \frac{N}{M} = \frac{26}{5} = 5.2 \equiv 5 \text{ Años}$$

#### 5.4.3. Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano

En el artículo 6 de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano nos menciona que el periodo de retorno deberá considerarse de 2 a 10 años, el dato calculado para el periodo de retorno (5 años) se encuentra dentro de los alcances de la norma mencionada.

#### 5.4.4. Probabilidad del Periodo de Retorno

Para la vía en estudio se ha proyectado para una vida útil de 20 años, dado la ecuación 4.4 nos sirve para calcular la probabilidad de retorno, teniendo los siguientes datos:

T: Periodo de retorno = 5

años. n: Periodo de vida útil

20 años.

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{5}\right)^{20} = 0.988 = 99\%$$

Se puede mencionar que existe la probabilidad de un 99% que un evento de

precipitaciones extremas ocurra en los 20 años de vida útil proyectada.

#### 5.4.5. Cálculo del Tiempo de Concentración

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (4.5)$$

Dónde:

$T_c$ : Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de agua más largo, en Km.

H: Desnivel máximo del curso de agua más largo, en m.

De los cálculos realizados en la micro cuenca del presente proyecto se tiene:

$L=0.13813$  Km y  $H=7.03$  m. reemplazando en la ecuación 4.5 se tiene:

$$T_c = \left(0.871 \frac{0.13813^3}{7.03}\right)^{0.385} = 0.04548$$

Por lo tanto:  $T_c = 0.04548$  horas = 2.73 minutos.

#### 5.4.6. Cálculo de Intensidad de Lluvia

Considerando que en la estación meteorológica de la ciudad de Ilave, así como en muchos lugares del nuestro país, no se cuenta con registros pluviográficos, el procedimiento para obtener las curvas pocas veces es aplicable en la práctica. Frente a esta situación algunos investigadores, entre ellos Frederich Bell (1969), desarrollo una fórmula que permite superar esta deficiencia.

#### 5.4.7. Modelo General de Frederich Bell

Permite calcular la lluvia máxima en función del periodo de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años. La fórmula matemática propuesta es la expresión que se muestra en la ecuación 4.6.

$$P_t^T = (0.2 \log_e T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10} \quad (4.6)$$

Dónde:

$P_t^T$ : Precipitación en t minutos con periodo de retorno de T

años. T: Periodo de retorno en años.

t: Duración en minutos.

$P_{60}^{10}$ : Precipitación de 60 minutos de duración con el periodo de retorno de 10 años.

La serie de registros de precipitación máxima horaria se presenta en la tabla 5.14 son datos correspondientes al registro de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones meteorológicas de Juli, Ilave y Capazo.

Tabla 5.14: Registro de Precipitación Máxima en 24 horas de las estaciones meteorológicas Juli, Ilave y Capazo

<b>Años</b>	<b>Juli</b>	<b>Ilave</b>	<b>Capazo</b>
1970	32.60	34.20	22.80
1971	48.00	36.80	37.00
1972	31.50	33.60	33.70
1973	41.10	40.50	24.80
1974	71.90	34.00	39.30
1975	66.10	27.00	28.30
1976	44.20	33.00	25.10
1977	46.30	41.00	48.40
1978	37.40	30.10	31.20
1979	34.80	26.50	26.90
1980	63.70	34.60	20.10
1981	29.40	28.70	27.60
1982	33.20	32.70	22.30
1983	34.60	25.90	38.40
1984	41.70	29.00	29.00
1985	34.20	37.00	21.30
1986	43.70	40.20	24.50
1987	47.30	29.00	32.40
1988	53.60	26.20	21.50
1989	36.40	39.50	20.00
1990	32.40	32.20	20.70
1991	37.20	25.80	25.70
1992	35.20	30.70	20.90
1993	34.10	28.80	35.50
1994	44.60	30.40	57.40
1995	25.40	24.00	17.90
1996	42.00	28.20	23.40
1997	42.50	36.90	28.20
1998	30.10	21.00	26.60
1999	45.60	39.70	22.00
2000	30.60	27.60	28.50
2001	38.40	36.20	39.60
2002	67.40	33.20	22.60
2003	32.70	26.10	22.30
2004	36.70	28.70	16.00
2005	33.40	23.20	21.70
2006	100.80	46.00	21.00
2007	41.50	29.30	19.40

*Fuente: SENAMHI*

**5.4.8. Proceso de Cálculo de Intensidad de Lluvia**

Siguiendo los pasos mencionados en 3.4.6 se obtiene la tabla 5.8, en el cual se hizo el análisis solamente con 20 años correspondientes a los años de 1988 al año 2007, tomando los datos solo de la estación de Ilave de la tabla 5.14, para el cual los datos de entrada son: N = 20.

La media aritmética  $\bar{X}$  se calcula mediante la ecuación 4.13

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X}{N} \tag{4.13}$$

Tabla 5.15: Desarrollo del cálculo de Intensidad de Lluvia.

N°	AÑO	$P_{m\acute{a}x}=\bar{X}$	F	T	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})^2$
1	2006	46.00	0.05	20.0	30.685	234.55
2	1999	39.70	0.10	10.0	30.685	81.27
3	1989	39.50	0.15	6.7	30.685	77.70
4	1997	36.90	0.20	5.0	30.685	38.63
5	2001	36.20	0.25	4.0	30.685	30.42
6	2002	33.20	0.30	3.3	30.685	6.33
7	1990	32.20	0.35	2.9	30.685	2.30
8	1992	30.70	0.40	2.5	30.685	0.00
9	1994	30.40	0.45	2.2	30.685	0.08
10	2007	29.30	0.50	2.0	30.685	1.92
11	1993	28.80	0.55	1.8	30.685	3.55
12	2004	28.70	0.60	1.7	30.685	3.94
13	1996	28.20	0.65	1.5	30.685	6.18
14	2000	27.60	0.70	1.4	30.685	9.52
15	1988	26.20	0.75	1.3	30.685	20.12
16	2003	26.10	0.80	1.3	30.685	21.02
17	1991	25.80	0.85	1.2	30.685	23.86
18	1995	24.00	0.90	1.1	30.685	44.69
19	2005	23.20	0.95	1.1	30.685	56.03
20	1998	21.00	1.00	1.0	30.685	93.80
		613.7				755.89

*Fuente: Elaboración propia.*

Aplicando la ecuación 4.13 se tiene:

$$\bar{X} = \frac{613}{20} = 30.68$$

**5.4.9. La desviación estándar se calcula mediante la ecuación 4.14.**

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum(X-\bar{X})^2}{R}} \tag{4.14}$$

Dónde:

$$R= N-1, \text{ si } N \geq 30$$

$$R= N-1, \text{ si } N < 30$$

Aplicando la ecuación 4.14 con los datos de la tabla 5.15, se tiene:

$$S_x = \sqrt{\frac{755.89}{20}} = 6.15$$

**5.4.10. Aplicando la Ley de Gumbel tenemos:**

Se desarrolla convenientemente para los periodos de retorno T de 2, 5, 10, 15 y 20 años.

Tabla 5.16: Aplicación de la Ley de Gumbel

T	$\beta$	$v$	$Y_T$	$\beta$
años	$0.78 S_x$	$X - 0.5772\beta$	$-\ln \left[ \ln \left( \frac{T}{(T-1)} \right) \right]$	$v + \beta Y_T$
2	4.797	27.911	0.3665	29.67
5	4.797	27.911	1.4999	35.11
10	4.797	27.911	2.2504	38.71
15	4.797	27.911	2.6738	40.74
20	4.797	27.911	2.9702	42.16

*Fuente: Elaboración propia mediante la ecuación de Gumbel.*

De la tabla 5.9, extraemos la precipitación máxima para un periodo de retorno de 10 años y cuyo dato corresponde a 38.71 mm y de la relación propuesta por Espildora (factor de 4.04) obtenemos la precipitación de una hora para dicho periodo de retorno, como se muestra a continuación:

$$P_{60}^{10} = \frac{38.71}{4.04} = 9.58 \text{ mm/h}$$

Por lo que la precipitación de 60 minutos de duración y 10 años de periodo de retorno, es de 9.58 mm/h.

Aplicando la ecuación de Frederick Bell (ecuación 4.6), se obtiene la tabla 5.17,

en donde se muestra las lluvias máximas en mm para la estación Ilave.

Tabla 5.17: Lluvias máximas en (mm) para la estación Ilave.

T años	Duración t (minutos)				
	10	15	20	30	40
2	2.93	3.59	4.09	4.87	5.47
5	3.78	4.63	5.28	6.28	7.05
10	4.43	5.41	6.17	7.34	8.25
15	4.80	5.87	6.70	7.97	8.95
20	5.07	6.19	7.07	8.41	9.45

Fuente: Elaborado a partir del modelo de Frederich Bell (ecuación 4.6)

$$P_t^T = (0.2 \log_e T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10}$$

En la tabla 5.17, se tienen valores para las precipitaciones con las siguientes características:

Periodo de retorno (T) de: 2, 5, 10, 15 y 20 años.

Duraciones (t) de: 10, 15, 20, 30 y 40 minutos.

Todos los datos calculados con la ecuación 4.6 de Frederich Bell, además con los siguientes valores calculados anteriormente:

$P_{60}^{10} = 9.58 \text{ mm}$  (Precipitación de 60 minutos de duración con periodo de retorno de 10 años)

#### 5.4.11. Curvas IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia)

Para el cálculo de las curvas IDF es necesario hallar además de todo lo anterior, las intensidades máximas en (mm/hora) para estación de Ilave, cuyos datos se muestra en la tabla 5.18, esto se realiza a partir de los datos de la tabla 5.17.

Tabla 5.18: Intensidades máximas (mm/hora) para la estación Ilave.

T años	Duración t (minutos)				
	10	15	20	30	40
2	17.61	14.35	12.28	9.74	8.21
5	22.70	18.50	15.83	12.56	10.58
10	26.55	21.64	18.52	14.69	12.37
15	28.80	23.48	20.09	15.93	13.42
20	30.40	24.78	21.20	16.82	14.17

Fuente: Elaborado a partir del modelo de Frederich Bell (ecuación 4.6)

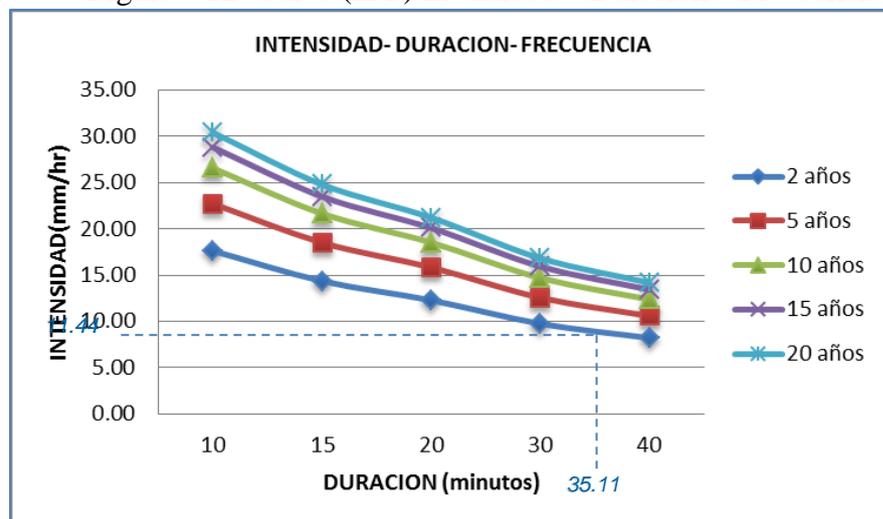
Ahora las curvas IDF, se calculan a partir de los datos de la tabla 5.18, de los cuales en la figura 5.12 se muestran las curvas IDF obtenidas. Las curvas IDF serán útiles para la determinación de caudales mediante el Método Racional (ecuación 5.12). Específicamente para hallar  $I$  = Intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración y para la frecuencia de diseño (mm/h)

#### 5.4.12. DETERMINACION DE CAUDALES PARA LA VIA EN ESTUDIO

Usualmente la escorrentía superficial que se desea conocer, es aquella que resulta de una lluvia capaz de producir una creciente en el curso de agua. Conocida una lluvia crítica neta de un micro cuenca, esto es la intensidad de dicha lluvia con una duración que produzca la máxima escorrentía superficial, se puede calcular el caudal pico ó de escurrimiento a través de diferentes métodos y fórmulas empíricas propuestas, como los que se nombran a continuación:

- Método Racional.
- Método de Mac Math.

Figura 5.12: Curva (IDF) Intensidad – Duración – Frecuencia



Fuente: Elaborado a partir de la tabla 5.6.

#### 5.4.13. Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano

La Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano nos brinda en el anexo N° 01, alcances sobre hidrología.

Algunas consideraciones que nos da la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano son las siguientes:

- El método racional es aplicable hasta áreas de drenaje no mayores a 13 Km<sup>2</sup> (1300Ha), dado que en este proyecto cumplimos con esta exigencia ya que el área de influencia es de 38221.48 m<sup>2</sup> equivalente a 3.82Ha.
- Se nos proporciona tablas para poder ser usadas en la aplicación del método racional.

Tabla 5.19 Coeficiente de Escorrentía para ser utilizado en el método racional.

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>AREAS URBANAS</b>							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto/Techos	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</b>							
<b>Condición pobre (cubierta de pasto menor al 50% del área)</b>							
Plano, 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 - 7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)</b>							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<b>Condición buena (cubierta de pasto mayor al 75% del área)</b>							
Plano, 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>AREAS NO DESARROLLADAS</b>							
<b>Áreas de Cultivos</b>							
Plano, 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<b>Bosques</b>							
Plano, 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Norma O.S. 060 Drenaje Superficial Urbano (RNE).



En la tabla 5.21 se tiene la determinación de las áreas tributarias calculadas:

Tabla 5.21: Áreas tributarias para el cálculo de caudales.

Área Tributaria	Área (m2)	Área Tributaria	Área (m2)
A1	3510.09	A9	3973.75
A2	3360.46	A10	3342.34
A3	3789.92	A11	1108.08
A4	2268.15	A12	1250.69
A5	2265.20	A13	794.44
A6	4181.73	A14	416.77
A7	3548.32	A15	550.73
A8	3860.81	<b>Total</b>	<b>38221.48</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

### Aplicación de la fórmula del Método Racional

Se tiene los siguientes datos para la aplicación de la fórmula del método racional:

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (4.12)$$

Dónde:

C = 0.43 Coeficiente de escorrentía tabla 5.20.

I = 11.44 mm/hr (intensidad máxima de la lluvia para un tiempo de concentración)

Tc = 35.11 minutos, hallados de las curvas IDF).

A = Las que se encuentran en la tabla 5.21.

Reemplazando los datos en la ecuación 4.12, se obtiene, los datos que se muestran en la tabla 5.22.

Tabla 5.22: Caudales calculados para las Áreas tributarias.

Área Tributaria	Área Trib. A (m <sup>2</sup> )	Área Trib. A (Ha)	Coef. De Esc. C	Int. Máx. I (mm/hr)	Caudal Q (m <sup>3</sup> /seg)	Caudal Q (litros/seg)
A1	3510.09	0.35	0.43	11.44	0.0048	4.80
A2	3360.46	0.34	0.43	11.44	0.0046	4.59
A3	3789.92	0.38	0.43	11.44	0.0052	5.18
A4	2268.15	0.23	0.43	11.44	0.0031	3.10
A5	2265.20	0.23	0.43	11.44	0.0031	3.10
A6	4181.73	0.42	0.43	11.44	0.0057	5.71
A7	3548.32	0.35	0.43	11.44	0.0048	4.85
A8	3860.81	0.39	0.43	11.44	0.0053	5.28
A9	3973.75	0.40	0.43	11.44	0.0054	5.43
A10	3342.34	0.33	0.43	11.44	0.0046	4.57
A11	1108.08	0.11	0.43	11.44	0.0015	1.51
A12	1250.69	0.13	0.43	11.44	0.0017	1.71
A13	794.44	0.08	0.43	11.44	0.0011	1.09
A14	416.77	0.04	0.43	11.44	0.0006	0.57
A15	550.73	0.06	0.43	11.44	0.0008	0.75
<b>Total</b>	<b>38221.48</b>	<b>3.82</b>			<b>0.0522</b>	<b>52.23</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

## 5.5. ESTUDIO DE TRÁNSITO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO

En esta sección se proporciona criterios y métodos para determinar el tráfico que soportará una vía durante su periodo de vida y en el carril de diseño. Es primordial conocer el tipo de vehículo, el número de veces que pasa y el peso por eje de este tipo de vehículo.

### 5.5.1. Volumen de tránsito

Para tener datos se ha realizado el conteo del tráfico vehicular, considerando la recolección de datos de campo, durante 07 días, desde el lunes 06 de Junio hasta el domingo 12 de Junio del presente año.

Para el diseño de la vía se tomaron en cuenta las consideraciones reales y necesarias del tráfico que se presenta según el conteo vehicular realizado, los datos del conteo vehicular se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 5.23: Aforo Vehicular del lunes (06/06/16) al domingo (12/06/16). Carril Derecho

AFORO VEHICULAR PARA ESTUDIO DE TRAFICO																			
TRAMO DE LA VIA		Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Hua										ESTACION							1,2,3,4,5,6,7
SENTIDO		DERECHO										CODIGO DE LA ESTACION							
UBICACION		BARRIO NUEVO SAN MIGUEL ILAVE										DIA Y FECHA							
RESUMEN DE AFORO VEHICULAR DEL DIA LUNES 06/06/16 AL DOMINGO 12/06/16 CARRIL DERECHO																			
HORA	SENTIDO	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER			TRAYLER		TOTAL	
				PICK UP	Combi Serv Urbano	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2		2T3
DIAGRA. VEH.																			
LUNES		30	0	17		22	0	4		2	4	1	1	0	0	0	0	0	81
MARTES		35	1	15	1	21	1	2		0	1			1					78
MIÉRCOLES		38	0	14	1	15				2	1		1						72
JUEVES		41	0	16	2	12		2		1			0						74
VIERNES		35	1	18		23	2	1		3	1								84
SÁBADO		18	0	13		21	2	1					1						56
DOMINGO		55	1	25		32	1	4		11	3	1	1	1					135
TOTAL		252	3	118	4	146	6	14	0	19	10	2	4	2	0	0	0	0	580

Fuente: Datos de aforo vehicular realizado por el tesista.

Tabla 5.24: Aforo Vehicular del lunes (06/06/16) al domingo (12/06/16). Carril Izquierdo

AFORO VEHICULAR PARA ESTUDIO DE TRAFICO																			
TRAMO DE LA VIA		Jr. Arequipa, Jr. Tumbes, Jr. San Antonio, Jr. Acora, Jr. Hua										ESTACION							1,2,3,4,5,6,7
SENTIDO		IZQUIERDO										CODIGO DE LA ESTACION							
UBICACION		BARRIO NUEVO SAN MIGUEL ILAVE										DIA Y FECHA							
RESUMEN DE AFORO VEHICULAR DEL DIA LUNES 06/06/16 AL DOMINGO 12/06/16 CARRIL IZQUIERDO																			
HORA	SENTIDO	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER			TRAYLER	TOTAL		
				PICK UP	Combi Serv Urbano	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3		2T2	
DIAGRA. VEH.																			
LUNES		27	1	15	1	21	1	3		3	1	0	0	0	0	0	0	0	73
MARTES		32		13		27	0	2		1	0			1					76
MIÉRCOLES		39	1	16		13				2	0	1	0						72
JUEVES		43	0	17	1	13	1	1		0	0	1	1						78
VIERNES		34	1	16		22	2	2		5	0								82
SÁBADO		19	1	14		13	0	1		1	1		1	1					52
DOMINGO		58	0	17		36	2	0		3	2	1	0	0					119
TOTAL		252	4	108	2	145	6	9	0	15	4	3	2	2	0	0	0	0	552

Fuente: Datos de aforo vehicular realizado por el tesista.

### 5.5.2. Elección del carril de diseño:

En este caso tratándose de una vía urbana y teniendo mayor cantidad de vehículos en una dirección se ha considerado como carril de diseño al carril derecho por ser el que posee mayor flujo vehicular considerándolo como carril crítico.

### 5.5.3. Determinación del Transito Promedio Diario Semanal (TPDS)

Del aforo realizado durante una semana se ha determinado el índice medio diario semanal TPDS.

$$TPDS = \frac{580}{7} = 82.86 \cong 83$$

$$TPDS = 83 \text{ vehículos/día}$$

Para obtener el valor de “K”, se ha recurrido al uso de tablas, para lo cual se ha considerado previamente un nivel de confiabilidad de 89.6%,

Tabla 5.25: Valores de K para distintos valores de confiabilidad

Nivel de Confiabilidad (%)	K
89.60	1.50
90.00	1.64
95.00	1.96
96.00	2.00
98.10	2.50

*Fuente: Apuntes de Ingeniería Civil*

Por lo tanto los datos de cálculo para estimar el TPDA son los siguientes:

$$K = 1.50$$

$$N = 365 \text{ días.}$$

$$n = 7 \text{ días (lunes a domingo).}$$

$$TPDS = 83 \text{ vehículos/día.}$$

Tomando los datos de la tabla aforo vehicular del lunes (06/06/16) al domingo (12/06/16) vía izquierda se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 5.26: Datos para el cálculo de la desviación estándar (s)

Tipo de Vehículo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Total
<i>Total Veh = TDi</i>	81.00	78.00	72.00	74.00	84.00	56.00	135.00	580.00
<i>TPDS</i>	82.86	82.86	82.86	82.86	82.86	82.86	82.86	
<i>Tdi-TPDS</i>	-1.86	-4.86	-10.86	-8.86	1.14	-26.86	52.14	
$(TDi - TPDS)^2$	3.45	23.59	117.88	78.45	1.31	721.31	2718.88	3664.86

Fuente: Elaboración propia.

Con base a la tabla anterior se puede determinar el valor de “s”.

$$S = \left( \sqrt{\frac{3664.86}{7-1}} \right) = 24.71$$

Usando los valores de N=365, n=7 y s=24.71, el cálculo de la desviación estándar poblacional ( $\sigma'$ ), reemplazando en la ecuación 6.9 tenemos:

$$\sigma' = \frac{24.71}{\sqrt{7}} \left( \sqrt{\frac{365-7}{365-1}} \right) = 9.27$$

A continuación procedemos a calcular el valor de TPDA, reemplazando en la ecuación 6.11:

$$TPDA = 83 + 1.50 * 9.27 = 96.91 \cong 97$$

$$TPDA = 83 - 1.50 * 9.27 = 69.10 \cong 69$$

El intervalo de confianza del TPDA [69, 97], también se puede expresar de la siguiente manera:

$$69vehiculos/dia \leq TPDA \leq 97vehiculos/dia$$

Esto significa que el valor máximo que puede tomar es:

$$TPDA = 97 Vehículos/día$$

## 5.5.4. Determinación de la Tasa Anual de Crecimiento de tráfico

Tabla 5.27: Parque Automotor del Perú, según departamento.

PARQUE AUTOMOTOR EN CIRCULACIÓN A NIVEL NACIONAL, SEGÚN DEPARTAMENTO. 2004 - 2012 (Unidades)				
Departamento	2010	2011	2012	Tasa promedio anual
<b>Total</b>	<b>1 849 690</b>	<b>1 979 865</b>	<b>2 137 837</b>	<b>7.89</b>
Amazonas	2 390	2407	2 400	-0.29
Áncash	22 086	23332	25 418	8.99
Apurímac	3 969	3966	4 039	1.84
Arequipa	105 521	116 985	134 533	13.07
Ayacucho	5 716	5784	5 941	2.71
Cajamarca	15107	17320	19 673	13.59
Cusco	45 090	48491	53 675	10.69
Huancavelica	1 319	1317	1 323	0.46
Huánuco	11 864	12576	13 476	7.16
Ica	26135	26419	26 551	0.50
Junín	51 094	53118	56 237	5.87
La Libertad	156 672	162 026	167 325	3.27
Lambayeque	45 861	49440	53 902	9.03
Lima	1 195 353	1 287 454	1 395 576	8.40
Loreto	5 089	5211	5 313	1.96
Madre de Dios	986	1027	1 062	3.41
Moquegua	13 346	14003	14 608	4.32
Pasco	7 351	7 292	7 238	-0.74
Piura	36 367	39099	42 404	8.45
Puno	34169	37074	40 543	9.36
San Martín	10151	10418	10 926	4.88
Tacna	40 465	42318	44 430	4.99
Tumbes	3 086	3119	3 257	4.42
Ucayali	7 461	7679	7 987	4.01

Nota: Información estimada, considera la tasa de baja anual.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Por otro lado trabajos realizados de investigación de la AASHTO al respecto, a fin de cubrir este tipo de situaciones que a menudo suelen presentarse al momento de determinar la tasa de crecimiento en el diseño de pavimentos, han establecido al determinación de esta, a partir de la estimación de sus componentes en función del tránsito actual de una determinada vía. Para la determinación de la tasa de crecimiento anual del tránsito de las vías en estudio, sea hecho uso de dichas recomendaciones, siendo los porcentajes

considerados los siguientes:

- a) Crecimiento Anual Normal de Tránsito = 1.50%.
- b) Tránsito Generado Anual = 1.00%.
- c) Tránsito Desarrollado Anual = 0.50%.
- d) Tasa Anual de Crecimiento de Tránsito = 3.00%

De acuerdo a los valores emitidos por la OGPP – Dirección de Información de Gestión (MTC) y las recomendaciones de la AASHTO, el valor que se considerara para la Tasa Anual de Crecimiento de Tránsito vendrá a ser:

*Tasa Anual de Crecimiento de Tránsito = 9.00%*

Para un periodo de diseño de  $n = 20$  años y  $r =$  una tasa de crecimiento anual de 9.00%, aplicando la ecuación 5.12, ecuación de factor de crecimiento se tiene:

$$\text{Factor de crecimiento} = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (5.12)$$

$$\text{Factor de crecimiento} = \frac{(1 + 0.09)^{20} - 1}{0.09} = 51.16$$

*Factor de crecimiento = 51.16*

#### 5.5.5. Cálculo del ESAL

El tránsito proveniente del conteo vehicular debe ser dividido para el carril de diseño. El volumen de tránsito del carril de diseño, se convierte en un determinado número de ESAL, que es *equivalent single axle*, que es el parámetro usado en el diseño de la estructura del pavimento. El ESAL es un eje estándar compuesto por un eje sencillo con dos ruedas en los extremos.

El ESAL pesa 18,000 lb ó 8.2 ton ó 80 kN y se considera que ejerce un efecto dañino sobre el pavimento como 1.

#### 5.5.6. Factor de Equivalencia de Carga

Con el objeto de evaluar el efecto dañino, en un pavimento, de las cargas diferentes a un eje estándar, se han considerado factores de equivalencia de carga por eje, FEC. Estos valores se obtuvieron a partir de los resultados experimentales de la AASHTO Road Test. Los resultados obtenidos han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al

pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes, se expresa como se muestra en la siguiente ecuación:

$$FEC = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^4 \quad (5.13)$$

Dónde:

$FEC$ : Factor de equivalencia de carga.

$P_1$ : Carga cuya equivalencia de daño se desea calcular, en toneladas.

$P_0$ : Carga estándar, los valores a asumir son los siguientes:

- e) Para eje simple (1 rueda):  $P_1 = 6.6$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{6.6}\right)^4$
- f) Para eje simple (2 rueda):  $P_0 = 8.2$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{8.2}\right)^4$
- g) Para eje tándem:  $P_0 = 15$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{15}\right)^4$
- h) Para eje tridem:  $P_0 = 23$ , entonces:  $FEC = \left(\frac{P_1}{23}\right)^4$

Sin embargo es posible aplicar la ecuación 6.13 con valores del Reglamento Nacional de Vehículos (D.S. N° 058-2003-MTC) modificada por el D.S. N° 002- 2005-MTC, en donde se da valores para el peso máximo por eje ó conjunto de ejes, se muestra en la siguiente Figura 5.14:

Figura 5.14: Peso Máximo por Eje ó Conjunto de Ejes (Valores de  $P_1$ ).

Conjunto de eje(s)	Nomenclatura	Simbología	N° Neumát.	GRAFICO	Peso máx. por eje ( t )
Simple	1RS (Rodada simple)		02		7
Simple	1RD (Rodada doble)		04		11
Doble	1RS+1R D		06		16
Doble	2RS		04		12
Doble	2RD		08		18

Conjunto de eje(s)	Nomenclatura	Simbología	N° Neumát.	GRAFICO	Peso máx. por eje( t )
Triple	3RS		06		16
Triple	1RS+2R D		10		23
Triple	3RD		12		25
Doble Separado	1RD+1 R D		08		11 + 11

Fuente: D.S. N° 058-2003-MTC modificado por D.S. N° 002-2005-MTC.

### 5.5.7. Cálculo del Factor Camión

Para el cálculo del Factor Camión se utiliza la ecuación de FEC, así mismo los factores de equivalencia de carga por eje, obtenidos a partir de los resultados experimentales de la AASHTO Road Test. Los resultados obtenidos han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes.

Se puede usar el análisis de tráfico se desarrolló teniendo en consideración el Reglamento Nacional de Vehículos aprobado por Decreto Supremo N° 058-2003- MTC que en su Anexo IV Pesos y Medidas, se tiene las tablas de pesos y medidas, así como una descripción gráfica de los vehículos.

Figura 5.14: Parte de la tabla de pesos y medidas máximas permitidas

TABLA DE PESOS Y MEDIDAS								
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. ( m )	Eje Delante	Peso máximo ( t )				Peso bruto máx. ( t )
				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	—	—	—	30
T2S1		20,50	7	11	11	—	—	29
T2S2		20,50	7	11	18	—	—	36
T2S3		20,50	7	11	25	—	—	43
B2		13,20	7	11	—	—	—	18
B3-1		14,00	7	16	—	—	—	23

Fuente: D.S. N° 058-2003-MTC.

**Calculo del Factor Camión**

Tipo de vehículo	P1 (Tn)			P0(Tn)			FEC=(P1/P0)4			Factor Camión
	Grupo Eje1	Grupo Eje2	Grupo Eje3	Grupo Eje1	Grupo Eje2	Grupo Eje3	Grupo Eje1	Grupo Eje2	Grupo Eje3	
<b>Autos y camionetas</b>	1.102	1.102		6.6	6.6		0.0008	0.0008		0.002
<b>Camioneta rural</b>	1.347	4.59		6.6	6.6		0.0017	0.2339		0.236
<b>Mini buses B2</b>	7	11		6.6	8.2		1.2654	3.2383		4.504
<b>Ómnibus B3</b>	7	16		6.6	15		1.2654	1.2945		2.560
<b>Camión C2</b>	7	11		6.6	8.2		1.2654	3.2383		4.504
<b>Camión C3</b>	7	18		6.6	15		1.2654	2.0736		3.339
<b>Camión C4</b>	7	23		6.6	23		1.2654	1.0000		2.265
<b>Semitrailer T2 S1</b>	7	11	11	6.6	8.2	8.2	1.2654	3.2383	3.2383	7.742
<b>Semitrailer T2 S2</b>	7	11	18	6.6	8.2	15	1.2654	3.2383	2.0736	6.577
<b>Semitrailer T2 S3</b>	7	11	25	6.6	8.2	23	1.2654	3.2383	1.3959	5.900

**5.5.8. Cálculo del número de ejes equivalentes (ESAL)**

Tabla 5.28: Cálculo de ESAL de Diseño.

Tipo de Vehículo	TPDA	Nº veh/año	F.C.	ESAL en el carril	Factor de	ESAL diseño
	veh/día			de diseño	crecimiento	
	(a)	(b)=(a)*365	(c)	(d)=(b)*(c)	(e)	
<b>Autos y camionetas</b>	63.05	23013.25	0.002	35.77	51.16	1830.16455
<b>Camioneta rural</b>	25.42	9278.55	0.236	2186.58	51.16	111865.445
<b>Mini buses B2</b>	2.34	854.60	4.504	3848.84	51.16	196907.012
<b>Ómnibus B3</b>	0.00	0.00	2.560	0.00	51.16	0
<b>Camión C2</b>	3.18	1159.82	4.504	5223.42	51.16	267230.945
<b>Camión C3</b>	1.67	610.43	3.339	2038.21	51.16	104275.013
<b>Camión C4</b>	0.33	122.09	2.265	276.57	51.16	14149.356
<b>Semitrailer T2 S1</b>	0.67	244.17	7.742	1890.37	51.16	96711.4705
<b>Semitrailer T2 S2</b>	0.00	0.00	6.577	0.00	51.16	0
<b>Semitrailer T2 S3</b>	0.33	122.09	5.900	720.25	51.16	36848.1749
<b>Total</b>	<b>97</b>					<b>829817.581</b>

Fuente: Elaborado por el tesista

## 5.6. DISEÑO GEOMÉTRICO

El presente capítulo se ha desarrollado basándose bajo los criterios del Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas 2005, Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG - 2013), de los cuales se obtiene los parámetros de diseño.

### 5.6.1. CRITERIOS BÁSICOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

#### a. Sección Transversal del Proyecto

La sección transversal del proyecto “Mejoramiento y Rehabilitación de Infraestructura Vial Urbana en el Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave - Provincia de El Collao - Puno” se ha adoptado de acuerdo al ancho de calzada así mismo no se tiene el alineamiento de edificaciones existentes, en ese sentido se ha optimizado el ancho de calzada mínima incluyendo cunetas a 9.00 m en el Jr. Arequipa, 11.00 m en el Jr. Tumbes, 12.60 m en el Jr. San Antonio, 5.65 m en el Jr. San Antonio, 4.65 m en el Jr. Acora, 3.00 m en el Jr. Ayacucho y 5.60 m en el Jr. Huánuco.

#### b. Número de carriles/Ancho de calzada

Para el presente proyecto, se consideró el Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005, los cuales nos permitieron optar por 2 carriles en la mayoría de las vías (uno en cada sentido) y en casos extremos de 1 carril en la vía.

Ancho de carriles

Para el presente proyecto se han tomado diferentes anchos de carriles tomando en cuenta el Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005.

Tabla 5.29 Ancho de carriles

CLASIFICACION DE VIAS	Velocidad (Km/Hr)	Ancho Recomendable (Mts)	Ancho Mínimo de Carril en Pista Normal (Mts) (2, 3)	Ancho Mínimo de Carril único del tipo Solo Bus (Mts)	Ancho de dos carriles juntos (mts) (5)
LOCAL	30 A 40	3.00	2.75	3.50 (4)	6.50
	40 A 50	3.30	3.00	3.50 (4)	6.50
COLECTORA	50 A 60	3.30	3.25	3.50	6.75
	60 a 70	3.50	3.25	3.75	6.75
	70 a 80	3.50	3.50	3.75	7.0
ARTERIAL	80 a 90	3.60	3.50	3.75	7.25
	90 a 100	3.60	3.50	No aplicable	No aplicable

Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005

### c. Bombeo

En el Presente proyecto, el bombeo planteado es de 2.5%, el cual garantiza el drenaje transversal hacia las cunetas.

Tabla 5.30 Ancho de carriles

Ancho Mínimo de Carril en Pista Normal (Mts) (2, 3)	Bombeo%	
	Precipitación < 500 mm/año	Precipitación > 500 mm/año
2.75		
Pavimento superior	2.0	2.5
Tratamiento superficial	2.5 (1)	2.5 - 3.0
Afirmado	3.0 - 3.5 (1)	3.0 - 4.9

Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas 2005

### d. Veredas

En el presente proyecto se han considerado anchos de veredas que van desde 1.00 m hasta 1.40 m. Se ha adoptado estas dimensiones por criterio propio con la condición de uniformizar un solo ancho de calzada el cual proveerá de un flujo normal y continuo de vehículos; pero no en el caso de personas que puedan circular en la vereda en algunas secciones porque las viviendas en su gran mayoría no están alineadas por estar ubicadas en centro de la ciudad y estas edificaciones en su gran mayoría no han sido construidas con las licencias de construcción motivo por los cuales no están alineadas produciéndose una discontinuidad en las secciones de las vías en estudio.

### e. Cunetas

Las dimensiones de las cunetas son de 0.30 m de ancho por 0.10 de profundidad, la forma de las cunetas son de sección triangular, las cuales se encuentran detalladas en el capítulo de Diseño del Sistema de Drenaje del presente Proyecto.

### f. Badenes

Las dimensiones de los badenes así como su diseño se encuentran detalladas en el capítulo de Diseño del Sistema de Drenaje del presente Proyecto.

## 5.6.2. DISEÑO EN ELEVACIÓN

### a. Perfil Longitudinal

Las cotas topográficas del perfil longitudinal del proyecto de vías, corresponden a las explanaciones terminadas, verificando en su trazo el nivel en el que se encuentran las instalaciones domiciliarias existentes de los servicios de agua potable y red de desagüe.

### b. Criterios para la determinación de la Pendiente

Se ha establecido de acuerdo a las normas que en los tramos en corte se deberá procurar evitar pendientes menores de 0.5% y que podrá hacerse uso de rasantes horizontales en los casos en que las cunetas adyacentes pueden ser dotadas de la pendiente necesaria para garantizar el drenaje.

Para el presente proyecto, de acuerdo a la topografía de la zona se ha optado por pendientes que garanticen el drenaje y procurando evitar las molestias generadas en las viviendas. Utilizándose pendientes no menores a 0.5% de acuerdo al reglamento.

## 5.6.3. RESUMEN DE PARAMETROS ADOPTADOS

A continuación se presentan los parámetros adoptados para el diseño geométrico del presente proyecto:

- Velocidad Directriz: 30 Km/h.
- Distancia de visibilidad de parada: 35 m.
- Distancia de visibilidad de paso: 90 m.
- Ancho de Calzada mínimo: 4.00m.
- Ancho de Calzada máximo: 10.88m.
- Pendiente: 0.2% mínimo.
- Pendiente: 6.0% máximo.
- Bombeo: 2.5%.
- Cunetas: Cunetas de diseño triangular de sección 3:1.

## **5.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIA**

### **5.7.1. ELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO**

De acuerdo a las consideraciones mencionadas en las secciones 3.1.1.- 3.1.6. se ha determinado que la estructura de pavimento para el proyecto de tesis “Mejoramiento y Rehabilitación de Infraestructura Vial Urbana en el Barrio Nuevo San Miguel de La Ciudad De Ilave - Provincia de El Collao - Puno” será Pavimento Rígido, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se tendrá un costo inicial alto, reduciendo los costos de mantenimiento de tal forma que el pavimento tendrá mayor periodo de vida útil.
- El proyecto en estudio tiene un ancho de vía mínimo, en consecuencia el proceso constructivo para pavimento rígido es más trabajable.
- Con la elección del pavimento rígido se protegerá la estructura por la presencia de combustibles ya que una losa de concreto no se daña por la presencia de estos.
- Las losas de concreto pueden colocarse en forma directa sobre la sub rasante, cuando el terreno de fundación es apto, pero por razones de diseño o cálculo es necesario construir una capa de sub base, para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al pasar los vehículos.

### **5.7.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO RIGIDO**

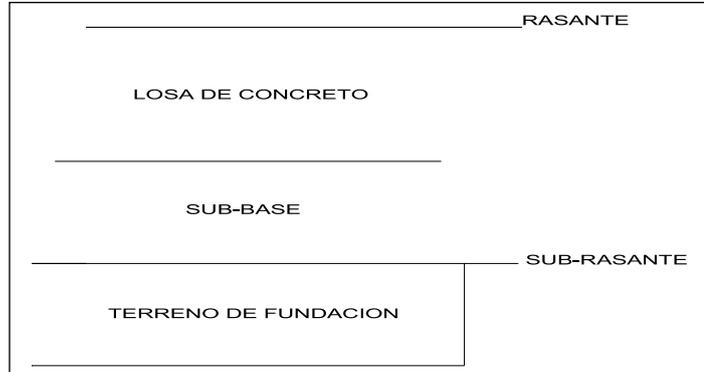
En general el diseño de pavimentos se refiere tácitamente al diseño estructural, es decir al cálculo del espesor del Pavimento Rígido (losa de concreto)

### **5.7.3. SECCION TIPICA DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO**

De acuerdo a las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, Capitulo 4 C.E. 010 “Pavimentos Urbanos” modificado por D.S. 001-2010-

VIVIENDA, la sección típica de la estructura de Pavimento Rígido son como se presenta en la figura 5.15.

Figura 5.15: Sección típica de la estructura de Pavimento Rígido



Fuente: Capítulo 4 Norma C.E. 0.10 "Pavimentos Urbanos" RNE.

#### 5.7.4. MÉTODO DE DISEÑO AASHTO 93

El método de diseño AASHTO es uno de los métodos de permanente actualización y el más utilizado hoy en día dada su gran satisfacción a nivel internacional para el diseño de pavimentos rígidos.

##### 5.7.4.1. Formulación de diseño

La ecuación de diseño para pavimentos rígidos modificada para la versión actual es la que a continuación se presenta en la ecuación 8.1:

$$\begin{aligned} \text{Log}_{10}(W18) = & Z_r \times S_o + 7.35 \times \text{Log}_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\text{Log}_{10}\left(\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} \\ & + (4.22 - 0.32 \times \text{Pt}) \times \text{Log}_{10}\left[215.63 \frac{S'_c \times C_d \times (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \times (D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}})}\right] \end{aligned}$$

Dónde:

W18: Trafico (número de ESAL's)

Zr: Desviación estándar normal

So: Error estándar combinado de la predicción del tráfico

D: Espesor de la losa del pavimento en in.

$\Delta$ PSI: Diferencia de serviciabilidad

Pt: Serviciabilidad final

S'c: Modulo de rotura del concreto en PSI

Cd. Coeficiente de drenaje

J: Coeficiente de transferencia de carga

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

K: Modulo de reacción de la sub rasante en PSI

#### 5.7.4.2. Determinación de Variables de Diseño

**Tráfico (W18).**- El valor del número de ejes equivalentes para el periodo de diseño de la estructura del pavimento, se ha calculado en la sección de Estudio de Transito:

$$W18 = 829817.581 \text{ (ver tabla 5.28)}$$

**Serviciabilidad (PSI).**- De la tabla 3.17, se consideró los siguientes

valores: Serviciabilidad Inicial ( $P_o$ ) = 4.5

Serviciabilidad Final ( $P_t$ ) = 2.0

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

**Coeficiente de transferencia de carga (J).**- Dado que el ESAL de diseño no supera los 5 millones y el tránsito es relativamente ligero, se usara para la transferencia de carga, una trabazón de agregados de asfalto, por lo tanto se tomó el siguiente valor:

$$J = 3.1 \text{ (ver tabla 5.31)}$$

Tabla 5.31: Valores de coeficientes de transmisión de cargas, J.

Bermas	De Asfáltico		De Concreto	
	Si	No	Si	No
Dispositivo (barras) de transferencia de cargas				
<b>Tipo de pavimento</b>				
Concreto simple ó Armado c/juntas	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Concreto armado Continuo	2.9 - 3.2	-----	2.3 - 2.9	-----

Fuente: Alfonso Montejo Fonseca, Ingeniería de Pavimentos, pág. 474

**Módulo de ruptura del concreto (S`c).**- Dado que en los laboratorios de Suelos existentes en nuestro medio, no es posible determinar esta prueba de resistencia a la flexión por tensión ó flexo tracción (ATSM C78). Por recomendaciones de la tabla 5.32

Tabla 5.32: módulo de ruptura del concreto

$F`c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$S`c = 32(F`c)^{1/2}$
<b>TIPO DE PAVIMENTO</b>	<b>S`c RECOMENDADO</b>
	Psi
Autopistas	682.70
Carretera	682.70
Zonas Industriales	640.10
Urbanos principales	640.10
Urbanos Secundarios	597.40

El módulo de ruptura del concreto es:

$$Mr = 34 \text{ Kg/cm}^2 = 463.72 \text{ Psi.}$$

**Módulo de elasticidad del concreto (Ec).**- Para la determinación de este valor se hizo uso de la Norma E-60:

$$Ec = 15000\sqrt{f`c} = 15000\sqrt{210} = 217370.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec = 3\ 091,737.75 \text{ Psi.}$$

**Coefficiente de reacción de la Sub-Rasante (K).**- Por recomendaciones del ICG se tiene:

Tabla 5.33: Tipos de suelos de sub rasante y valores aproximados de K.

Tipo de Suelo	Soporte	Rango de Valores de K
		Mpa/m (pci)
Suelos de granos finos en los que predominan las partículas del tamaño de limos y arcillas	Bajo	20 - 34 (75 - 120)
Arenas y mezclas de arenas - gravas con cantidades moderadas de limo y arcilla	Medio	35 - 49 (130 - 170)
Arenas y mezclas de arenas - gravas, relativamente de finos plásticos	Alto	50 - 60 (180 - 220)

Fuente: Método sugerido para el diseño de estructuras de pavimentos urbanos de concreto de cemento Portland ICG.

K = 42 Mpa/m ó 152 lb/pulg<sup>3</sup> (pci), (ver tabla 3.19).

**Calidad de Drenaje.-** Procedemos a determinar la calidad de drenaje mediante las cualidades de drenaje como se muestra a continuación, tiempo que tarda el agua en ser evacuada, es en un día.

Tabla 5.34: Calidad de drenaje.

Calidad De Drenaje	Tiempo Que Tarda El Agua En Ser Evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy Malo	No drena

Fuente: Alfonso Montejo Fonseca, Ingeniería de Pavimentos, pág. 474

**Coefficiente de drenaje (Cd).-** La metodología de diseño AASHTO incorpora el coeficiente de drenaje (Cd) para considerarlo en el diseño Para condiciones de drenaje bueno y dado que en nuestra zona se tiene temporadas de saturación mayores al 25% durante todo el año, el coeficiente de drenaje es el siguiente:

Tabla 5.35: Coeficiente de drenaje Cd.

Calidad de drenaje	% De tiempo del año en que el pavimento está expuesto a niveles de saturación			
	<1	1-5	5-25	>25
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.1
Bueno	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.9
Pobre	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.8
Muy pobre	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.7

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.

$C_d = 1.00$  (de la tabla 5.35)

**Desviación estándar normal ( $Z_r$ ).**- Dado que la zona del presente proyecto corresponde a pavimentación de vías urbanas secundarias, de acuerdo a la tabla 5.36 y la tabla 5.37 le asigna valores de confiabilidad y desviación estándar normal siguientes:

Tabla 5.36: Confiabilidad de diferentes tipos de pavimentos

Tipo de pavimento	Confiabilidad
Autopistas	90%
Carreteras	75%
Rurales	65%
Zonas industriales	60%
Urbanas principales	55%
Urbanas secundarias	50%

Fuente: Tesis “Estudio integral de alternativa de pavimentación del centro poblado menor de Salcedo, A. Gálvez, D. Quispe, pág. 243

Tabla 5.37: Desviación Estándar Normal  $Z_r$ , en función de la confiabilidad.

Confiabilidad	Desviación estándar
R (%)	Normal $Z_r$
50	0
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
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.09
99.99	-3.75

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.

$$R = 50\%$$

$$Z_r = 0.00$$

**Error estándar combinado (So).**- Asumiendo que la predicción del comportamiento de nuestro pavimento rígido será sin errores de tránsito, se obtuvo el siguiente valor:

$$S_o = 0.34 \text{ (ver tabla 5.38)}$$

Tabla 5.38: Error de estándar combinado So.

Variación en la predicción del comportamiento del pavimento	Desviación del pavimento	
	rígido	flexible
Sin errores de tránsito	0.34	0.44
Con errores de tránsito	0.39	0.49

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1986.

**Proceso de Cálculo de Espesor de Losa por el Método de la AASHTO 93.**

Se determina resolviendo la ecuación fundamental propuesto por este método AASHTO 93, que se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} \log_{10}(W18) = & Z_r \times S_o + 7.35 \times \log_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} \\ & + (4.22 - 0.32 \times Pt) \times \log_{10}\left[215.63 \frac{S'_c \times Cd \times (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \times (D^{0.75} - \frac{18.42}{(Ec/k)^{0.25}})}\right] \end{aligned}$$

Dónde:

$$W18 = 829817.581 \approx 8.30E+05$$

$$Z_r = 0$$

$$S_o = 0.34.$$

D = Espesor de la losa, estimado en pulg.

$$\Delta PSI = 2.00.$$

$$Pt = 2.5.$$

$$M_r = 483.59 \text{ psi.} \equiv 34 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 3.1$$

$$C_d = 1.00.$$

$$E_c = 3'091,737.75 \text{ psi.}$$

$$K = 152 \text{ pci;} \equiv 42 \text{ Mpa/m, (lb/pulg}^3\text{)}.$$

De donde se va a optar por un espesor tentativo en pulg. Hasta llegar a un equilibrio entre estos dos valores, entre las ecuaciones A y B, que se proponen de la siguiente manera:

**ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO**

Según la formula General AASHTO:

$$\begin{aligned} \log_{10}(W18) = & Z_r \times S_o + 7.35 \times \log_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} \\ & + (4.22 - 0.32 \times Pt) \times \log_{10}\left[215.63 \frac{S'_c \times C_d \times (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \times (D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}})}\right] \end{aligned}$$

Haciendo tanteos de espesor hasta que (Ec. A) Sea aproximadamente Igual a (Ec. B):

**D = 6.950 pulg.**

$$\log_{10}(W18) - Z_r \times S_o + 0.06 = \boxed{5.979} \dots\dots \text{Ec. A}$$

$$7.35 \times \log_{10}(D + 1) + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}}$$

$$+ (4.22 - 0.32 \times Pt) \times \log_{10}\left[215.63 \frac{S'_c \times C_d \times (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \times (D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}})}\right] = \boxed{5.982} \dots\dots \text{Ec. B}$$

Espesor de la Losa de Concreto **D = 17.65 Cm**

Estimando los valores de espesores se llega a un equilibrio entre estas dos valores de A = B = 5.98, cuando el Espesor de la Losa de concreto es E = 6.950 pulg = 17.65 cm, de donde por motivos de proceso constructivo se opta por un espesor Redondeado que es E = 18 cm.

**Memoria de Cálculo: Espesor de Pavimento Rígido método de AASHTO 93.**

El cálculo del espesor de pavimento se obtiene a través de la Memoria de Cálculo que se presenta a continuación:

MEMORIA DE CALCULO DE DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO				
METODO "AASHTO - 93"				
<b>Proyecto:</b>	Tesis: Mejoramiento y Rehabilitación de Infraestructura Vial Urbana en el Barrio Nuevo San Miguel de la Ciudad de Ilave, Provincia de El Collao - Puno			
<b>Fecha:</b>	jun-16			
<b>Hecho por:</b>	Valerio Neyra Quisca			
<b>Datos del Proyecto</b>				
Periodo de diseño:	20	años		
Tasa de Crecimiento:	9	%		
Suelo de Fundación: CBR de Diseño	5.41	%		
<b>Datos de Diseño</b>				
VAR	DESCRIPCION	VALOR	UND	Referencia
W18	Trafico, en ejes equivalentes	829817.58	ESAL's	Est. de Transito
Zr	Desviación estándar normal	0	-	Tablas 5.36 -5.37
So	Error estándar combinado de la predicción del trafico	0.34	-	Tabla 5.38
ΔPSI	Diferencia de serviciabilidad	2.5	-	Tabla 3.17
Pt	Serviciabilidad final	2	-	Tabla 3.17
S'c	Módulo de ruptura del concreto	463.72	psi	
Cd	Coeficiente de drenaje	1	-	Tabla 5.35
J	Coeficiente de transferencia de carga	3.1	-	tabla 5.31
Ec	Módulo de elasticidad del concreto	3 091,737.75	psi	E-60
K	Módulo de reacción de la sub rasante	152	pci	Grafico 5.2
<b>Diseño de Espesores:</b>				
D	Espesor de la losa del pavimento Adoptado	18	cm	Ecuación B
Dsb	Espesor de la Sub Base Granular	20	cm	
Dsr	Espesor de la Sub Rasante	30	cm	

*Fuente: Elaboración propia.*

### 5.7.5. MÉTODO DE DISEÑO DE LA PCA (ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND)

Este método de la PCA, releva su propósito en hallar el mínimo espesor de pavimento de concreto (losa de concreto) que dará el más bajo costo anual, tanto inicial como de mantenimiento.

#### 5.7.5.1. Determinación de factores de diseño

**Módulo de ruptura del concreto (S'c).**- Dado que en los laboratorios de Suelos existentes en la nuestro medio, no es posible determinar esta prueba de resistencia a la flexión por tensión ó flexo tracción (ATSM C78). Por recomendaciones de ítem, el módulo de ruptura del concreto es:

$$S'c = 34 \text{ Kg/cm}^2 = 463.72 \text{ psi.}$$

El Módulo de Rotura (MR) y la resistencia a la compresión del Concreto a los 28 días ( $f'c$ ), para este caso se opta por el uso de una resistencia convencional en la zona que es  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ , en consecuencia se determina el Módulo de Rotura por las siguientes correlaciones.

$$0.10 f'c \leq MR \leq 0.17 f'c \quad (7.1)$$

De la Ecuación 3.9 se obtiene los valores de Módulo de Rotura del concreto.

$$0.10 (210 \text{ kg/cm}^2) \leq MR \leq 0.17(210\text{kg/cm}^2)$$

$$21 \text{ kg/cm}^2 \leq MR \leq 35.7\text{kg/cm}^2$$

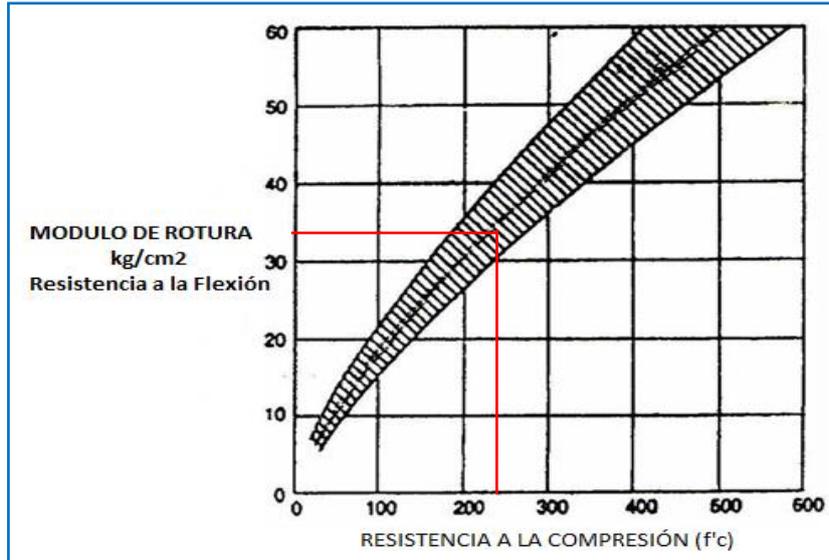
Se toma la siguiente recomendación en Pavimentos Rígido (Concreto) se exige:

$$MR \geq 40\text{kg/cm}^2 \text{ o sea } f'c \geq 280\text{kg/cm}^2$$

Aceptándose  $f'c \geq 210\text{kg/cm}^2$  para tráficos ligeros.

Por otro lado se considera la Gráfica 5.3: que relaciona la resistencia a compresión ( $f'c$ ) con el módulo de rotura MR se obtiene el valor correspondiente al  $MR = 34 \text{ kg/cm}^2$

Gráfica 5.3: Correlación entre el Módulo de Rotura y la Resistencia a la Compresión ( $f'c$ ) a los 28 días.



Fuente: Pavimento de concreto hidráulico – Ing. Samuel Mora Q.

**Módulo de Reacción de la Sub Rasante (Modulo K).**

Por recomendaciones del ICG se tiene:

$K = 42 \text{ Mpa/m}$  ó  $152 \text{ lb/pulg}^3 \text{ (pci)}$ . (ver gráfico 5.2)

**Módulo de reacción de la Combinación de Sub Rasante – Sub Base**

Para el caso del proyecto en estudio se optó por considerar una sub Base de 8 pulgadas espesor de 20 cm, para lo cual de acuerdo a la tabla 8.11 se obtiene el valor de Modulo de reacción de la Sub Rasante de:

$K = 204.66 \text{ Pci}$  ó  $\text{lb/pulg}^3$  ( $55.90 \text{ Mpa/m}$ )  $5.66 \text{ kg/cm}^3$  (ver tabla 5.10)

EFECTOS DE LA SUB BASE GRANULAR SOBRE LOS VALORES DE K											
VALORES DE K PARA SUB RASANTE		VALOR DE LA K PARA SUB RASANTE COMBINADA									
		100 mm		150 mm		200 mm		225 mm		300 mm	
Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3	Mpa/m	Lb/pulg3
20	73	23	85	26	96	30	110	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	54	200	57	210	66	245
42	152	46.90	169.79	50.70	184.45	55.90	204.66	58.90	214.79	66.00	245.00
60	220	64	235	66	245	73	268	76	280	66	245
80	295	87	320	90	330	97	357	100	370	117	430

Fuente: Alfonso Montejo Fonseca, Ingeniería de Pavimentos, pág. 324

### Estudio de Transito, Tráfico Diario Promedio y distribuciones de Cargas.

Uno de los principales factores en el diseño del pavimento es el número y peso de los ejes de los camiones que se espera circulen durante el periodo de diseño. Estos se derivan de Estudios de Transito realizados en la vía:

Obtenidos la información de los aforamientos en los puntos de conteo vehicular, se llega a determinar el transito promedio diario anual, (TPDA) = **97 vehículos por día**, del cual se tiene un porcentaje perteneciente a los vehículos livianos **92%** y vehículos comerciales correspondiente a un porcentaje de **8% (camiones y buses)**, y considerando que se tiene un tasa de crecimiento  $r = 9.0 \%$  donde se relaciona con el factor de proyección  $F_p = 2.0$ , Factor distribución por carril=1, factor direccional=50% relacionando mediante la siguiente formula:

$$\text{Trafico\_de\_Diseño} = \frac{[(1+r)^n - 1]}{r} * 365 * TPDA * \%deVC * F_{\text{carril}} * FS$$

En donde resulta el Transito Acumulado de Vehículos livianos y Comerciales = 705,197 Vehículos, durante un periodo de 20 años.

#### Datos de Diseño

Los siguientes datos de diseño, son los correspondientes del presente proyecto: Periodo de diseño (Pd) = 20 años.

Tasa de crecimiento (Tc) = 9%.

Factor de Seguridad (FS) = 1.0 (Sección 5.7.5.2)

Número de vehículos = 97 vehículos/día < 1000 → FC =

100%. Factor carril (FC) = 1.0 (Grafico de factor carril)

Factor de crecimiento (FCA) = 2 (Tabla 3.27).

Número de repeticiones esperadas.- El cálculo del número de repeticiones por eje de cada tipo de cada tipo de vehículo se presentan a continuación en los siguientes cuadros:

Tabla 5.39 Porcentaje de TPDA por tipo de vehículo.

ANÁLISIS POR EL METODO DEL PCA		
Tipo de Vehículo	%Te	TPDA. %Te
<b>Autos</b>	65.00%	63
<b>Camioneta rural</b>	26.21%	25
<b>Mini buses B2</b>	2.41%	2
<b>Ómnibus B3</b>	0.00%	0
<b>Camión C2</b>	3.28%	3
<b>Camión C3</b>	1.72%	2
<b>Camión C4</b>	0.34%	0
<b>Semitrailer T2 S1</b>	0.69%	1
<b>Semitrailer T2 S2</b>	0.00%	0
<b>Semitrailer T2 S3</b>	0.34%	0
<b>TOTAL</b>	<b>100.00%</b>	<b>97</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.40: Peso de cada eje por tipo de vehículo.

Vehículo	Descripción	Peso Kips	Peso (Ton)
Automóvil	Eje delantero	1.98	0.90
	Eje posterior	1.98	0.90
	<b>Total</b>	<b>3.97</b>	<b>1.80</b>
Camioneta Rural	Eje delantero	2.43	1.10
	Eje posterior	3.75	1.70
	<b>Total</b>	<b>6.17</b>	<b>2.80</b>
Mini Bus (B2)	Eje delantero	4.85	2.20
	Eje posterior	7.28	3.30
	<b>Total</b>	<b>12.13</b>	<b>5.50</b>
Bus (B3)	Eje delantero	15.43	7.00
	Eje posterior	35.27	16.00
	<b>Total</b>	<b>50.71</b>	<b>23.00</b>
Camión C2	Eje delantero	15.43	7.00
	Eje posterior	24.25	11.00
	<b>Total</b>	<b>39.68</b>	<b>18.00</b>
Camión C3	Eje delantero	15.43	7.00
	Eje posterior	39.68	18.00
	<b>Total</b>	<b>55.12</b>	<b>25.00</b>
Semitrailer T2 S1	Eje delantero	15.43	7.00
	Eje medio	24.25	11.00
	Eje posterior	24.25	11.00
	<b>Total</b>	<b>63.93</b>	<b>29.00</b>
Semitrailer T2 S2	Eje delantero	15.43	7.00
	Eje medio	24.25	11.00
	Eje posterior	39.68	18.00
	<b>Total</b>	<b>79.37</b>	<b>36.00</b>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.41: Numero de repeticiones esperadas

NUMERO DE REPETICIONES ESPERADAS			
Carga por Eje		Repeticiones Diarias	Repeticiones Esperadas
Kips	Ton		
<b>Ejes Simples</b>			
1.98	0.9	126	1841060.00
2.43	1.1	25	371142.07
3.75	1.7	25	371142.07
4.85	2.2	2	34184.14
7.28	3.3	2	34184.14
15.43	7	6	90343.79
24.25	11	5	70810.00
<b>Ejes Tándem</b>			
35.27	16	0	0.00
39.68	18	2	24417.24

**5.7.5.2. Consideraciones para el Diseño por el Método PCA.**

**a. Factor de seguridad para las cargas.**

El método de diseño exige que las cargas reales esperadas se multipliquen por factores de seguridad de carga (FSC), según la PCA se recomienda el siguiente valor:

Se considera una vía arterial principal donde se espera un volumen moderado de tránsito pesado, determinándose el valor del **factor de seguridad (FSC) = 1.0**

**b. Esfuerzo Equivalente (carga equivalente) y Factor de Erosión.**

Para cálculo de valores de esfuerzo equivalente y el factor de erosión es según las características y condiciones que se toman para la estructura vial como por ejemplo la consideración de refuerzos, bermas de concreto y sistemas de transferencia de cargas (dovelas), los valores resultantes por el análisis de las tablas de correlación que se toman en cuenta, son representados en la Tablas de Diseño.

$$Factor\ de\ Relación\ de\ Esfuerzos = \frac{Esfuerzo\ Equivalente}{MR} \tag{7.2}$$

**5.7.5.3. Proceso de Cálculo.**

1º Se ordenan los pesos por eje de la distribución vehicular determinados tomados en cuenta la categorización del tráfico en función de a la carga por eje, por miles de ejes comprendidos en el rango de una tonelada. Si a partir de un rango de carga el número de pasadas es ilimitado, no es necesario obtener el porcentaje de daño en las columnas 5 y 7.

2° En la columna 2 se registran los pesos por eje corregidos por el factor de seguridad FSC, considerando el mayor valor del rango, toma en cuenta que la distribución es en forma decreciente.

3° Las repeticiones esperadas para cada rango de carga ya fueron obtenidas en la Tabla 5.41: datos sobre la distribución de cargas de Tránsito que los valores de columna 3 se obtiene de la siguiente manera:

$$Columna\ 3 = \left( \frac{\text{Numero de ejes por cada 1000 vehiculos comerciales} \times \text{Transito Acumulado de Vehiculos comerciales}}{1000} \right)$$

4° Las repeticiones permisibles se obtienen utilizando la Gráfica 5.5, con condiciones de juntas sin pasa juntas y con berma de concreto con consideración de la Carga por Eje Simple y el Factor de Relación de Esfuerzos para ejes sencillos, y para ejes dobles respectivamente los valores se anotan en la columna 4.

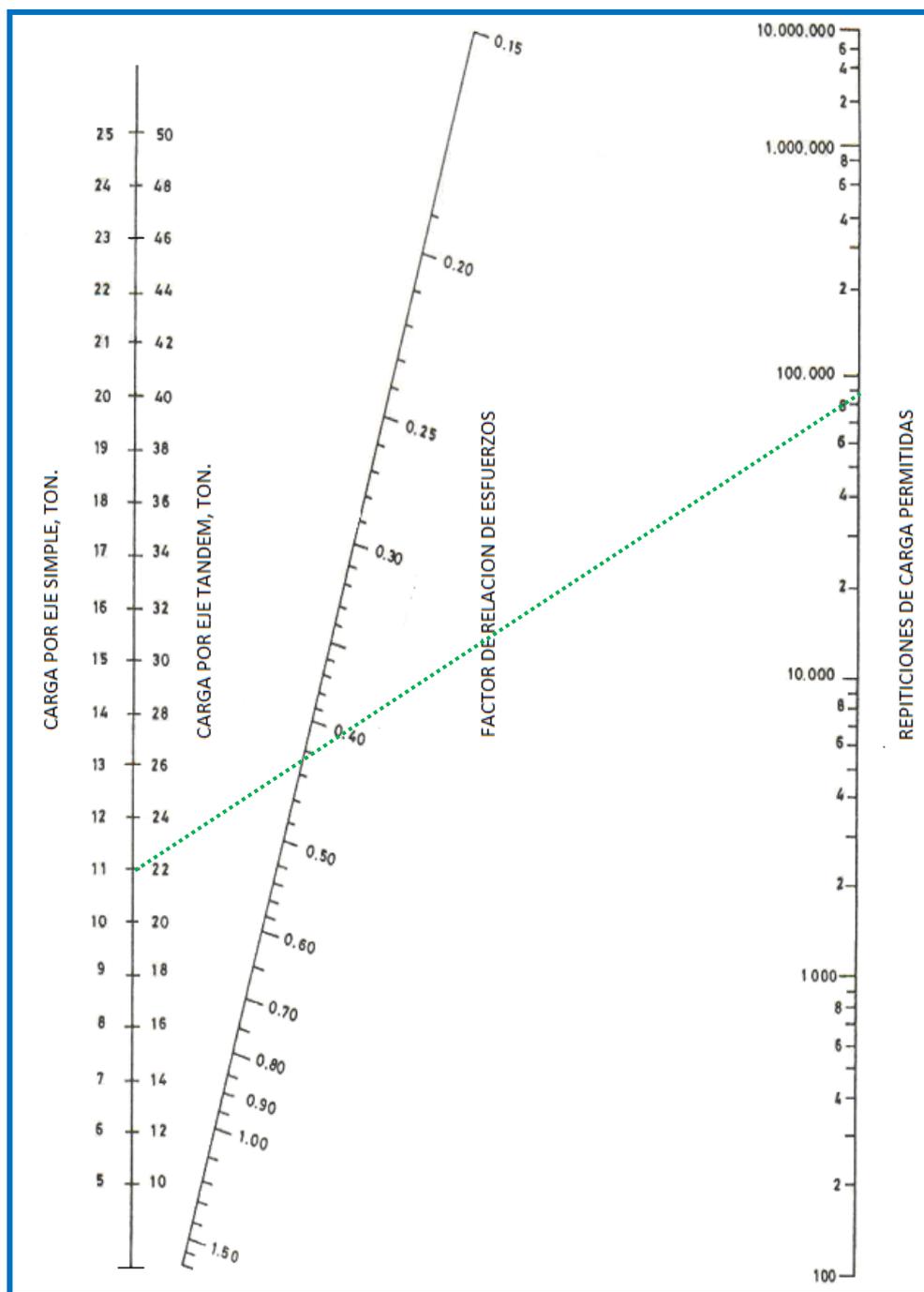
5° Los porcentajes de Fatiga de la columna 5 se obtienen dividiendo los valores de la columna 3 entre los valores de la columna 4, en porcentajes. Al final se suman los valores los daños parciales y se anotan al pie de la columna 5.

6° Las repeticiones permisibles por Erosión de la columna 6, se obtienen utilizando la Gráfica 5.5. Según las condiciones que se presenten en la estructura del pavimento, al que se ingresa con los Factores de Erosión de la Tabla 3.33 por la condiciones del pavimento (para ejes sencillos y ejes dobles).

7° Los porcentajes de erosión de la columna 7 se obtienen dividiendo los valores de la columna 3 entre los valores de la columna 6, que se presentan en porcentajes. Al igual que en el análisis por fatiga, se suman los porcentajes de los daños parciales y se anotan al pie de la columna 7.

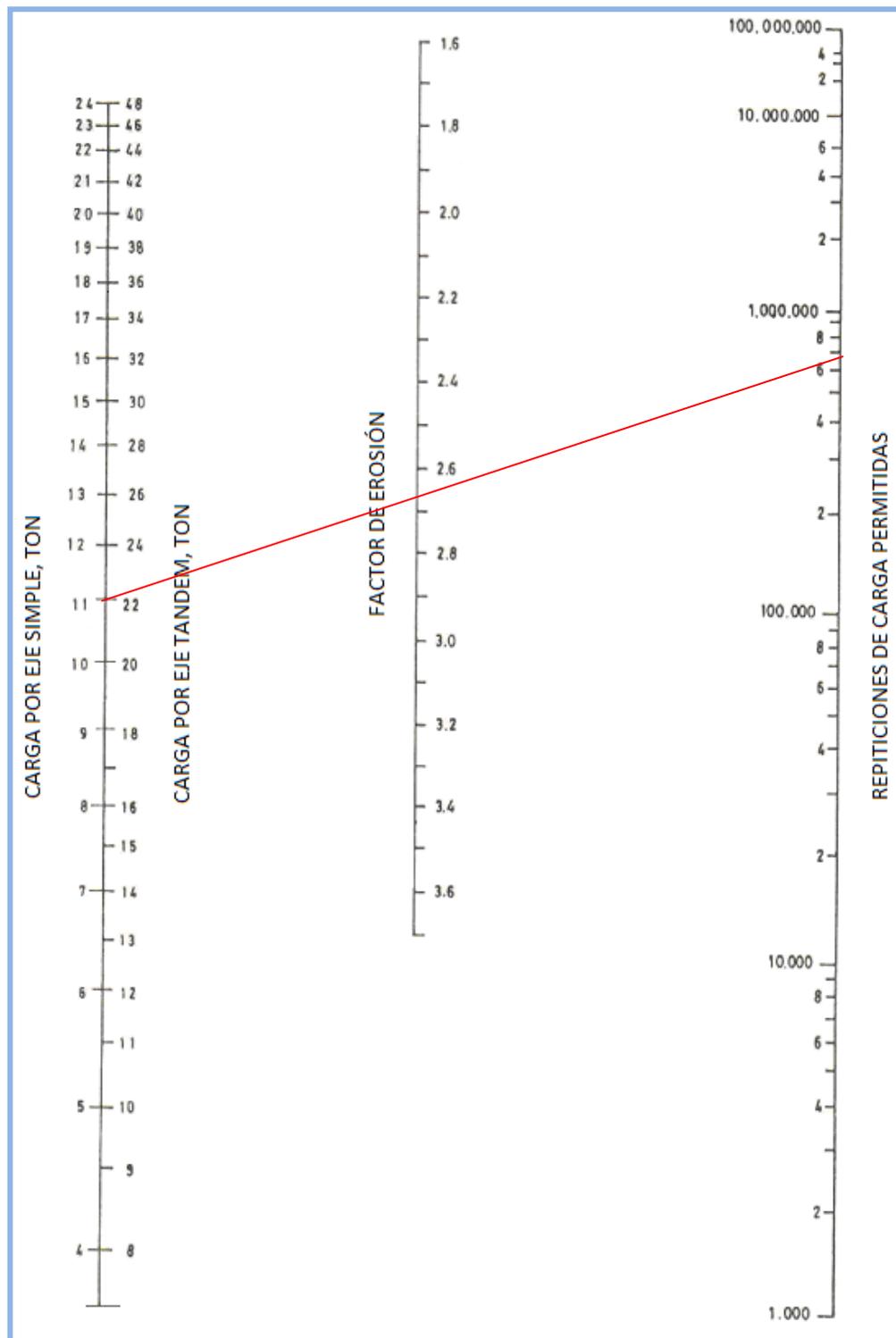
De acuerdo a los resultados obtenidos, el espesor asumido para las losas de concreto, resulta adecuado y prevalece el criterio de análisis de fatiga y erosión.

Gráfica 5.4: Análisis por Fatiga, Repeticiones de cargas permitidas basadas en el factor de relación de esfuerzos (con y sin bermas de concreto).



Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 427, fig. 8.3)

Gráfica 5.5: Análisis por Erosión, Repeticiones de cargas permitidas basadas en el factor de erosión (con bermas de concreto).



Fuente: Guía de Pavimentos – UMSS, Facultad de Ciencia y Tecnología. Ingeniería de pavimentos tomo I, Alfonso Montejo Fonseca, (pág. 433, fig. 8.4)

Tabla 5.42: Análisis por Fatiga y Erosión para un espesor de E= 18 cm.

DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA						
PROYECTO:		"MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO"				
Espesor Tentativo Propuesto:	18 cm.		Juntas con pasajuntas:	SI_NO_X_		
K de la Sub Rasante y Sub Base:	204.66 lb/pulg3		Bermas de concreto:	SI_X_NO		
K de la Sub Rasante y Sub Base:	5.66 kg/cm3		Periodo de Diseño:	20 años.		
Modulo de Rotura (MR):	34 kg/cm2		463.72 psi			
Factor de Seguridad de Carga (FSC):	1					
Distribución de Carga por Eje (Categoría):	Liviano					
Carga por Eje (Ton-Kips)	Multiplicar por FSC	Repeticiones Esperadas	Análisis por Fatiga		Análisis por Erosión	
			Repeticiones Permisibles	Porcentaje de Fatiga %	Repeticiones Permisibles	porcentaje de Daño%
1	2	3	4	5	6	7
8. Esfuerzo Equivalente (kg/cm2):	16.304		10. Factor de Erosión:		2.72	
9. Factor de Relación de Esfuerzos:	0.480					
<u>EJE SIMPLES</u>						
1.98	1.98	1,841,060.00	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
2.43	2.43	371,142.07	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
3.75	3.75	371,142.07	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
4.85	4.85	34,184.14	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
7.28	7.28	34,184.14	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
15.43	15.43	90,343.79	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
24.25	24.25	70,810.00	15,000.00	472.07%	450,000.00	15.74%
<u>EJE TANDEM</u>						
35.27	35.27	0.00	Ilimitado	0.00%	0	0.00%
39.68	39.68	24,417.24	Ilimitado	0.00%	1200000	2.03%
11. Esfuerzo Equivalente (kg/cm2):	-		13. Factor de Erosión:		-	
12. Factor de Relación de Esfuerzos:	-					
<u>EJE TRIDEM</u>						
-	-	-	-	-	-	-
			<b>Total por Fatiga</b>	<b>472.07%</b>	<b>Total por Erosión</b>	<b>17.77%</b>

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.43: Análisis por Fatiga y Erosión para un espesor de E= 19cm.

DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA						
PROYECTO:		"MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO"				
Espesor Tentativo Propuesto:	19 cm.		Juntas con pasajuntas:	SI_NO_X_		
K de la Sub Rasante y Sub Base:	204.66 lb/pulg3		Bermas de concreto:	SI_X_NO		
K de la Sub Rasante y Sub Base:	5.66 kg/cm3		Periodo de Diseño:	20 años.		
Modulo de Rotura (MR):	34 kg/cm2		463.72 psi			
Factor de Seguridad de Carga (FSC):	1					
Distribución de Carga por Eje (Categoría):	Liviano					
Carga por Eje (Ton-Kips)	Multiplicar por FSC	Repeticiones Esperadas	Análisis por Fatiga		Análisis por Erosión	
			Repeticiones Permisibles	Porcentaje de Fatiga %	Repeticiones Permisibles	porcentaje de Daño%
1	2	3	4	5	6	7
8. Esfuerzo Equivalente (kg/cm2):	15.187		10. Factor de Erosión:		2.66	
9. Factor de Relación de Esfuerzos:	0.447					
<u>EJE SIMPLES</u>						
1.98	1.98	1,841,060.00	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
2.43	2.43	371,142.07	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
3.75	3.75	371,142.07	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
4.85	4.85	34,184.14	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
7.28	7.28	34,184.14	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
15.43	15.43	90,343.79	Ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
24.25	24.25	70,810.00	90,000.00	78.68%	650,000.00	10.89%
<u>EJE TANDEM</u>						
35.27	35.27	0.00	Ilimitado	0.00%	0	0.00%
39.68	39.68	24,417.24	Ilimitado	0.00%	2000000	1.22%
11. Esfuerzo Equivalente (kg/cm2):	-		13. Factor de Erosión:		-	
12. Factor de Relación de Esfuerzos:	-					
<u>EJE TRIDEM</u>						
-	-	-	-	-	-	-
			<b>Total por Fatiga</b>	<b>78.68%</b>	<b>Total por Erosión</b>	<b>12.11%</b>

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.44: Análisis por Fatiga y Erosión para un espesor de E= 20cm.

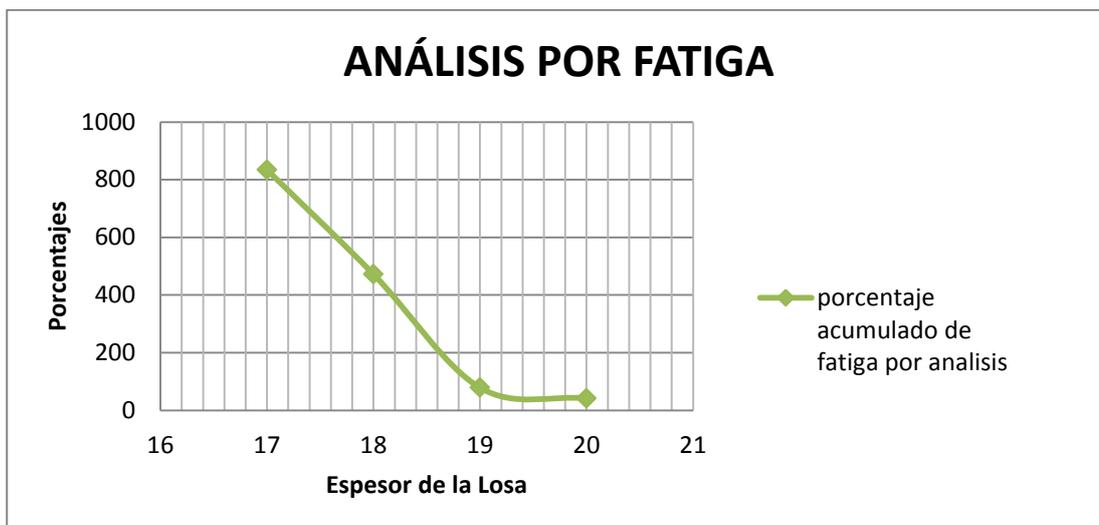
DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA						
PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE INFRAESTRUCTURA VIAL URBANA EN EL BARRIO NUEVO SAN MIGUEL DE LA CIUDAD DE ILAVE - PROVINCIA DE EL COLLAO - PUNO"						
Espesor Tentativo Propuesto:		20 cm.	Juntas con pasajuntas:		SI_NO_X	
K de la Sub Rasante y Sub Base:		204.66 lb/pulg <sup>3</sup>	Bermas de concreto:		SI_X_NO	
K de la Sub Rasante y Sub Base:		5.66 kg/cm <sup>3</sup>	Periodo de Diseño:		20 años.	
Modulo de Rotura (MR):		34 kg/cm <sup>2</sup>	463.72 psi			
Factor de Seguridad de Carga (FSC):		1				
Distribución de Carga por Eje (Categoría):		Liviano				
Carga por Eje (Ton-Kips)	Multiplicar por FSC	Repeticiones Esperadas	Análisis por Fatiga		Análisis por Erosión	
			Repeticiones Permisibles	Porcentaje de Fatiga %	Repeticiones Permisibles	porcentaje de Daño%
1	2	3	4	5	6	7
8. Esfuerzo Equivalente (kg/cm <sup>2</sup> ):		14.17	10. Factor de Erosión:		2.60	
9. Factor de Relación de Esfuerzos:		0.417				
<u>EJE SIMPLES</u>						
1.98	1.98	1,841,060.00	ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
2.43	2.43	371,142.07	ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
3.75	3.75	371,142.07	ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
4.85	4.85	34,184.14	ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
7.28	7.28	34,184.14	ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
15.43	15.43	90,343.79	ilimitado	0.00%	ilimitado	0.00%
24.25	24.25	70,810.00	170,000.00	41.65%	1,300,000.00	5.45%
11. Esfuerzo Equivalente (kg/cm <sup>2</sup> ):		12.070	13. Factor de Erosión:		2.694	
12. Factor de Relación de Esfuerzos:		0.355				
<u>EJE TANDEM</u>						
35.27	35.27	0.00	ilimitado	0.00%	0	0.00%
39.68	39.68	24,417.24	ilimitado	0.00%	2500000	0.98%
11. Esfuerzo Equivalente (kg/cm <sup>2</sup> ):		-	13. Factor de Erosión:		-	
12. Factor de Relación de Esfuerzos:		-				
<u>EJE TRIDEM</u>						
-	-	-	-	-	-	-
			<b>Total por Fatiga</b>	<b>41.65%</b>	<b>total por Erosión</b>	<b>6.42%</b>

Fuente: Elaboración Propia

#### 5.7.5.4. Resumen de Resultados Obtenidos.

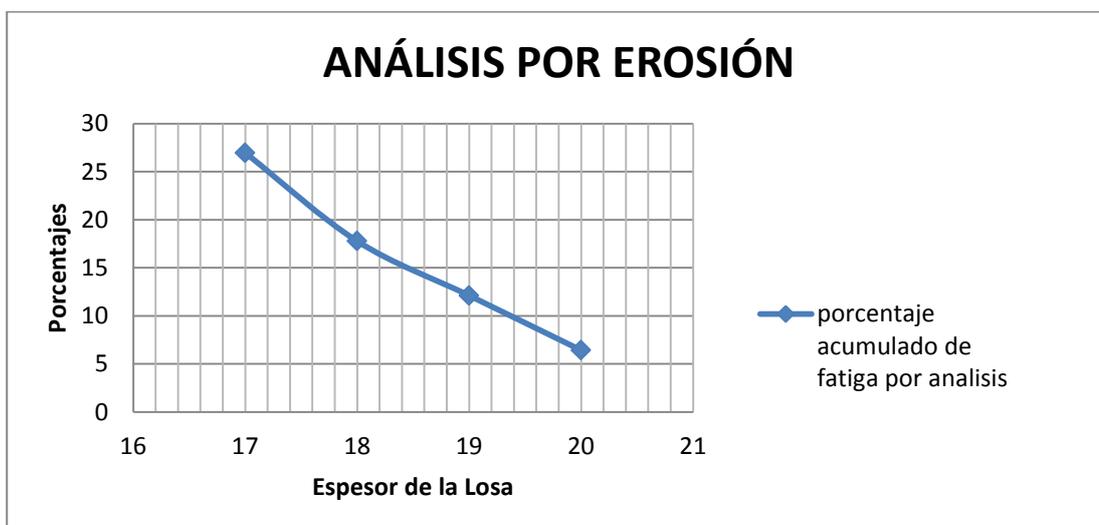
Como se muestra en las tablas de diseño calculados para espesores propuestos o asumidos E = 18, 19 y 20 cm se tiene los Gráficos 5.6 y 5.7 de análisis tanto por fatiga como por erosión que se muestran a continuación

Gráfica 5.6: Relación entre Análisis por Fatiga y los Espesores Estimados.



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.7: Relación entre Análisis por Erosión y los Espesores Estimados.



Fuente: Elaboración Propia

Del Análisis realizado de las sumatorias efectuadas tanto por fatiga como por erosión se determina el espesor de la losa de concreto, se considera sobre dimensionado cuando se aproxima a cero la sumatoria de porcentajes de los análisis y cuando supera el 100% son considerados inadecuados el diseño, es cuanto se tiene dos opciones próximos a tomar los valores de los espesores de la losa de concreto que son  $E = 19$  y  $20$  cm, de donde se toma el espesor de  **$E = 20$  cm.**

### 5.7.5.5. ELECCION FINAL DE ESPESOR DE PAVIMENTO RIGIDO

De los resultados obtenidos por ambos métodos de diseño en la determinación de espesor de pavimento rígido para el presente proyecto de tesis, considerando el proceso constructivo así como factores de seguridad los que proporcionan la duración y el funcionamiento de la estructura del pavimento eficiente durante su periodo de vida útil del mismo, los cuales podemos apreciar en la tabla 5.45.

Tabla 5.45: Espesor de diseño de pavimento.

Espesor de Pavimento		
Losa de C° (cm)	Sub Base (cm)	Total (cm)
20	20	40

*Fuente: Elaboración propia.*

## 5.8.DISEÑO DE JUNTAS Y REFUERZO DEL PAVIMENTO RÍGIDO.

### 5.8.1. Determinación de Juntas en el pavimento.

El diseño de juntas incluye la determinación del espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, la transferencia de cargas y los materiales de sellado. Su finalidad es evitar que las grietas inducidas por secado, temperatura y cambios en el contenido de agua se presenten de manera desordenada, sin patrones geométricos.

### 5.8.2. Juntas Transversales y Longitudinales.

Se tiene la relación entre largo y ancho de un tablero de losas debe estar entre los límites que se expresa según la Ecuación 2.4:

### 5.8.3. Cálculo de Separación Entre Juntas Transversales y Longitudinales.

Para determinar las dimensiones de las losas de concreto se tiene que ver la situación topográfica de la zona esto en la vía con una longitud por calles:

Realizando un bosquejo de las medidas de ancho de las calles se concluye con lo siguiente:

Para el cálculo de la separación entre juntas transversales consideramos la relación de para el caso de un carril del ancho para cada calle y de acuerdo a ello se realiza el reemplazo a la Ecuación 2.4 se tiene el siguiente cuadro:

$$0.71 < \frac{\text{largo de la losa}}{\text{ancho de losa}} < 1.4$$

$$0.71 < \frac{x}{2.73 \text{ m}} < 1.4$$

De donde los valores son:  $1.94 \text{ m} < x < 3.82 \text{ m}$ , se toma el valor de 3.50m de separación entre las juntas transversales

En caso del carril con ancho de 4.31 m se tiene y se efectúa en la Ecuación 2.5:

$$0.71 < \frac{x}{4.50 \text{ m}} < 1.4$$

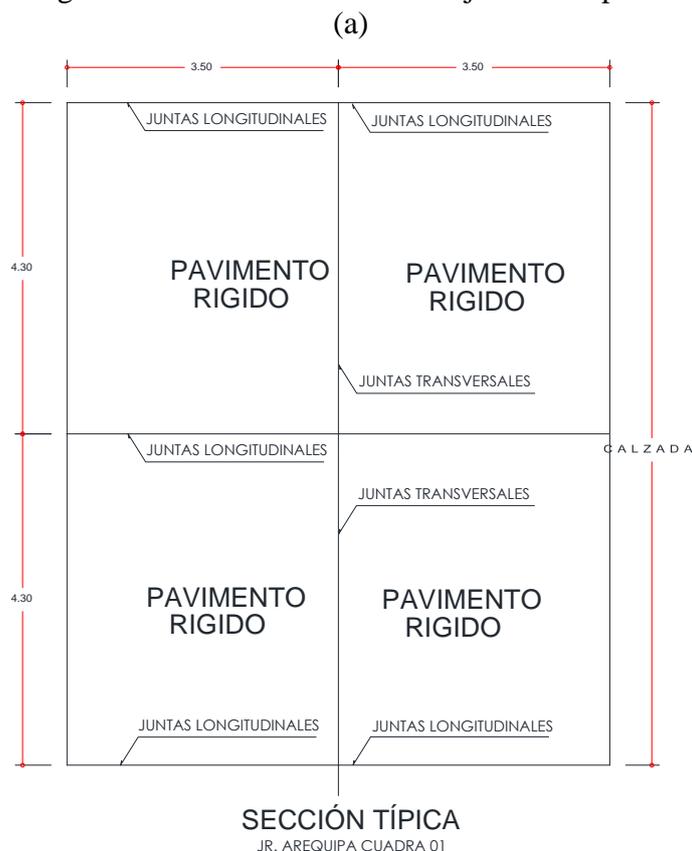
De donde los valores son:  $3.20 \text{ m} < x < 6.30 \text{ m}$ , se toma el valor de 3.50m de separación entre las juntas transversales, para ambos casos por proceso constructivo, para ello se tiene el siguiente esquema:

Tabla 5.46: cálculo de separación entre juntas

CALLES	ANCHO CALZADA	ANCHO CARRIL	LARGO MIN.	LARGO MAX.	LARGO CARRIL
JR .AREQUIPA 1	9.6	4.50	3.20	6.30	3.5
JR .AREQUIPA 2	7.78	3.59	2.55	5.03	3.5
JR. TUMBES	10.65	5.03	3.57	7.04	3.5
JR. SAN ANTONIO Cdra. 01	11.6	5.50	3.91	7.70	4.0
JR. SAN ANTONIO Cdra. 02	5.85	2.63	1.86	3.68	3.0
JR. ACORA	4.8	4.20	2.98	5.88	3.5
JR. AYACUCHO	3.23	2.63	1.87	3.68	3.0
JR. HUANUCO	6.06	2.73	1.94	3.82	3.0

Por consiguiente los valores adoptados son los que se muestran en la tabla 5.46 de la última columna, se toma el valor para cada calle, se toman estos valores por proceso constructivo entre las juntas transversales, para cada calle, para ello se tiene el siguiente esquema:

Figura 5.16: Detalle de diseño de juntas – separaciones.



#### 5.8.4. Factores que contribuyen a la Transferencia de Carga

##### a) Trabazón De Agregados

La trabazón de agregados depende de la resistencia al cortante entre las partículas del agregado en las caras de la junta, debajo del corte inducido en la junta. Este sistema de transferencia de carga es más efectivo para pavimentos construidos con una corta separación de las juntas y bases estabilizadas no erosionables o bases permeables que experimenten bajos volúmenes de tráfico pesado.

En general se recomienda dejar la transferencia de carga únicamente a la trabazón de agregados para proyectos con menos de 5 millones de ESAL's rígidos (Ejes Sencillos Equivalentes de 18 kips o 8.2 ton) o con un tráfico inferior a los 80 o 120 vehículos pesados diarios, ya que se ha encontrado con la experiencia que un tráfico mayor a este ya produce molestas fallas en las juntas, como lo son las diferencias de elevación, es decir que no empatan ambos lados de la junta.

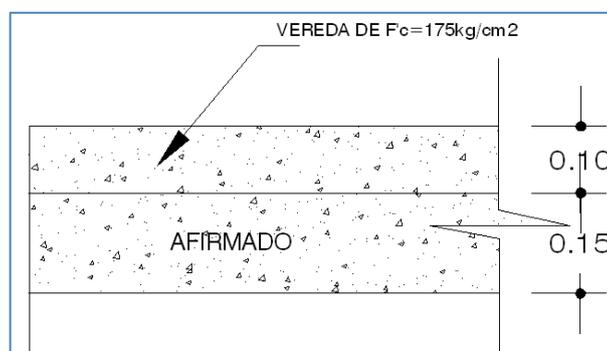
### 5.8.5. DISEÑO DE VEREDAS

El diseño de veredas se considera como pavimentos especiales ya que en ellos solo se tendrá a peatones (personas), de acuerdo a las consideraciones de la norma CE 010 se optan por las siguientes consideraciones de diseño:

- por proceso constructivo se ha optado para el presente proyecto un espesor de 0.10m. de espesor de losa de concreto en veredas.
- Vereda de concreto simple de  $f'c = 175\text{Kg/cm}^2$ , con un espesor de 0.10m.
- Sub base con las mismas características de la sub base del pavimento rígido correspondiente a la calzada con un CBR = 89% el cual es mayor al CBR = 30% que considera la Norma CE 010 Pavimentos Urbanos, y un espesor de 0.15m.

Con las consideraciones anteriores los espesores de la estructura de la vereda de diseño para el normal funcionamiento es como se muestra en la figura 5.17.

Figura 5.17: Sección de vereda de diseño.



### 5.9. DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE

El drenaje artificial es el conjunto de obras que sirve para captar, conducir y alejar del camino el agua que puede causar problemas. En general para construir una vía terrestre a fin de que estas obras cumplan con sus objetivos.

#### 5.9.1. Resumen de resultados del Estudio Hidrológico

En el capítulo de Estudios Hidrológicos se obtuvo los siguientes resultados, los cuales se utilizarán en el presente diseño. En la figura 5.18 se puede



### a. Aplicación de la fórmula del Método Racional

Se tiene los siguientes datos para la aplicación de la fórmula del método racional:

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (4.12)$$

Dónde:

- C = 0.43 Coeficiente de escorrentía.
- I = 11.44 mm/hr. (Intensidad máxima de la lluvia para un tiempo de concentración  $T_c = 35.11$  minutos, hallados de las curvas IDF).
- A = Las que se encuentran en la tabla 5.47.

Reemplazando los datos en la ecuación 4.12, se obtiene, se obtiene los datos que se muestran en la tabla 5.48.

Tabla 5.48: Caudales calculados para las Áreas tributarias.

Área Tributaria	Área Trib. A (m <sup>2</sup> )	Área Trib. A (Ha)	Coef. De Esc. C	Int. Máx. I (mm/hr)	Caudal Q (m <sup>3</sup> /seg)	Caudal Q (litros/seg)
A1	3510.09	0.35	0.43	11.44	0.0048	4.80
A2	3360.46	0.34	0.43	11.44	0.0046	4.59
A3	3789.92	0.38	0.43	11.44	0.0052	5.18
A4	2268.15	0.23	0.43	11.44	0.0031	3.10
A5	2265.20	0.23	0.43	11.44	0.0031	3.10
A6	4181.73	0.42	0.43	11.44	0.0057	5.71
A7	3548.32	0.35	0.43	11.44	0.0048	4.85
A8	3860.81	0.39	0.43	11.44	0.0053	5.28
A9	3973.75	0.40	0.43	11.44	0.0054	5.43
A10	3342.34	0.33	0.43	11.44	0.0046	4.57
A11	1108.08	0.11	0.43	11.44	0.0015	1.51
A12	1250.69	0.13	0.43	11.44	0.0017	1.71
A13	794.44	0.08	0.43	11.44	0.0011	1.09
A14	416.77	0.04	0.43	11.44	0.0006	0.57
A15	550.73	0.06	0.43	11.44	0.0008	0.75
<b>Total</b>	<b>38221.48</b>	<b>3.82</b>			<b>0.0522</b>	<b>52.23</b>

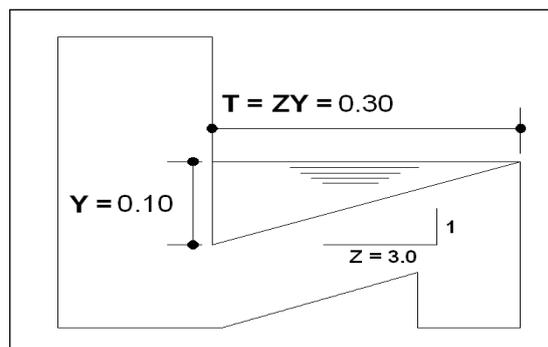
*Fuente: Elaboración propia.*

### 5.9.2. Diseño de la Cuneta

Se tomó en cuenta los siguientes valores adoptados:

- Adoptando un valor de  $Z = 3.0$ , evaluamos en caso de cumplir con las dimensiones propuestas se deberá de adoptar varias alternativas.
  - $Y = 0.10$  m.
  - $T = 0.30$  m.
- Coeficiente de rugosidad de Manning para cunetas:  $n=0.012$  (de la tabla 3.50)
- La sección de la cuneta planteada la podemos apreciar en la figura 5.19.

Figura 5.19: Sección de la cuneta planteada.



#### b. Evaluación de caudales

En esta sección realizamos una evaluación de caudales con las dimensiones de la cuneta triangular planteada y verificamos que el caudal encontrado por las áreas tributarias no exceda al caudal soportado por la sección de la cuneta triangular planteada, el cual podemos apreciar en la tabla 5.49

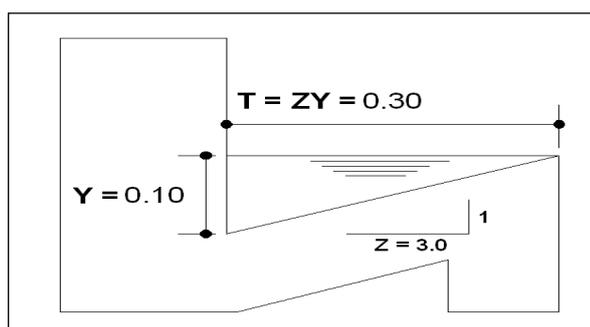
Tabla 5.49: Evaluación de caudales usando la ecuación de Manning.

Area	Longitud (m)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Pendiente S (m/m)	Z	Rugosidad Manning n	Tirante de agua Planteado Y (m)	Caudal Soportado por la sección Qs (Litros/seg)	Caudal Tabla 10.3 Q (Litros/seg)	Obs.
A1	132.13	3861.85	3854.82	5.32%	3.0	0.012	0.10	31.46	4.80	Qs > Q, BIEN!
A2	132.13	3861.85	3861.70	0.11%	3.0	0.012	0.10	4.60	4.59	Qs > Q, BIEN!
A3	130	3855.82	3855.33	0.38%	3.0	0.012	0.10	8.37	5.18	Qs > Q, BIEN!
A4	130	3855.82	3855.33	0.38%	3.0	0.012	0.10	8.37	3.10	Qs > Q, BIEN!
A5	146.5	3856.75	3855.28	1.00%	3.0	0.012	0.10	13.66	3.10	Qs > Q, BIEN!
A6	146.5	3856.75	3855.28	1.00%	3.0	0.012	0.10	13.66	5.71	Qs > Q, BIEN!
A7	105.76	3856.36	3855.07	1.22%	3.0	0.012	0.10	15.06	4.85	Qs > Q, BIEN!
A8	96.63	3864.98	3855.86	9.44%	3.0	0.012	0.10	41.90	5.28	Qs > Q, BIEN!
A9	96.63	3864.98	3855.86	9.44%	3.0	0.012	0.10	41.90	5.43	Qs > Q, BIEN!
A10	123.14	3861.69	3855.15	5.31%	3.0	0.012	0.10	31.43	4.57	Qs > Q, BIEN!
A11	123.14	3861.69	3855.15	5.31%	3.0	0.012	0.10	31.43	1.51	Qs > Q, BIEN!
A12	78.56	3857.69	3854.50	4.06%	3.0	0.012	0.10	27.48	1.71	Qs > Q, BIEN!
A13	78.56	3857.69	3854.50	4.06%	3.0	0.012	0.10	27.48	1.09	Qs > Q, BIEN!
A14	68.96	3859.79	3855.04	6.89%	3.0	0.012	0.10	35.80	0.57	Qs > Q, BIEN!
A15	68.96	3859.79	3855.04	6.89%	3.0	0.012	0.10	35.80	0.75	Qs > Q, BIEN!
	1657.6	100.00						<b>368.41</b>	<b>52.23</b>	

Fuente: Elaboración propia.

Analizando los resultados de la tabla 5.49 en donde se puede apreciar que el caudal soportado por la sección triangular, es mayor al caudal que se concentra por la precipitación de aguas pluviales en el área de influencia crítico de los jirones indicados, por lo tanto la sección final de cuneta que adoptamos es la que se muestra en la figura 5.20.

Figura 5.20: Sección final de cuneta.

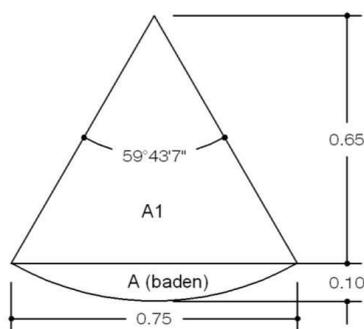


### 5.9.3. Diseño de Badenes

De acuerdo al análisis de la sección de la cuneta de sección triangular de área igual a A (cuneta triangular) = 0.015m<sup>2</sup>, la condición del diseño de un badén es que el área del badén debe de ser mayor ó igual al área de la cuneta

triangular por lo que la cuneta propuesta es de sección semicircular como se puede apreciar en la siguiente figura:

Figura 5.21: Sección de badén de flujo de agua propuesto



Para que la sección de badén propuesto debe cumplir la condición:

$$A(\text{cuneta triangular}) \leq A(\text{Baden})$$

$$Asc = \frac{\pi R^2 \theta}{360} \tag{9.1}$$

$$A(\text{baden}) = Asc = A1 \tag{9.2}$$

Dónde:

Asc = Área de sección

circular.

R = Radio de sección circular.

$\theta$  = Angulo de sección circular en grados sexagesimales.

A1 = Área del triángulo.

Reemplazando los valores tenemos:

$$Asc = \frac{\pi 0.75^2 (59^\circ 43' 7'')}{360^\circ} = 0.2928m^2$$

$$A1 = \frac{0.75 * 0.65}{2} = 0.2438m^2$$

$$A(\text{baden}) = 0.2928 - 0.2438 = 0.049\text{m}^2$$

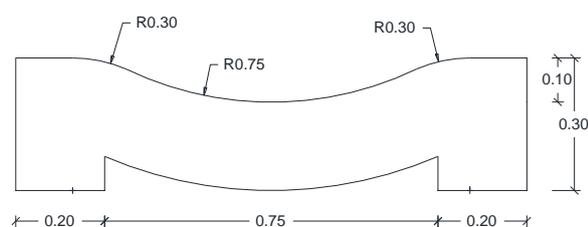
$$A(\text{cuneta triangular}) = \frac{0.10 * 0.30}{2} = 0.015\text{m}^2$$

Por lo tanto se comprueba lo siguiente:

$$A(\text{cuneta triangular}) < A(\text{Baden})$$

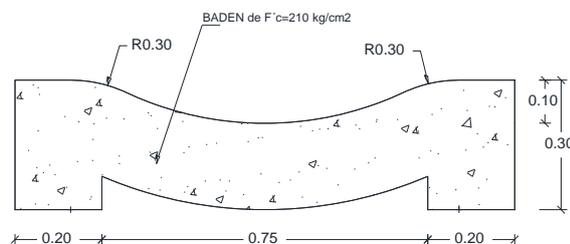
De tal forma que la sección preliminar del badén de evacuación de aguas pluviales es como se muestra en la siguiente figura:

Figura 5.22: Sección preliminar de badén



Sobre el badén se efectuara la circulación de unidades móviles para a los cuales se les debe de evitar la distorsión en la conducción en lo más mínimo posible de tal modo que en la unión de la sección semicircular con la superficie de la estructura del pavimento se le debe dotar de una transición semicircular, por otro lado la resistencia a la compresión del concreto a utilizar es 210 Kg/cm<sup>2</sup>, como se puede apreciar en la sección final de diseño de badén.

Figura 5.23: Sección final de diseño de badén.



### 5.10. DISEÑO DE SARDINELES

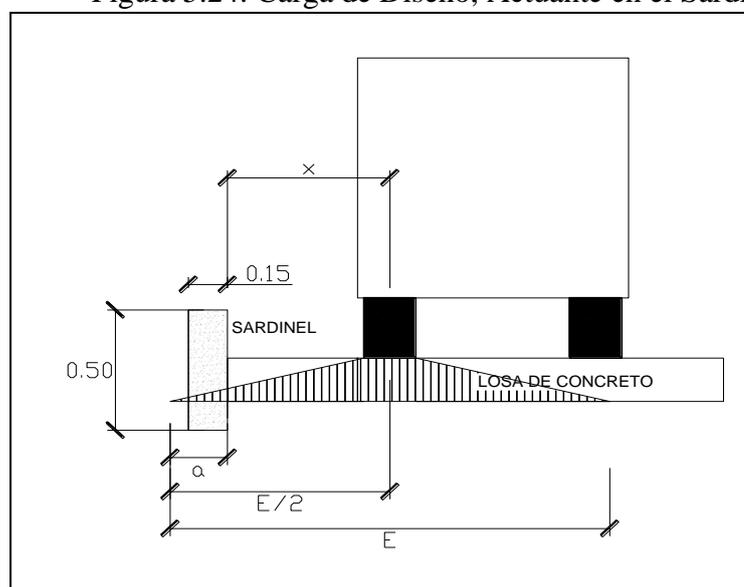
Respecto al diseño de los Sardineles se considera cargas de empujes pasivos y activos que sufre la estructura del sardinel con el propósito de proporcionar soporte lateral y seguridad.

La estabilidad se debe principalmente a su peso propio y al del material que se encuentra directamente sobre su base.

La falla que sufre estos tipos de estructuras es comúnmente la falla por volteo. Cabe mencionar que el esfuerzo por empuje activos son mínimas que no inciden en el diseño del sardinel, de manera significativa, por los espesores de los estratos que cuenta, y como se tiene un estrato de suelo estabilizado evitando desbordes laterales.

En caso contrario el mayor factor para que estos elementos falles es por la acción del vehículo o carga vehicular al acercamiento a estos elementos, todo ello parte del momento que no es adsorbido por la losa del pavimento cuando la rueda se encuentra cerca.

Figura 5.24: Carga de Diseño, Actuante en el Sardinel.



Fuente: elaboración propia

Dónde:

E: Ancho efectivo, Es el ancho de losa sobre la cual actúa la carga del vehículo específicamente de la rueda del camión o semitrayler.

$$E = 1.219 + 0.06L$$

Considerando que  $E \leq 2.13m$ .

Reemplazando en la Ecuación anterior se tiene lo siguiente.

$$E = 1.219 + 0.06 * 4.5 = 1.50m \leq 2.13$$

L: la Luz efectiva de la losa del pavimento,  $L=4.5m$ .

x: Acercamiento permitido de la rueda al sardinel.

a: distancia de incidencia de las cargas;

$$a = 0.5E - x$$

Entonces se tiene de la Ecuación

$$a = 0.5 * 1.50 - 0.20 = 0.55 m$$

En la aplicación de sobre más significativo es la carga de un vehículo tipo semitrayer:

Figura 5.25: Peso Máximo por Eje (Pt).

Conjunto de eje(s)	Nomenclatura	Simbología	Nº de Neumáticos	GRAFICO	Peso máximo por eje(s) (t.)
Simple	1RS		02		7
Simple	1RD		04		11
Doble	2RD		08		18
Triple	1RS+2RD		10		23

Fuente: Elaboración Propia

Se tiene del cuadro anterior que de un eje triple  $P = 2.3tn$  por llanta.

Dónde:

$$P' = P(0.5E - x)/E$$

$P'$  = Carga de diseño en el sardinel.

se tiene.

$$P' = \frac{2,300(0.5 * 1.5 - 0.20)}{1.5} = 843.33 \text{ kg}$$

Peso propio del elemento, peso específico del concreto es 2,400kg/m<sup>3</sup>

$$P1 = 2,400 * .15 * .5 = 180 \text{ kg}$$

De la estabilidad del sardinel en función a las cargas más incidentes en estos elementos, para lo cual se tiene el cuadro para el cálculo de momentos.

Tabla 5.50: Distribución de Cargas Actuantes.

	Pi (kg)	Brazo de giro (m)	Momento (kg m)
P'	843.33	0.15	126.45
P1	180.00	0.075	13.5
TOTAL	1023.33	0.1575	139.99

Fuente: Elaboración Propia

Entonces el momento  $Mu = 139.99 \text{ kg m} = 1.39\text{kg cm}$ .

Entonces se identifica el valor de la fuerza cortante.  $Vu = 1,023.33 \text{ kg}$

Mediante el diseño por fuerza cortante.

Resistencia ultima al cortante del concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}(bd)$$

Reemplazando en la ecuación anterior se tiene lo siguiente.

$$V_c = 0.53\sqrt{175}(15 * 100) = 10,516.86 \text{ kg}$$

De donde el valor de  $Vu \leq Vc$  implica que no requiere más refuerzo, como considerar acero en el espesor de sardinel analizado.

**DATOS EMPLEADOS PARA EL DISEÑO:**

Se tiene una Vereda de ancho de 1.00m a 1.40m con sardineles de ancho 0.15 m con una resistencia del concreto  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ , De acuerdo a la NTE C.E. 010 PAVIMENTOS URBANOS, Cap. 4 Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos.

### 5.11. MEJORAMIENTO DE LA SUB RASANTE

En la etapa de estudio se determina el CBR de diseño, considerando que este se encuentra al 95% de la máxima densidad seca, es probable que se presenten suelos de baja capacidad de soporte que se encuentren por debajo de este nivel de compactación siendo así la resistencia ofrecida es inferior a la supuesta, también se encontrara suelos cuya humedad se aleje demasiado del optimo contenido de humedad de la misma manera esto originara que la compactación de este suelo natural no sea la supuesta en la etapa de diseño.

Siendo que no se puede determinar la verdadera resistencia en sus condiciones naturales de densidad y humedad, ya que el ensayo de CBR se trabaja bajo condiciones óptimas y posteriores saturado, se trata en lo posible de eliminar todo suelos calificando como muy pobre y pobre.

El estudio de mecánica de suelos establece un Perfil Estratigráfico en el suelo de fundación está conformado por suelos limosos y arcillas de tipo ML, MH, OH y CL en la clasificación SUCS y en la clasificación AASTHO A-7-5(6), con una cobertura de relleno de 0.30 m de suelo diseminado y contaminado.

Determinación de altura de mejoramiento de la sub rasante

El CBR del material granular para el mejoramiento de la sub rasante al 95% MDS es de 37% por lo tanto tomamos el siguiente criterio.

En la etapa constructiva no es practico ni técnico trabajar en espesores menores a <30 cm. Tratándose de materiales granulares aun cuando el cálculo arroje menores a estos. Razón por la que se recomienda un espesor uniforme para todo tipo de mejoramiento de la estructura del pavimento el espesor seria de 30cm de la sub rasante. Lo que garantizara la estabilidad del pavimento tanto en la capacidad de soporte como en compactación.

De esta manera se garantizara que la estructura del pavimento este conformado por capas consolidadas así como mejoramiento de sub rasante. Flores A.J (Tesis estudio y diseño de pavimentos).

#### ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

Carpeta Asfáltica	e=	20 cm.
Sub Base	e=	20 cm.
Sub rasante	e=	30 cm.

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### CONCLUSIONES

- El desarrollo de la Tesis Profesional es muy importante porque nos permite correlacionar la teoría y la práctica, el enlace de la formación académica y la sociedad en donde se plasma los conocimientos adquiridos planteando soluciones a los problemas y demandas de la población.
- La ejecución de estudios de ingeniería en la zona de estudio, ha permitido obtener resultados determinantes para la elaboración de los diseños; como diseño geométrico, diseño de pavimento, diseño hidráulico, diseño estructural de la vía, diseño de mezclas, estudio hidrológico, estudio de tránsito, estudio de suelos y cantera.
- Se ha realizado el diseño de pavimento rígido, bajo los dos métodos de mayor vigencia y aceptación dentro de los propuestos para el caso, como son el método AASHTO 93 y PCA para losa de concreto  $F_c'210 \text{ kg/cm}^2$ , con resultados de espesores de 8" (20 cm) y una Sub Base de 8" (20 cm), de donde se concluye asumir estos resultados para el presente proyecto, así mismo satisface las exigencias estructurales del pavimento.
  - Para el área de estudio se ha realizado el aforo de vehículos teniendo como resultado, TPDS de 83 Vehículos/día y un TPDA de 97 Vehículos/día, se ha determinado que el tránsito está constituido principalmente por autos y camionetas panel así como camionetas rurales, valores calculados tomando en cuenta el Reglamento Nacional de Vehículos aprobado por D.S. N° 058-2003-MTC, anexo IV Pesos.

- La ubicación de calicatas en el estudio de vías urbanas es muy importante y la elección debe realizarse en puntos estratégicos como pueden ser en esquinas, intersecciones, lugares donde no exista instalaciones de agua ó desagüe en donde se puede ocasionar problemas, así mismo el material no sea indicado para los ensayos de suelos.
- Se ha elaborado el expediente técnico de acuerdo a los resultados obtenidos de los estudios de ingeniería levantamiento topográfico, estudio geotécnico, estudio hidrológico, estudio de tránsito, considerando los cálculos de diseño geométrico, diseño de pavimento, diseño hidráulico, diseño estructural de la vía y diseño de mezclas.
- El correcto uso de los programas de cómputo y el análisis del mismo es una gran ayuda y reduce tiempos para el cálculo de procedimientos matemáticos.

## RECOMENDACIONES

- En vista de que se ha observado la deficiencia de buenos estudios definitivos de ingeniería por lo que se recomienda el desarrollo de los estudios en el área de ingeniería con mucho énfasis y análisis, para que en lo posterior no se tenga dificultades en la etapa de ejecución y elaboración de proyectos.
- la recopilación de datos en el campo de trabajo de la zona de estudio del proyecto deben recabarse con bastante cuidado, esta información será necesaria y determinante, para el desarrollo de un proyecto.
- El estudio de tráfico es un factor importante para diseño del pavimento, por lo que se recomienda realizar un estudio adecuado del aforo vehicular.
- las calicatas son puntos de investigación que se deben ubicar preferentemente en cruces de vías, pudiendo emplearse puntos intermedios que permitan un aseguramiento a largo de la vía.
  - Se recomienda los siguientes criterios en la parte de desarrollo de los estudios definitivos.
  - Tener en cuenta la relación para el cálculo de la separación entre juntas y para la transferencia de carga se recomienda tener en cuenta los factores que contribuyen a esta, requiere pasajuntas a tráficos superiores a los 120 vehículos pesados diarios o más de  $5 E+6$  de ESAL's.
  - Para el diseño de cunetas se recomienda usar la norma OS 060 de drenaje pluvial urbano y la sección más óptima es aquella que evacua mayor cantidad de caudal de agua pero para el diseño se opta por el superior inmediato del caudal de aguas pluviales que genera las áreas tributarias
  - Para el diseño geométrico de la vía se recomienda usar el manual de diseño geométrico de vías urbanas (DG-2013) y tener cuidado al momento de la clasificación de la vía.
  - Para el diseño de vereda tener en cuenta la norma C.E. 010 Pavimentos Urbanos,
- Se recomienda realizar el control de diseño de mezclas durante el proceso de construcción del pavimento, para garantizar la vida útil del pavimento tal como indica en el expediente técnico.

## GLOSARIO DE TERMINOS

**AGREGADO FINO:** Material proveniente de la desintegración natural ó artificial de partículas cuya granulometría es determinada por las especificaciones técnicas correspondientes. Por lo general pasa la malla N° 4 (4,75 mm) y contiene finos.

**AGREGADO GRUESO:** Material proveniente de la desintegración natural ó artificial de partículas cuya granulometría es determinada por las especificaciones técnicas correspondientes. Por lo general es retenida en la malla N°4 (4,75 mm).

**ACERA:** Parte de una vía urbana ó de un puente destinada exclusivamente al tránsito de peatones. También se denomina vereda.

**ÁREA DE TRABAJO:** Superficie de terreno comprendida dentro de un perímetro donde se efectúa una obra y sus instalaciones complementarias tales como: almacenes, canteras, polvorines, accesos, depósitos de material excedente, plantas de producción de materiales, etc.

**BADÉN:** Estructura construida con piedra y/o concreto para permitir el paso vehicular sobre quebradas de flujo estacional ó de flujos de agua menores. A su vez, permiten el paso de agua, materiales y de otros elementos sobre la superficie de rodadura.

**BENCH MARK (BM):** Referencia topográfica de coordenada y altimetría de un punto marcado en el terreno, destinado a servir como control de la elaboración y replanteo de los planos de un proyecto vial.

**BERMA:** Franja longitudinal, paralela y adyacente a la superficie de rodadura de la carretera, que sirve de confinamiento de la capa de rodadura y se utiliza como zona de seguridad para estacionamiento de vehículos en caso de emergencia.

**BOTADERO:** Lugar elegido para depositar desechos de forma tal que no afecte el medio ambiente.

**CALICATA:** Excavación superficial que se realiza en un terreno, con la finalidad de permitir la observación de los estratos del suelo a diferentes profundidades y eventualmente obtener muestras generalmente disturbadas.

**CUARTEO:** Procedimiento de reducción del tamaño de una muestra.

**CANTERA:** Deposito natural de material apropiado para ser utilizado en la

construcción, rehabilitación, mejoramiento y/o mantenimiento de las carreteras.

**CARRIL:** Parte de la calzada destinada a la circulación de una fila de vehículos en un mismo sentido de tránsito.

**CURADO DE CONCRETO:** Proceso que consiste en controlar las condiciones ambientales (especialmente temperatura y humedad) durante el fraguado y/o endurecimiento del concreto ó mortero.

**DURABILIDAD:** Propiedad de un material ó mezcla para resistir desintegración por efectos mecánicos, ambientales ó de tráfico.

**EXPEDIENTE TÉCNICO DE OBRA:** Conjunto de documentos que comprende: memoria descriptiva, especificaciones técnicas, planos de ejecución de obra, metrados, presupuesto, valor referencial, análisis de precios, calendario de avance, fórmulas polinómicas y, si el caso lo requiere, estudio de suelos, estudio geológico, de impacto ambiental u otros complementarios

**EJE DE LA CARRETERA:** Línea longitudinal que define el trazado en planta, el mismo que está ubicado en el eje de simetría de la calzada. Para el caso de autopistas y carreteras duales el eje se ubica en el centro del separador central.

**ENCOFRADO:** Apoyos temporales para mantener el concreto fresco en el lugar hasta que se endurezca en tal grado que se pueda auto soportar (cuando la estructura es capaz de soportar sus cargas muertas).

**FRAGUADO:** Proceso de una mezcla de concreto ó mortero para alcanzar progresivamente la resistencia de diseño.

**GRANULOMETRÍA:** Representa la distribución de los tamaños que posee el agregado mediante el tamizado según especificaciones técnicas.

**HIDRATACIÓN:** Formación de un compuesto por combinación de agua en otras sustancias.

**JUNTA:** Separación establecida entre dos partes contiguas de una obra, para permitir su expansión ó retracción por causa de las temperaturas ambientes.

**LÍMITE PLÁSTICO:** Contenido de agua de un suelo entre el estado plástico y el semi- sólido.

**LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO:** Conjunto de operaciones de medidas

efectuadas en el terreno para obtener los elementos necesarios y elaborar su representación gráfica.

**LÍMITE LÍQUIDO:** Contenido de agua del suelo entre el estado plástico y el líquido de un suelo.

**METRADO:** Cuantificación detallada por partidas de las actividades por ejecutar ó ejecutadas en una obra.

**MUESTREO:** Investigación de suelos, materiales, asfalto, agua etc., con la finalidad de definir sus características y/o establecer su mejor empleo y utilización.

**OBRA:** Infraestructura vial ejecutada en un área de trabajo, teniendo como base un Expediente Técnico aprobado, empleando generalmente recursos: mano de obra, materiales y equipo.

**OBRAS DE DRENAJE:** Conjunto de obras que tienen por fin controlar y/o reducir el efecto nocivo de las aguas superficiales y subterráneas sobre la vía, tales como: alcantarillas, cunetas, badenes, subdrenes, zanjas de coronación y otras de encauzamientos.

**PAVIMENTO:** Estructura construida sobre la sub rasante de la vía, para resistir y distribuir los esfuerzos originados por los vehículos y mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para el tránsito. Por lo general está conformada por las siguientes capas: sub base, base y rodadura.

**PAVIMENTO FLEXIBLE:** Constituido con materiales bituminosos como aglomerantes, agregados y de ser el caso aditivos.

**PAVIMENTO RÍGIDO:** Constituido por cemento Portland como aglomerante, agregados y de ser el caso aditivos.

**PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA):** Conjunto de obras diseñadas para mitigar ó evitar los impactos negativos de las obras de la carretera, sobre la comunidad y el medio ambiente. Las obras PMA deben formar parte del proyecto de la carretera y de su presupuesto de inversión.

**PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA (PIP):** Toda intervención limitada en el tiempo que utiliza total ó parcialmente recursos públicos, con el fin de crear, ampliar, mejorar, modernizar, ó restablecer la capacidad productora de bienes ó servicios; cuyos beneficios se generen durante la vida útil del proyecto y éstos sean independientes de

los de otros proyectos.

**PROYECTISTA:** Persona natural ó jurídica, que la Entidad encarga ó contrata para la elaboración de los documentos relativos a un proyecto.

**RED VIAL:** Conjunto de carreteras que pertenecen a la misma clasificación funcional (Nacional, Departamental ó Regional y Vecinal ó Rural)

**SARDINEL:** Encintado de concreto, piedra u otros materiales, que sirve para delimitar ó confinar la calzada ó la plataforma de la vía. También se utiliza en puentes para advertir al usuario y como defensa de la estructura contra los impactos que puede originar un vehículo.

**SECCIÓN TRANSVERSAL:** Representación gráfica de una sección de la carretera en forma transversal al eje y a distancias específicas.

**VEHICULO:** Cualquier componente del tránsito cuyas ruedas no están confinadas dentro de rieles.

**VELOCIDAD DE DISEÑO:** Máxima velocidad con que se diseña una vía en función a un tipo de vehículo y factores relacionados a: topografía, entorno

**VIDA ÚTIL:** Lapso de tiempo previsto en la etapa de diseño de una obra vial, en el cual debe prestar servicios en condiciones adecuadas bajo un programa de mantenimiento.

## BIBLIOGRAFIA

- AASHTO, G. (1993). Diseño de Estructuras de Pavimentos Rígidos.
- Abanto Castillo, F. (2003). *Tecnología del Concreto*. Lima: San Marcos.
- BRAJA M, Das. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico.
- Chereque Moran, W. (1980). *Hidrología*. Lima: CONCYTEC.
- Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos ICG.
- E.Bowles, J. (1980). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. (2ª Edición),. Bogota, Colombia: McGRAW-HILL Latinoamérica, S.A.
- Fonseca Montejó, A. (2006). *ingeniería de pavimentos para carreteras*. Tercera Edición, Tomo I.
- H. Calo, D. *Diseño de Pavimentos Rígidos, Instituto del Cemento Portland*. Argentina.
- Ibañez, W. *Costos y Tiempos en Carretera*. Lima.
- *INEI Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda*.
- L.LONTOP, B. (2007). *Manual de Topografía General*. Lima.
- Menendez Acurio, J. R. (2012). *Ingeniería de Pavimentos*. Lima: ICG.
- Mora Q., S. (1998). *Pavimentos de Concreto Hidráulico; FIC - UNI ASOCEM*.
- MTC. (2013). manual de carreteras, especificaciones técnicas generales para construcción (EG-2013). LIMA.
- MTC. (2016). Manual de Ensayo de Materiales. Lima.
- *Norma O.S. 060 Drenaje Superficial Urbano (RNE)*.
- NORMA TÉCNICA CE. 010PAVIMENTOS URBANOS 2010  
EXPLORACIONES EN EL CAMPO.
- Reglamento Nacional de Vehículos (D.S. N° 058-2003-MTC) modificada por el D.S. N° 002- 2005-MTC.
- Rivva Lopez, E. (1992). *Diseño de Mezclas*. Lima.
- VCHIS.A. (2004). MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO DE VIAS URBANAS - 2005. Lima: MDGVU.
- Villón Bejar, M. (2002). *Hidrología*. Lima: Villón, Segunda Edición.
- Vivar Romero, G. (1995). *Diseño y Construcción de Pavimentos*. Lima.
- Ordoñez A. Minaya S. (2005) Diplomado en Diseño, Construcción y Supervisión

de Proyectos en Pavimentos Asfálticos, (1ª Edición) Perú, UNI.

- RNE (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Vehículos aprobado por D.S. 058-2003-MTC.
- SENCICO (2008), “Norma Técnica de Edificación – Habilitaciones Urbanas – Componentes Estructurales - CE.010: Pavimentos”.
- Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) “ Costos y Presupuestos en Edificaciones ”
- Manual de Carreteras - Especificaciones Técnicas Generales para Construcción - EG-2013 - (Versión Revisada – a Junio 2013).
- <http://www.Wikipedia> geografía del Perú (Puno).
- Manual de ensayo de materiales, edición Mayo 2016.



## ANEXO A

# ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)



## ANEXO B

# ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



## ANEXO C

# EXPEDIENTE TÉCNICO