UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Propuesta de diseño de un pavimento rígido conformado de agregados marginales con presencia de cenizas volcánicas para el proyecto:
Mejoramiento de carretera Moquegua – Omate - Arequipa, Tramo II, sector 1

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Ayquipa Espinoza, Lorena Estefanny 0000-0001-5788-2313

Vilca Benavente, Branixa Nataly 0000-0002-2703-9744

ASESOR

Lazo Lázaro, Guillermo 0000-0002-7968-7858

Lima, 17 de Julio del 2020

DEDICATORIA

La presente tesis va dedicada a Dios por haber iluminado mi camino permitiéndome llegar hasta este momento, a mis padres Kati Benavente Cárdenas y Pedro Vilca Aima quienes supieron guiarme y enseñarme que toda meta es posible de alcanzar si uno se lo propone, a mi hermana Katherine Vilca Benavente por motivarme a cada día ser mejor y plantearme nuevos retos, por brindarme su apoyo incondicional, comprensión, por no dejarme alentar en esos momentos difíciles y sobre todo por siempre creer en mí.

Branixa Nataly Vilca Benavente.

La presente tesis va dedicada en primer lugar a Dios, por siempre estar a mi lado y darme las fuerzas de seguir adelante así encuentre tropiezos en mi vida. A mis padres María Espinoza de la Puente y Jesús Ayquipa Salazar porque siempre estuvieron a mi lado brindándome su apoyo y sus consejos para hacer de mí una mejor persona. A mi hermana Diana Ayquipa Espinoza por siempre protegerme y decirme las cosas cuando me equivoco para poder ser mejor cada día. .

Lorena Estefanny Ayquipa Espinoza

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestra más sincera gratitud al Ingeniero Guillermo Lazo Lázaro por guiarnos en cada paso que dábamos para concretar en presente manuscrito, así mismo agradecemos al técnico Jennierfer Gamarra Villafuerte por su apoyo y disposición a ayudarnos a llevar a cabo los ensayos requeridos para la validación de la presente tesis.

De igual manera, agradecemos a nuestros docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, por habernos brindado sus conocimientos a lo largo de la nuestra carrera en pregrado. Además de agradecer a la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas por las facilidades de poder usar los laboratorios de la Sede de Monterrico.

RESUMEN

En el Perú existen zonas afectadas por la geología volcánica ya que disponen de insumos naturales llamados cenizas volcánicas. Este es un material formado por pequeños fragmentos de lavas silíceas de granos finos de colores blanquecinos, blandos y deleznales. Suelen presentar diversos grados de cementación, de tipo fisil, lo que los identifica en la categoría de suelos colapsables. Es por ello, que para la construcción del pavimento se requiere realizar la estabilización o mejoramiento de la subrasante para el siguiente proyecto que se desarrolla entre Arequipa y Moquegua.

La presente investigación tiene como objetivo evaluar el uso de agregados marginales con cenizas volcánicas para el diseño de losa de concreto hidráulico referida, la misma que como estructura será evaluada con los resultados del módulo de flexión y esfuerzo crítico.

Los resultados demostraron que, en la caracterización de agregados finos al contener cenizas volcánicas, no cumplan con todos los requerimientos propuestos en la norma peruana (EG-2013) del manual de carreteras. Sin embargo, el American Concrete Institute (ACI) incorpora excepciones para condiciones particulares de los áridos, posibilitando su uso a partir del cumplimiento de la resistencia y durabilidad requerida.

Se propuso realizar el diseño de una mezcla de concreto para una resistencia teórica de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo, al ensayar las probetas a los 28 días de curado se obtuvo una resistencia de $f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$ esto se debe a la estrecha relación positiva que presenta la ceniza volcánica con el cemento puzolánico empleado para la mezcla.

Palabras clave: Cenizas Volcánicas; Pavimento rígido; Agregados marginales; Suelo colapsable; Concreto Hidráulico.

Design proposal of a rigid pavement made of marginal aggregates with presence of volcanic ash for the project: Improvement of road Moquegua - Omate - Arequipa, section II, sector 1

ABSTRACT

In Peru there are areas affected by volcanic geology and that have natural inputs called volcanic ash. This is a material formed by small fragments of siliceous lavas of fine grains of whitish, soft and delectable colors. They usually present varying degrees of cementation, of the fisile type, which identifies them in the category of collapsible soils. That is why, for the construction of the pavement it is necessary to perform the stabilization or improvement of the subgrade for the next project that is developed between Arequipa and Moquegua.

The purpose of this research is to evaluate the use of marginal aggregates with volcanic ash for the design of the loss of referred hydraulic concrete, which will be determined as a structure with the results of the flexural and critical stress module.

The results showed that, in the characterization of fine aggregates containing volcanic ash, they do not require all the requirements proposed in the Peruvian standard (EG-2013) of the road manual. However, the American Concrete Institute (ACI) incorporates the specific conditions of the aggregates, which allows its use based on compliance with the required strength and durability.

It was proposed to design a concrete mix for a theoretical strength of $f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$. However, when testing the probes after 28 days of curing, a resistance of $f'c = 380 \text{ kg / cm}^2$ was obtained, due to the close positive relationship between volcanic ash and the pozzolanic cement used for the mixture.

Keywords: Volcanic ash; Rigid pavement; Marginal aggregates; Collapsible soil; Hydraulic concrete.

TABLA DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN.....	1
ANTECEDENTES	2
PROBLEMÁTICA	2
ESTADO DEL ARTE.....	4
HIPÓTESIS	
OBJETIVO GENERAL	5
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
DESCRIPCIÓN DEL CONTENIDO	6
1. CAPITULO I: MARCO TEÓRICO.....	7
1.1 PROBLEMA GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS	7
1.2 TIPOS DE SUELOS ESPECIALES SEGÚN SU COMPORTAMIENTO	8
1.2.1 Suelos estructuralmente inestables o metaestables.....	9
1.2.1.1 Suelos licuables.....	9
1.2.1.2 Suelos expansivos	10
1.2.1.3 Suelos Colapsables.....	11
1.2.1.3.1 Características comunes:.....	11
1.2.1.3.2 Definición de suelo colapsable	11
1.2.1.3.3 Efectos	12
1.2.1.3.4 Suelos colapsables por humedecimiento	12
1.2.1.3.5 Mecanismo de colapso	13
1.3 GEOLOGÍA DE MATERIALES VOLCÁNICOS.....	14
1.3.1 Cenizas Volcánicas.....	14
1.4 PAVIMENTO	15
1.4.1 Tipos de Pavimento	15
1.4.1.1 Pavimento Flexibles.....	16
1.4.1.2 Pavimento Semirrígidos.....	16
1.4.1.3 Pavimento Rígidos	16
1.4.2 Diseño de Pavimento Rígido	18
1.4.2.1 Métodos para el Diseño de pavimentos	18
1.4.2.2 Metodología AASHTO 1993	19

1.5	CONCRETO HIDRÁULICO	25
1.5.1	Materiales conformantes en la mezcla de concreto	26
1.5.1.1	Cemento	26
1.5.1.1.1	Cemento Portland Pozolánico (IP).....	26
1.5.1.2	Agregados Marginales	28
1.5.1.3	Agua	28
1.5.1.4	Aditivos.....	29
1.5.2	Propiedades físicas y mecánicas del concreto	29
1.5.2.1	Propiedades del concreto no endurecido.....	29
1.5.2.2	Propiedades del concreto endurecido.....	30
1.5.2.2.1	Resistencia en compresión	30
1.5.2.2.2	Resistencia en tensión y flexión.....	30
1.5.3	Índices de calidad del concreto.....	30
1.5.3.1	Resistencia del concreto	31
1.5.3.2	Durabilidad del concreto	31
1.5.4	Diseño según ACI.....	32
2.	CAPÍTULO II: METODOLOGÍA	33
2.1	TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	33
2.2	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES	33
2.3	PROCEDIMIENTO	33
3.	CAPÍTULO III: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	35
3.1	CARACTERIZACIÓN Y CONTROL DE CALIDAD DEL TERRENO DE FUNDACIÓN CON PRESENCIA DE CENIZA VOLCÁNICA	35
3.1.1	Ensayos para el control de calidad	35
3.1.1.1.	Análisis granulométrico de agregado fino por tamizado NTP 339.128 /ASTM D422	35
3.1.1.2.	Límites de consistencia de suelos NTP 339.129/ASTM D4318.....	37
3.1.1.3	Contenido de humedad de suelos NTP 339.127/ASTM D2216	37
3.1.1.4	Ensayo de Compactación Proctor Modificado NTP 339.141/ASTMD1557	37
3.1.1.5	Ensayo CBR de suelos compactados NTP 339.145/ASTM D1883	39
3.1.1.6	Densidad In Situ- Método Cono de Arena NTP 339.143 / ASTM D 1556	

3.1.1.7	Ensayo CBR de suelos compactados a la densidad natural NTP 339.145/ASTM D1883.....	
3.1.1.8.	Ensayo de petrografía.....	
3.1.1.9.	Validación de resultados de la calidad del suelo con presencia de ceniza volcánica en base a su resistencia.	47
3.2	CARACTERIZACIÓN Y CONTROL DE CALIDAD DE LA SUB-BASE.....	47
3.2.1	Requerimientos de ensayos especiales	47
3.2.1.1	Análisis granulométrico por tamizado	47
3.2.1.2	Límites de consistencia	49
3.2.1.3	Contenido de materia orgánica (Perdida por ignición)	50
3.2.1.4	Equivalente arena.....	50
3.2.1.5	Sales Solubles	51
3.2.1.6	Partículas chatas y alargadas.....	52
3.2.1.7	Ensayo de Proctor Modificado MTC E 115/ ASTM D 1557 / AASHTO T180Ensayo CBR	53
3.2.1.8	Ensayo Desgaste en la Maquina de Los Ángeles MTC E 207/ASTM C131/NTP 4 00.019.....	56
3.3	DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO HIDRÁULICO	57
3.3.1	Caracterización de Agregado Grueso	57
3.3.1.1	Ensayo Desgaste en la Maquina de Los Ángeles MTC E 207/ASTM C131/NTP 400.019.....	57
3.3.1.2	Ensayo de Durabilidad al Sulfato de Magnesio MTC E 209/ ASTM C88/ NTP 400.016.....	58
3.3.1.3	Ensayo de Terrones de Arcilla y Partículas Friables MTC E 212/ ASTM C142/ NTP 400.015	59
3.3.1.4	Ensayo de Carbón y Lignito MTC E 211/ MTC E 215/ NTP 400.023	59
3.3.1.5	Ensayo de Partículas Chatas y Alargadas ASTM D4791/ NTP 400.040	60
3.3.1.6	Ensayo de Características Químicas contenido de sulfatos y cloruros ASTM E275/ ASTM D3370/ NTP 400.042	61
3.3.1.7	Ensayo de Reactividad Potencial Álcalis – Sílice ASTM C289.....	62
3.3.2	Caracterización de agregado fino	62
3.3.2.1	Ensayo de durabilidad, solidez en sulfato de magnesio.....	63
3.3.2.2	Ensayo de índice de plasticidad	63

3.3.2.3	Ensayo equivalente de arena	64
3.3.2.4	Ensayo de Terrones de Arcilla y Partículas Deleznable MTC E 212/ ASTM C142/ NTP 400.015	65
3.3.2.5	Ensayo de Material Fino que pasa la Malla de 75 μ m (N°200) MTC E 202/ ASTM C117/ NTP 400.018	65
3.3.2.6	Ensayo de Contenido de Materia Orgánica MTC E 213/ ASTM C40/ NTP 400.024.....	66
3.3.2.7	Ensayo de Características Químicas contenido de sulfatos y cloruros ASTM E275/ ASTM D3370/ NTP 400.042	67
3.3.2.8	Ensayo de Gravedad Especifico y Absorción de agregados finos MTC E 205/ ASTM C 128/ NTP 400.022	67
3.3.3	Concreto hidráulico.....	68
3.3.3.1	Ensayos en concreto fresco	68
3.3.3.1.1	Temperatura del Concreto Fresco NTP 339.184/ ASTM C1064	68
3.3.3.1.2	Asentamiento en Concreto Fresco NTP 339.035/ ASTM C143	69
3.3.3.1.3	Moldeo y curado de probetas cilíndricas de concreto NTP 339.033/ ASTM C31 70	
3.3.3.2	Ensayos en concreto endurecido	70
3.3.3.2.1	Compresión de probetas cilíndricas de concreto NTP 339.034/ ASTM C39	70
3.3.3.2.2	Flexión de concreto NTP 339.078/ ASTM C78	72
3.4	Diseño de Pavimento Rígido	72
3.4.1	Metodología de Diseño AASHTO 1993	72
3.4.1.1	Cálculo del Tráfico de Diseño	73
3.4.1.2	Cálculo de los parámetros de diseño.....	75
3.4.1.3	Diseño de espesores de pavimento por Método AASHTO 93.....	78
3.5	ANÁLISIS ECONÓMICO.....	80
3.5.1	Análisis económico de pavimento flexible.....	80
3.5.2	Análisis económico de pavimento rígido	84
3.5.3	Comparativo económico.....	86
4.	CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES.....	87
5.	CAPÍTULO V: RECOMENDACIONES	90
6.	CAPÍTULO VI: REFERENCIAS.....	91

7. CAPÍTULO VII: ANEXOS	96
7.1 ANEXO 1: CÁLCULO DE CBR DEL KM 66+680 A KM 79+270.....	96
7.2 ANEXO 2: CARTA PARA ESTIMAR MÓDULO DE REACCIÓN COMPUESTO (K).....	97
7.3 ANEXO 3: K CORREGIDO POR UNA PÉRDIDA POTENCIAL DE SOPORTE.....	98
7.4 ANEXO 4: NOMOGRAMA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS ASSHTO 1993...	99
7.5 ANEXO 5: RESULTADOS DE ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	100
7.6 ANEXO 6: RESULTADOS DE ENSAYO DE ÍNDICE DE PLASTICIDAD	101
7.7 ANEXO 7: RESULTADOS DE ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO	102
7.8 ANEXO 8: RESULTADOS DE ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO	103
7.9 ANEXO 9: RESULTADOS DE ENSAYO DE CBR	105
7.10 ANEXO 10: RESULTADOS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO POR MÉTODO ASSHTO 1993	106
7.11 ANEXO 11: RESULTADOS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR MÉTODO ASSHTO 1993	107
7.12 ANEXO 12: RESULTADOS DE CBR DEL TERRENO DE FUNDACIÓN	108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Periodos típicos de diseño	20
Tabla 2: Nivel de confiabilidad según funcionalidad.....	21
Tabla 3: Desviación Estándar Global	21
Tabla 4: Nivel de Servicio PSI	22
Tabla 5: Índice de Serviciabilidad final.....	23
Tabla 6: Valores recomendados del coeficiente de drenaje para el diseño	24
Tabla 7: Coeficientes de Transferencia de Carga (J).....	24
Tabla 8: Modulo de elasticidad por tipo de agregado	25
Tabla 9: Requisitos Químicos del Cemento IP.....	27
Tabla 10: Requisitos Físicos del Cemento IP	27
Tabla 11: Procedimientos de mejora de calidad de agregado	28
Tabla 12: Descripción de la cantidad del suelo	35
Tabla 13: Análisis granulométrico de agregado fino.....	36
Tabla 14: Limites de consistencia	37
Tabla 15: Contenido de Humedad	37
Tabla 16: Características del ensayo Proctor Modificado	38
Tabla 17: Calculo de densidad seca y optimo contenido de humedad	38
Tabla 18: Resultado de densidades secas de tres muestras	39
Tabla 19: Resultado de penetraciones con diferentes medidas (mm)	40
Tabla 20: Resultado de absorción de muestras.....	41
Tabla 21: Resultado de expansión de muestras	41
Tabla 22: Resultado de Porcentaje de Compactación	47
Tabla 23: Resultado de Porcentaje de Contenido de Humedad.....	47
Tabla 24: Resultado de densidades secas	47
Tabla 25: Resultado de penetraciones con diferentes medidas (mm).....	47
Tabla 26: Resultado de porcentaje a la densidad natural	47
Tabla 27: Resumen de resultados de ensayos.....	47

Tabla 28: Resultados del análisis granulométrico	48
Tabla 29: Procedimiento y resultados obtenidos del límite líquido	49
Tabla 30: Procedimiento y resultados obtenidos del límite líquido	49
Tabla 31: Resultados de contenido de materia orgánica.	50
Tabla 32: Resultados del ensayo de equivalente de arena para la sub-base	51
Tabla 33: Resultados del ensayo de sales solubles en la sub-base	51
Tabla 34 Resultados de ensayo de partículas chatas y alargadas	52
Tabla 35: Calculo de densidad seca y optimo contenido de humedad	53
Tabla 36: Resultado de densidades secas de tres muestras	54
Tabla 37: Resultado de penetraciones con diferentes medidas (mm)	55
Tabla 38: Resultado de ensayo Proctor y su porcentaje de CBR	55
Tabla 39: Resultado de porcentaje de desgaste	57
Tabla 40: Resultado de porcentaje de desgaste (Fuente propia)	58
Tabla 41: Resultado de durabilidad al sulfato de Magnesio.....	59
Tabla 42: Resultado de ensayo contenido de carbón y lignito	60
Tabla 43: Resultados de ensayo de partículas chatas y alargadas. (Fuente Propia)	61
Tabla 44: Resultado de contenidos de sulfatos y cloruros.	62
Tabla 45: Resultados de reactividad potencial Álcalis - Sílice	62
Tabla 46: Resultados de ensayo de durabilidad al sulfato de magnesio.....	63
Tabla 47: Resultados del ensayo de limpieza, equivalente de Arena. (Fuente propia)	64
Tabla 48: Resultado de material que pasa la malla 75µm (N°200).....	66
Tabla 49: Resultado de contenidos de sulfatos y cloruros.	67
Tabla 50: Resultado de absorción de agua de agregado fino.	68
Tabla 51: Dosificación de materiales para concreto hidráulico.	68
Tabla 52: Resultados del ensayo de compresión de probetas.....	71
Tabla 53: Índice medio diario anual Estación E-2	73
Tabla 54: Análisis de parámetros de cálculo de W18	74
Tabla 55: Resultado de Estudio de Trafico	75
Tabla 56: Valores de la desviación Estándar Normal.....	76
Tabla 57: Variación del índice de serviciabilidad	76
Tabla 58: Valores recomendados del coeficiente de drenaje para el diseño	77
Tabla 59: Coeficientes de Transferencia de Carga (J).....	77
Tabla 60: Precio unitario de mejoramiento de suelo con material de cantera.....	80

Tabla 61: Precio unitario de Material de cantera.....	80
Tabla 62: Precio unitario de transporte de material de cantera	81
Tabla 63: Precio unitario de Base Granular.....	81
Tabla 64: Precio unitario de imprimación asfáltica.....	82
Tabla 65: Precio unitario de Pavimento de concreto asfáltico caliente	82
Tabla 66: Estructura del pavimento flexible equivalente	83
Tabla 67: Volumen de materiales para un pavimento flexible (m3)	83
Tabla 68: Costo de construcción del pavimento flexible (S/)	84
Tabla 69: Precio unitario de la sub-base granular	84
Tabla 70: Precio unitario de concreto f'c 280kg/cm2	85
Tabla 71: Estructura del pavimento rígido	85
Tabla 72: Volumen de materiales para un pavimento rígido (m3).....	86
Tabla 73: Costo de construcción del pavimento rígido (S/)	86
Tabla 74: Costo de ambos tipos de pavimentos (S/) por km	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: Representación gráfica del fenómeno de licuación	9
Ilustración 2: Diagrama de comportamiento de suelo expansivo	10
Ilustración 3: Falla en carretera por suelo colapsable por Google, 2010	11
Ilustración 4: Transferencia de carga en pavimento flexible por el paso de la rueda.....	16
Ilustración 5: Transferencia de carga en pavimento rígido..	17
Ilustración 6: Esquema de los componentes del pavimento rígido	18
Ilustración 7: Comportamiento de puzolana con presencia de hidróxido de calcio.	26
Ilustración 8: Curva Granulométrica	36
Ilustración 9: Curva contenido de Humedad vs Densidad Seca.....	39
Ilustración 10: Grafica diagrama Proctor modificado y el diagrama CBR vs densidad.....	42
Ilustración 11: Gráfica de penetración de cada muestra.....	42
Ilustración 12: Gráfica de penetración de cada muestra.....	45
Ilustración 13: Certificado petrográfico	46
Ilustración 14: Curva granulométrica	48
Ilustración 15: Curva contenido de Humedad vs Densidad Seca.....	53
Ilustración 16: Gráfica de penetración de cada muestra.....	56
Ilustración 17: Calibrador proporcional (Fuente: MTC E 223).....	61
Ilustración 18: Resultado de temperatura de concreto fresco.....	69
Ilustración 19: Resultado de asentamiento del concreto fresco.....	69
Ilustración 20: Penetración con la varilla para compactar el concreto.	70
Ilustración 21: Ensayo de compresión de probeta	71
Ilustración 22: Rotura de probetas	72
Ilustración 23: Distribución del volumen de tránsito	74
Ilustración 24: Diseño del Espesor de Pavimento Rígido	79

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Ecuación fundamental AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos.....	20
Ecuación 2: Pérdida de serviciabilidad.....	22
Ecuación 3: Módulo de elasticidad del concreto	23
Ecuación 4: Módulo de Rotura.....	25
Ecuación 5: Modulo de rotura en tracción por flexión.....	31
Ecuación 6: Porcentaje de carbón y lignito	60
Ecuación 7: Índice de plasticidad	63
Ecuación 8: Porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznable	65
Ecuación 9: Porcentaje de material fino que pasa tamiz 75µm (N° 200).....	66
Ecuación 10: Módulo Elástico del concreto hidráulico.....	78
Ecuación 11: Ecuación fundamental AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos	79

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la construcción de carreteras, caminos y vías de acceso urbanas son un factor bastante importante en el desarrollo socio-económico de los diferentes países. En ese sentido, el transporte es un elemento de gran influencia en la servicialidad y en la economía que aporta al desarrollo de la población, es por ello que es necesario llevar a cabo un correcto plan de desarrollo para los proyectos viales con el fin de mejorar la calidad de vida de los habitantes. La servicialidad está en función directa con el estado de la estructura del pavimento y el estado superficial del mismo, debido a esto es necesario contar con una infraestructura vial efectiva, lo cual es de suma importancia para la población, ya que permite la comunicación entre diferentes regiones.

Esta dependencia de infraestructuras viales ha generado que, ante experiencias de diseño de un pavimento rígido de mezclas de concreto hidráulico en el país, surja el interés de desarrollar nuevas tecnologías con el uso de agregados marginales utilizados en la estructura del pavimento y la fundación del terreno. Según el diseño de pavimentos, se permite el dimensionamiento de los mismos incluyendo distintas características de los materiales utilizados en sus diferentes espesores de capas. De esta manera, el pavimento mantiene un índice de servicio aceptable, durante la vida útil del mismo.

Se conoce que Arequipa y Moquegua son una región influenciada geológicamente por volcanes, esto se puede observar en los materiales depositados tanto superficialmente como en sustratos inferiores de suelo llamados cenizas volcánicas, y se han encontrado en distintas partes de la región. A pesar de la abundancia de estos materiales en nuestro medio, su uso no es común en la construcción, es por ello que la presente investigación busca exponer los beneficios de estos materiales en el desempeño como material para concreto estructural.

Por tanto, las cenizas volcánicas encontradas a lo largo de la carretera que une Arequipa-Omate-Moquegua llevan a pensar posibles soluciones para poder aprovechar este agregado desarrollando nuevas carreteras que generan beneficios importantes en aspectos ambientales, sociales y económicos. Para ello, resulta fundamental tener conocimiento de las patologías que afecta este agregado marginal a las carreteras, de manera que se pueda diseñar

pavimentos rígidos capaces de soportar las cargas dinámicas del tráfico combinados con las condiciones climáticas a un mínimo costo.

Finalmente, mediante la aplicación de agregados marginales de todo el terreno del proyecto: mejoramiento de carretera Moquegua – Omate - Arequipa, tramo II, sector 1 se empleará las cenizas volcánicas para el diseño del pavimento rígido, este será evaluado en el presente proyecto de tesis. Para analizar el uso de estas mezclas con cenizas volcánicas con fines de realizar un diseño de mezcla para la pavimentación del proyecto. En este caso, se utilizará la metodología en realizar ensayos de laboratorio para medir la resistencia a través de ruptura de probetas y la durabilidad a través de ensayos petrográficos y granulometría por cimentación. Además, se verificará los resultados obtenidos en laboratorio cumpliendo con los parámetros establecidos en la investigación.

Antecedentes

Existen eventos volcánicos que generan materiales piroclásticos también llamados tephra, que se forman a partir del magma de refrigeración durante las erupciones volcánicas. Estos materiales presentan diferentes propiedades físicas y pueden variar en tamaño. Además, debido a las actividades volcánica, los materiales piroclásticos como ceniza volcánica se encuentran abundantemente en muchas regiones, incluyendo Europa, América Central, China, Sudeste de Asia, África Oriental y Central (Alemayehu y Lennartz, 2014)

Se han realizado estudios sistemáticos para la clasificación de materiales piroclástico, tomando en cuenta sus propiedades químicas y mineralógicas. Estos materiales volcánicos contienen generalmente entre un 40% y 52% de Oxido de silicio SiO_2 que contribuye al incremento de la resistencia a compresión cuando se utiliza como agregado. Producción de mezclas de concreto con agregados marginales y materiales cementantes suplementarios con el fin de contribuir al desarrollo sostenible. (ER Grist & KA Paine, 2015)

A pesar, que la utilización de materiales puzolánicos en la producción de cemento no es tan empleada a comparación del cemento Portland, tienen mejores resultados respecto a su resistencia e impermeabilidad. Asimismo, estudios de morteros con incorporación de cementos puzolánicos demostraron que a los 28 días es factible producir morteros con cenizas volcánicas de alta resistencia a la compresión. (Termkhajornkit P, 2011)

Hoy en día la producción de cemento está creciendo a un ritmo de 2,5% por año impulsado por la creciente demanda del concreto. Esto se debe a su importancia para la satisfacción de las necesidades básicas de la industria de la construcción global. Asimismo, las cenizas volcánicas en combinación con los agregados finos producen materiales cementosos, que al combinarse con agua a una temperatura ambiente puede comportarse como un aglutinante hidráulico. (Swaidani, 2016)

La resistencia a la compresión de las mezclas con el contenido de cenizas volcánicas varía de 10 a 30% positivamente, los cuales cumplen los límites especificados en ASTM C595 y ASTM C1157. Por ello, se basan en revisión de los resultados de investigación sobre cenizas volcánicas para aplicaciones de ingeniería, con el fin de contribuir en la valorización de este recurso natural abundante. (Al-Fadala, S. & Chakkamalayath, J, 2017)

Problemática

El principal problema que se presenta en la zona son las condiciones naturales del terreno de fundación para la construcción de la carretera Arequipa-Omate-Moquegua, lo cual trajo consigo el planteamiento de la construcción de un pavimento rígido que responda a los requerimientos de la zona. Sin embargo, esto conllevó a un problema adicional ya que para la elaboración de este pavimento no se cuenta con los agregados idóneos, esto se debe a que las canteras aledañas se encuentran contaminadas con ceniza volcánica. Es por ello que se plantea una propuesta alternativa la cual consiste en utilizar estos agregados encontrados en la zona, los mismos que están contaminados con ceniza volcánica para la elaboración del pavimento rígido. Esta propuesta nace a causa de que la zona donde se desarrolla el proyecto cuenta con la presencia de gran cantidad de cenizas volcánicas en el terreno de fundación, ya que en el 2007 la explosión del volcán Ubinas expulso bloques de hasta 0.40 m de diámetro a distancia de una radio de 2 km, este acontecimiento hizo que se dispersarán cenizas finas a distancias de 80 km. La lluvia de ceniza afectó al ganado, suministros de agua y terreno en general en un área aproximada de 100 km² alrededor del volcán, lo cual también perjudico a las construcciones viales debido a que se convino el material de agregados eficaces con agregados marginales (cenizas volcánicas). (Rivera, Thouret, Mariño, Berolatti, & Fuentes, 2010).

Para llevar a cabo la propuesta, se demostrará que dichos agregados si bien no cumple con todos los requerimientos de la norma, por el contrario, el ACI, nos brinda una alternativa la

cual precisa que si se cumple con lo requerido en resistencia y durabilidad como mezcla de concreto se puede emplear dichos materiales como agregados. (Rivera et al., 2010).

Estado del Arte

En la actualidad, existen eventos volcánicos que generan materiales piroclásticos también llamados tephra, que se forman a partir del magma de refrigeración se encuentran durante las erupciones volcánicas explosivas. Presentan ampliamente varianzas en sus propiedades físicas y pueden variar en tamaño. Debido a las actividades volcánicas comunes en el mundo, materiales piroclásticos como ceniza volcánica, escoria volcánica y piedra pómez se encuentran abundantemente en muchas regiones, incluyendo Europa, América Central, China, Sudeste de Asia, África Oriental y Central (Alemayehu y Lennartz, 2009).

Por lo tanto, dichos materiales piroclásticos son fácilmente accesibles y tienen la ventaja de que pueden ser naturalmente minadas con enormes beneficios de la minería a un bajo costo. Dichas minas han limitado el impacto ambiental negativo en comparación a cielo abierto (método de extracción) tradicional. Asimismo, los materiales que aunque no sean cementosos pero tienen constituyentes que a temperatura ambiente, pueden combinarse con la cal en presencia de agua para formar compuestos que comportarse como aglutinantes hidráulicos (Swaidani, 2016). Por ello los autores se basan en revisión resume los resultados importantes de investigación sobre cenizas volcánicas para aplicaciones de ingeniería, sobre todo en la última década, con el fin de contribuir en la valorización de este recurso natural abundante. La información básica sobre su química y mineralogía se proporcionan junto con sus aplicaciones potenciales de ingeniería. (Patrick N. & Kai-tuo Wang, 2017)

Hoy en día la producción de cemento portland la producción del cemento portland (CEMI) está creciendo a un ritmo de 2,5% por año impulsado por la creciente demanda de hormigón, que se reconoce que es vital para la satisfacción de las necesidades básicas de la industria de la construcción global. A pesar, que la utilización de materiales puzolánicos en la producción de aglutinantes de cemento está lejos de ser una nueva práctica y largas anterior a la invención de cemento Portland. A pesar de una larga y rica historia de cal-cemento en la construcción, existe poca investigación sobre las propiedades de los hormigones hidráulicos de cal se ha llevado (ER Grist & KA Paine, 2015). Asimismo, el desarrollo de la resistencia de los morteros de cal hidráulica demostró que es factible producir morteros de alta resistencia de cal, con un comparable de 28 días resistencia a la compresión a los morteros de cemento Portland (Termkhajornkit P, 2010).

Por otro lado, se han realizado estudios sistemáticos para la calificación de cenizas volcánicas “volcanic ash” (VA) y para la preparación y caracterización a escala de laboratorio de cemento mezclado de acuerdo con los estándares y especificaciones internacionales para evaluar el potencial al usar estas cenizas volcánicas. Las mezclas binarias de cemento se prepararon en el laboratorio mediante la sustitución de cemento con estas cenizas en cuatro porcentajes diferentes en masa del cemento mezclado, y posteriormente se evaluó su rendimiento. Se investigaron las propiedades físicas y químicas de las mezclas y se compararon con los límites permitidos prescritos en las normas internacionales. La resistencia a la compresión de las mezclas con el contenido de cenizas volcánicas varía de 10 a 30% cumplen los límites especificados en ASTM C595 y ASTM C1157. (Al-Fadala, S. & Chakkamalayath, J, 2017)

Por lo tanto, el presente trabajo de investigación se orienta a aplicar las cenizas volcánicas como un material de agregado marginal para el diseño del concreto hidráulico, específicamente en la etapa del diseño del pavimento rígido como parte de su estructura, con el fin de proponer una posible solución para la mitigación de las cenizas que genera un suelo colapsable.

Formulación del problema

¿Podrá, la ceniza volcánica ser utilizada como agregado en la solución efectiva del diseño de pavimento rígido cumpliendo con el comportamiento mecánico necesario, además de disminuir el impacto económico?

Hipótesis

Es factible diseñar según la metodología AASHTO un pavimento rígido con agregados marginales fundado en suelos con presencia de cenizas volcánicas como solución efectiva en el tramo II, sector 1: km 35 al km 101 – Omate.

Objetivo General

Evaluar el comportamiento mecánico de la propuesta de un pavimento rígido diseñado con agregados marginales volcánicos cimentado en suelos con presencia de cenizas volcánicas para el proyecto: Mejoramiento de la Carretera Moquegua – Omate – Arequipa, tramo II, sector 1: km 35 al km 101- Omate.

Objetivos Específicos

- Caracterizar geotécnicamente el terreno de fundación con presencia de cenizas volcánicas, indicando la problemática de su uso en pavimentos.
- Evaluar el aporte estructural del terreno de fundación en pavimento rígido, considerando la temática existente de suelos en cenizas volcánicas.
- Proponer y validar una losa de concreto hidráulico como parte del pavimento rígido, considerando que se tienen agregados marginales volcánicos como insumos.
- Realizar una evaluación comparativa económica de un pavimento rígido propuesto contra un pavimento flexible que responda a los mismos requerimientos del proyecto.

Descripción del Contenido

Es así como en Capítulo I se desarrolla la teoría respecto a los problemas geotécnicos de los materiales, estabilización de suelos, pavimentos rígidos y concreto hidráulico. En el Capítulo II se desarrolla la metodología y aspectos generales de la presente investigación. En el Capítulo III se analizan los resultados obtenidos en el laboratorio, que consiste en el diseño del pavimento rígido para luego continuar con el comparativo económico de con respecto al diseño inicial propuesto para el proyecto. Finalmente, en el Capítulo 4 y 5 se detalla las conclusiones y recomendaciones que se llega con la presente investigación.

1 CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

Se conoce como pavimento a la conformación de capas de diferentes espesores a base de materiales seleccionados, los cuales tienen como función recibir directamente las cargas del tránsito y las transfieren de forma disipada a los estratos inferiores, ofreciendo una superficie de rodamiento eficiente.

Es por ello, que se debe priorizar que la estructura del pavimento cuente con una resistencia necesaria para soportar y minimizar los esfuerzos destructivos del tránsito, del clima y otros factores que puedan afectar la estructura.

Teniendo en cuenta que en un pavimento la disminución de los esfuerzos es directamente proporcional a la profundidad de los mismos, se deberán emplear materiales de mayor capacidad para soportar las cargas en las capas superiores y de menor capacidad en las capas inferiores.

Para un obtener un óptimo diseño de pavimento se debe tener en cuenta las condiciones geotécnicas del terreno de fundación; de acuerdo con esto, líneas abajo se expondrá la problemática a la cual esta susceptible la construcción de pavimentos.

1.1 Problema geotécnico para la construcción de pavimentos

La geología se transforma continuamente, se adapta y replantea nuevos paradigmas. Un claro ejemplo es el desarrollo y consolidación de la Teoría de la Tectónica de Placas ha significado un enorme progreso de las Ciencias de la Tierra porque ha permitido responder muchas interrogantes planteadas por los investigadores. Además, va adquiriendo mayor relevancia para la búsqueda de soluciones a problemas relacionados con el uso de los suelos; como deslizamientos, inundaciones, erupciones volcánicas. Los estudios geotécnicos determinarán “las características geotécnicas del terreno a lo largo del tiempo, definiendo las unidades estratigráficas considerando las características geológicas del grado de sensibilidad o la pérdida de estabilidad en relación a la obra a construir”. (Rojas Caballero, 2008)

Sin embargo, al momento de realizar el análisis de suelo conforme a lo exigido en la norma peruana, se pueden presentar diferentes problemas geotécnicos debido a un insuficiente sub-drenaje del pavimento. Estos pueden ser los asentamientos de terraplenes construidos sobre suelos blandos, problemas de inestabilidad de taludes por erosión superficial por escasa o nula vegetación y por la alteración del equilibrio en el contenido de humedad de los suelos finos. (Coll Calderón, 2011). Los mismos que serán definidos a continuación:

- Insuficiente sub-drenaje del pavimento: Se da por la naturaleza y condiciones de suelos respecto a su homogeneidad, estratificación, permeabilidad y comprensibilidad. Debido a esto, puede originar posibilidades de deslizamiento o de erosión del terreno.
- Asentamientos de terraplenes contruidos sobre suelos blandos: Pueden transmitir una presión de contacto produciendo esfuerzos cortantes que pueden llegar a superar la resistencia al corte sobre el suelo de fundación lo que genera una falla en la base del terraplén.
- Inestabilidad de taludes por erosión superficial: Los movimientos que tienen o pueden tener lugar en los taludes se corresponden con procesos gravitatorios en los que intervienen, de un lado las fuerzas desestabilizadoras y de otro las fuerzas resistentes del terreno.

En base a lo mencionado líneas arriba, se debe proceder con el reconocimiento e identificación de los materiales existentes a lo largo de la zona de construcción, además de determinar y evaluar las características físico-mecánicas de los suelos presentes en el área que comprende el estudio (Rojas Caballero, 2008).

1.2 Tipos de suelos especiales según su comportamiento

En la ingeniería de cimentaciones y mecánica de suelos se realizan una separación de los suelos según sean los factores que determinen su comportamiento:

- Suelos estructuralmente estables
- Suelos estructuralmente inestables o metaestables

Los primeros, se definen como aquellos suelos cuyo comportamiento depende sólo de sus propiedades esenciales y de factores mecánicos.

Por lo contrario, los suelos estructuralmente inestables tienen un comportamiento no solo directamente relacionados con las propiedades mecánicas, sino que además depende de factores externos al suelo como es el caso de: factores químicos, variaciones ambientales, etc. Por efectos de estudio se desarrollará el tipo de suelo estructuralmente inestable o suelos metaestables. (Redolfi, 2007)

1.2.1 Suelos estructuralmente inestables o metaestables

Son suelos incapaces de mantener su estructura intacta frente a variaciones generadas por agentes externos. A continuación, se detalla tiene los siguientes tipos de suelos con estas características:

1.2.1.1 Suelos licuables

En el suelo licuado se producen grandes deformaciones para esfuerzos de corte muy bajos, generando así daños en edificios, puentes y obras de infraestructura en general.

La licuación es un fenómeno común en arenas finas y limos mal graduados, este ocurre cuando los suelos son sometidos a esfuerzos, los cuales generan una pérdida de fuerza y rigidez debido al aumento progresivo de la presión del agua dentro de los mismos, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce eventualmente a cero. A continuación, se representa gráficamente dicho fenómeno mediante la ilustración 1. (Jesús & Núñez, 2007)

En la ilustración1, se muestra en (a) el estado inicial de las tensiones entre partículas, en (b) las fuerzas de contacto entre partículas, y finalmente en (c) la disminución de fuerzas de contacto entre partículas con mayor presión de agua entre partículas. (Jesús & Núñez, 2007)

Ilustración 1: Representación gráfica del fenómeno de licuación por Google, 2010

El suelo licuado cumple con las siguientes características y condiciones:

- El suelo debe estar saturado para que ocurra la licuación.
- Los suelos fluviales, coluviales y eólicos cuando están saturados, son susceptibles.
- Los limos también son susceptibles a la licuación.
- Las arenas finas son más susceptibles a la licuación.
- Los suelos bien graduados son menos susceptibles.

- Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares
- Ingrediente fundamental para que se produzca la licuación es que el depósito sea granular y que se encuentre en estado suelto.

Esta condición genera que, durante eventos sísmicos, el terreno presente una pérdida de su firmeza o rigidez lo que da como resultado el desplome de la estructura construida, deslizamientos de tierra, daños en las tuberías, entre otros.

1.2.1.2 Suelos expansivos

El suelo expansivo es denominado así, ya que sufre procesos de expansión y contracción, esto se debe a que reacciona en el momento que varía tanto su humedad o su contenido de agua, ocasionando que dicho suelo presente algún cambio en su volumen.

Estos suelos, ocasionan constante inestabilidad en las obras civiles, ya que al estar en clima variable (inundaciones y sequías periódicas) generan significativas grietas por donde migra el material. (“Facultad de ingeniería civil u.n.c.p mecánica de suelos i suelos expansibles,” 1930)

Este tipo de suelo al incrementar el volumen puede ser un gran problema para la construcción ya que al producirse los incrementos en diferentes zonas y a su vez contraerse en otras zonas, no se presenta de una manera uniforme, generando asentamientos, los cuales pueden impactar de manera negativa a las estructuras dañándolas. Dicho comportamiento es representado a continuación en la ilustración 2.

Ilustración 2: Diagrama de comportamiento de suelo expansivo por Google, 2011

Frente a esta problemática, se debe buscar rigidizar o flexibilizar la estructura con el objetivo de que esta absorba o se adapte a las deformaciones generadas por este tipo de suelo. Es por ello que en la cimentación se debe tener una concentración de cargas de tal manera que la presión transmitida al terreno de fundación sea capaz de controlar la deformación. (“Facultad de ingeniería civil u.n.c.p mecánica de suelos i suelos expansibles,” 1930)

1.2.1.3 Suelos Colapsables

Se conoce como suelo colapsable aquellos con alta relación de vacíos, que por lo mismo son susceptibles a experimentar una repentina pérdida de resistencia al corte. Estos suelos presentan las siguientes características, y se definen como se detalla líneas abajo.

1.2.1.3.1 Características comunes:

Según Reginatto (1997) indica que, los suelos colapsables tienen una serie de características comunes, como:

- Estructura macroporosa con índice de huecos alto y muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, en su mayoría limos y arcillas.

1.2.1.3.2 Definición de suelo colapsable

Este tipo de suelo pertenece a un limo-arenosos con una naturaleza metaestable o inestable. Lo cual bajo determinadas circunstancias que están relacionadas con el cambio en la saturación del mismo pierden su capacidad portante y colapsan, ejemplo de ello se puede apreciar en la ilustración 3.

Ilustración 3: Falla en carretera por suelo colapsable por Google, 2010

En el año 1973 Zur y Wisemam habían definido el colapso como la disminución rápida del volumen del suelo, esto es producido debido a los siguientes factores:

- Contenido de humedad (w)
- Grado de saturación (S_r)
- Tensión media actuante (τ)
- Tensión de corte (σ)
- Presión de poros (u)

Con la lista anterior, en 1977 Reginatto había sugerido que se puede agregar la interacción química entre líquido saturante y la fracción arcillosa.

Por otro lado, Uriel y Serrano en el año 1973-1974 habían clasificado los suelos colapsables en 2 grupos:

- Grupo I:

Los suelos con un cambio rápido en la relación entre la presión efectiva y las deformaciones, pero sin alcanzar la resistencia última del material. Por ello, la causa del colapso se debe únicamente al cambio en las presiones efectivas. Tanto el limo o arcilla cementada como las rocas que presentan una gran porosidad pertenecen a este grupo.

- Grupo II:

Estos suelos no presentan cambios tan abruptos con la relación de Presión-Deformación como en el grupo I. En este grupo si se realiza un ensayo a humedad constante, la relación de tensión-Deformación da como resultado una curva suave, continua y sin agudos quiebros. Esta saturación genera un cambio volumétrico gracias al incremento de la presión.

1.2.1.3.3 Efectos

Uno de los efectos que se puede apreciar es la aparición de asientos bruscos del terreno con carácter centimétrico hasta decimétricos, esto se puede dar en asientos de algún metro y hasta en casos extremos decenas de metros

Cuando no hay presencia de agua, los suelos cementados siguen estando estables de tal modo alcancen una baja a moderada resistencia. Además, se puede definir niveles de encostramiento que den valores de hasta 0,3 N/mm². El cemento Inter partículas se disuelve y el suelo se pierde la poca capacidad portante colapsa al haber presencia de agua. En el momento que el suelo soporta la carga a una estructura el colapso se acentúa, entonces esta estructura va a tender a colapsarse, al acentuarse de una manera brusca, generando importantes patologías.

1.2.1.3.4 Suelos colapsables por humedecimiento

Son aquellos suelos en los cuales, debido a un aumento en el contenido de humedad, provoca la disminución de volumen de una manera brusca, sin aplicar un aumento en la presión. Este concepto se basa según la teoría de Terzaghi, en la cual indica que consolidación del suelo

saturado se produce una disminución de volumen, sin embargo, en varios aspectos el colapso es contrario a la consolidación según Reginatto.

1.2.1.3.5 Mecanismo de colapso

La humedad del suelo varía entre los estados saturados y secos, así mismo las tensiones capilares varían con respecto al contenido de humedad, las cuales al saturarse desaparecen.

Cuando el suelo se satura, podría generar una disminución en la presión efectiva, y a su vez la resistencia al corte, lo cual trae como consecuencia un deslizamiento relativo con los granos del suelo. Esta situación se vuelve más severa cuando se cuenta con una estructura macro porosa, ya que el deslizamiento en granos es mayor, ocasionando así una importante disminución en su volumen.

Según Lambe y Whitman en el año 1969, indican que se genera una tendencia a la floculación incrementando una o varias de las siguientes características:

- Concentración de iones.
- Valencia iónica.
- Temperatura.

Así como también, disminuyendo una o más de las siguientes:

- Constante dieléctrica.
- Tamaño del ion hidratado.
- Absorción de aniones.
- pH.

En el proceso de saturación las fuerzas capilares disminuyen, así como la concentración de iones también disminuye. Las partículas que se encontraban unidas se comienzan a alejar y apropiándose así de una estructura dispersa y también menos resistente.

Los vínculos entre las partículas del suelo, están bañados por un agente cementante que incrementa la resistencia cohesiva al deslizamiento entre las mismas. Estas cohesiones tienen la posibilidad de ser temporales, semejantes al de las fuerzas capilares. Es por ello, que la pérdida de esta resistencia dependerá tanto de las características del agente cementante como de las del fluido que actuará sobre las partículas. Es decir, “si la cementación deriva de sales cristalizadas, la pérdida de resistencia será en función al grado de solubilidad de estas sales”. (Redolfi, 2007)

1.3 Geología de materiales volcánicos

Se emplea el término “piroclástico” para hacer referencia a cualquier material sólido arrojado al aire producto de una erupción volcánica. La circulación de estos materiales puede ocasionar daños provocados por el impacto por fragmentos de roca que se transportan a altas velocidades, así como también puede traer como consecuencia el revestimiento de la superficie por cenizas, la cual pueden llegar a doce pulgadas o más de espesor.

Entre los materiales piroclásticos más importantes están los materiales fragmentados que salen a gran temperatura del volcán, los cuales se detallan a continuación:

- Piroclásticos en magmas poco viscosos: Se encuentran los piroclásticos de proyección aérea, originados durante la erupción ya que son fragmentos de lava que han sido lanzados por diferentes explosiones. Los piroclastos aéreos se clasifican de acuerdo con su tamaño, en:
 - Bombas y escorias: Se forman en el aire al ser lanzadas como magma caliente por el cráter en estado plástico y llegando en su mayoría al suelo en estado sólido. Son de tamaño y contorno variante de 30mm a más, debido a que su forma es consecuencia de su rotación en el aire. Debido a esto, existen los siguientes tipos de bombas volcánicas: Fusiformes, Almendradas, Flaminadas, Esferoidales, Geminadas.
 - Pómez: Es un piroclástico de composición ácida de diferentes tamaños, tiene un color claro y son tan ligeros que en muchos casos pueden flotar en el agua.
 - Cenizas y arenas volcánicas: Son elementos muy finos, de diámetro no mayor a 2mm.
- Piroclásticos en magmas viscosos: Se dan en dos tipos de materiales, los cuales son:
 - Las lluvias piroclásticas: Conformadas por pequeños materiales (piedra pómez y cenizas), alcanzan grandes alturas formando nubes que durante su recorrido cae el material que contiene, cubriendo extensos terrenos.
 - Coladas piroclásticas: Son materiales impulsados por gases que debido a su peso no ascienden rápidamente, por el contrario, corren al ras de suelo.

1.3.1 Cenizas Volcánicas

Son materiales piroclásticos sin consolidar, emitido por el cráter del volcán, durante una erupción volcánica. Está formado por pequeños fragmentos de lavas silíceas de grano fino, de color blanquecino, blandos, sueltos, deleznales comprensibles. (Karolina, Syahrizal,

Putra, & Prasetyo, 2015). Los Piroclásticos son expulsados a gran distancia del volcán, según su tamaño se denominan Cenizas, Escorias o Bombas Volcánicas.

En una erupción volcánica, además de expulsar el magma propiamente se emite una gran cantidad de cenizas y vapor, las cuales al solidificarse forman capas de una roca denominada toba volcánica. Sin embargo, las partículas más finas son arrastradas por el viento a lo largo de varios kilómetros a la redonda. (Siddique, 2012).

1.4 Pavimento

Se conoce como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben directamente las cargas del tránsito y las transfieren de forma disipada a los estratos inferiores, ofreciendo una superficie de rodamiento eficiente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son: anchura, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos. (Acevedo Trujillo & Henao Torres, 2017)

Para un pavimento eficiente se debe tener en cuenta no solo los esfuerzos destructivos del tránsito, factor climático y agua, sino también las condiciones naturales de la zona para evitar fatigas, puesto que los esfuerzos en un pavimento disminuyen con la profundidad. En ese sentido, se deben colocar materiales con mayor resistencia a las cargas en las capas superiores, dejando los materiales de menor resistencia en las capas inferiores. (Solminihaç, 2001)

Cuando se define el espesor de las capas del pavimento, se tiene como principal objetivo determinar el grosor mínimo para que disminuya los esfuerzos transferidos a la capa inmediata inferior, con la finalidad de no sobredimensionar los espesores evitando elevar los costos del pavimento. Además, cabe resalta que la resistencia de las capas del pavimento no obedece solo al material que lo conforma, sino también responde al procedimiento constructivo, siendo los dos factores protagónicos la compactación y humedad del material, ya que si uno de estos no cumplen con lo requerido, traerá como consecuencia deformaciones permanentes en la estructura. (Bull, 2003)

1.4.1 Tipos de Pavimento

Entre los pavimentos más usados se tienen los pavimentos flexibles, semi-rígidos y rígidos, los mismos que se detallan a continuación.

1.4.1.1 Pavimento Flexibles

Estos pavimentos están conformados por distintas capas granulares, generalmente por una subbase, base granular y una carpeta de rodadura bituminosa. La transferencia de las cargas de tráfico se va distribuyendo gradualmente desde la carpeta de rodadura hasta la subrasante. Este tipo de pavimento al tener un comportamiento visco-elástico, puede deformarse y retornar a sus condiciones iniciales, sin sufrir fisuras al no tener un comportamiento rígido (Guerrero et all., 2014). Como se puede observar en la siguiente ilustración 4:

Ilustración 4: Transferencia de carga en pavimento flexible por el paso de la rueda.

Adaptado de «Propagación de la carga de la rueda a través de la estructura del pavimento»

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design, 1970.

1.4.1.2 Pavimento Semirrígidos

Este tipo de pavimento está constituido por un pavimento flexible, con una de sus capas rigidizada de manera artificial por un agente estabilizador. La estabilidad de suelos por ligantes hidráulicos (Cemento Portland) permite que se obtenga un material con una suficiente capacidad de soporte a las cargas de tráfico pesado.

1.4.1.3 Pavimentos Rígidos

Los pavimentos rígidos o hidráulicos, son una estructura constituida por una losa de concreto hidráulico cimentada sobre una sub-base granular o directamente a la subrasante. La losa hidráulica en algunas ocasiones presenta un armado de acero, con un periodo de vida útil de 20 años; además transfiere las cargas hacia el suelo en menor intensidad.

Este tipo de pavimento presenta una resistencia importante a la flexión, ya que la superficie de rodadura absorbe y distribuye las cargas del tráfico, con el objetivo de transferir tensiones

muy bajas en la subrasante. Por otro lado, es importante tener en cuenta que los pavimentos rígidos, son susceptibles en su mayoría a los esfuerzos responsables por la expansión y contracción ocasionados por agentes externos, En ese sentido, para su diseño se debe tomar en cuenta los siguientes conceptos: Cantidad, tipo y peso de vehículos que transitaran por esa vía, módulo de reacción de la sub rasante, resistencia del concreto que se va a utilizar y condiciones climáticas. (Acevedo Trujillo & Henao Torres, 2017).

En la ilustración 5 se puede observar cómo actúa la transferencia de carga en un pavimento rígido.

Ilustración 5: Transferencia de carga en pavimento rígido. Adaptado de «Pavimento Rígido», por Google, 2010.

Los pavimentos rígidos están compuestos por:

- Losa, es la capa de la estructura de pavimento construida con concreto hidráulico, ya que por su rigidez y alto módulo de elasticidad distribuye mejor las cargas hacia la estructura del pavimento.
- Subbase, es aquella capa estructural del pavimento responsable principalmente de soportar, transmitir y distribuir de manera uniforme las cargas aplicadas a la superficie de rodadura del pavimento. Además, esta capa se utiliza como drenaje y controlador del aumento de agua, de tal manera que protege la estructural del pavimento. Para que tenga un comportamiento adecuado debe tener un CBR mayor al 40 % (Zokaei-Ashtiani, Carrasco, & Nazarian, 2014)
- Subrasante, es el terreno de fundación de una carretera puede ser en corte o relleno que soporta la estructura del pavimento. Es muy importante que este cumpla con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción provocada por la humedad, ya que de esto depende el espesor que tendrá el pavimento. Debe estar compactada al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor modificado. (Coronado Iturbide, 2002).

En la ilustración 6 se puede observar las diferentes partes de las que está compuesta el pavimento rígido.

Ilustración 6: Esquema de los componentes del pavimento rígido por Coronado Iturbide, 2002

1.4.2 Diseño de Pavimento Rígido

El diseño de pavimento rígido es un proceso por el cual se define los tipos de materiales y espesores de las capas que estarán compuesto el pavimento, con la finalidad de garantizar un correcto comportamiento estructural cuando esta sea sometida a cargas variables, cumpliendo así con los requerimientos para los cuales fue diseñado. Cabe señalar que los criterios de diseño son el tránsito, subrasante, materiales y clima. (Corredor Muller, 2011)

1.4.2.1 Métodos para el Diseño de pavimentos

- **Métodos Empíricos:** Este método se basa únicamente en ensayos experimentales y/o experiencias. Este planteamiento establece correlaciones entre insumos y los resultados experimentales. La institución americana AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) publicó la guía para el diseño de estructuras de pavimento en el año 1972, cuyas revisiones fueron publicadas en 1981, 1986 y la última versión empírica de 1993.
 1. Sin prueba de Resistencia: suelos uniformes y suelos no uniformes.
 2. Con prueba de Resistencia: Relación Soporte California
- **Métodos a la Falla Cortante Limite:** Este método consiste en definir el espesor del pavimento para que falla al corte no suceda. Los materiales que conforman este

pavimento, deben tener como característica principal la cohesión y el ángulo de fricción interna.

- Métodos de Deflexión Límite: Con este método se determina el espesor del pavimento que cumpla con la deflexión vertical permisible. La deflexión se puede medir fácilmente en campo como esfuerzos y deformaciones.
- Métodos Empíricos: Están basados en la Mecánica de materiales que relaciona datos de entrada, como: frecuencia e intensidad de las cargas vehiculares, características de los materiales como el módulo elástico y relación de Poisson y la estructura del pavimento. Con parámetros de salida o respuesta del pavimento como: esfuerzos, deformaciones y deflexiones.
- El método AASHTO 2008 desarrolla un enfoque empírico-mecanicista, considera en el diseño las condiciones del lugar entre ellas, el tráfico, clima, condición existente, entre otras; 20 / 76 y los criterios para los cálculos de respuesta del pavimento, como también los esfuerzos y deformaciones. (Castillo, 2014)

1.4.2.2 Metodología AASHTO 1993

El método AASHTO 93 es una metodología de diseño basada en las relaciones empíricas, utilizando la “Guide for Design of Pavement Structures 1993” de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Esta versión del AASHTO 1993 considera el concepto de serviciabilidad en el diseño. Este método se basa en modelos desarrollados en función a las cargas de los vehículos, la resistencia de la subrasante y al índice de serviciabilidad para el cálculo de espesores.

Los pavimentos rígidos involucran la interpretación de diversos factores como el tráfico, clima, drenaje, características de los suelos, capacidad de transferencia de carga, nivel de serviciabilidad y la confiabilidad respecto al grado al que se desea llevar a cabo teniendo en cuenta el diseño unísono a la importancia de la carretera.

Estos factores son importantes para presagiar un comportamiento confiable de la estructura del pavimento, de tal manera evitar el deterioro del pavimento y a su vez no alcance el nivel de colapso en su vida de servicio.

Se puede utilizar la ecuación general de diseño empírica del AASHTO 93, como se expresa en la ecuación 1:

$$\text{Log}(W_{18}) = Z_R S_0 + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{\frac{1.624 * 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 P_t) \log\left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left[\frac{E_c}{k}\right]^{0.25}}\right]}\right]$$

Ecuación 1: Ecuación fundamental AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos.

Donde:

W18: Número de cargas de 18 kips (80kN) previstas.

ZR: Desviación estándar (depende de la confiabilidad, R).

So: Error estándar por efecto de la predicción del tráfico y en la variación del comportamiento esperado del pavimento.

D: Espesor de la losa del pavimento

ΔPSI: Variación del índice de serviciabilidad deseada (inicial y final).

Pt: Serviciabilidad final

S'c: Módulo de rotura del concreto

J: Coeficiente de transferencia de carga

Cd: Coeficiente de drenaje

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

K: Módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balastro)

A. Periodo de Diseño en función del tipo de carretera

El período de diseño detalla el tiempo de que el pavimento ingresa en servicio por un rango determinado dadas la naturaleza del proyecto y lo que sea requerido por la Entidad. Como se detalla en la Tabla 1 a continuación:

CLASIFICACION DE LA VIA	PERIODO DE ANALISIS (AÑOS)
Urbana de alto volumen de tráfico	30-50
Rural de alto volumen de tráfico	20-50
Pavimentada de bajo volumen de tráfico	15-25
No Pavimentada de baja volumen de trafico	10-20

Tabla 1: Periodos típicos de diseño

Nota. Clasificación del tipo de carretera según el periodo de diseño. Adaptado de «Periodo de análisis», por Guía para diseño de estructuras de pavimentos de la AASHTO, 1993. p. II-7.

B. Factor de Confiabilidad (R)

La confiabilidad es la probabilidad de que el pavimento se comporte satisfactoriamente durante su vida útil o período de diseño, resistiendo las condiciones de tráfico y medio ambiente dentro de dicho período. La Tabla 2 presenta los niveles sugeridos de confiabilidad por la guía AASHTO 93 para carreteras.

Tipo de camino	Zona urbana	Zona rural
Rutas interestales y autopistas	85-99.9	85-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Tabla 2: Nivel de confiabilidad según funcionalidad

Nota. Resultados basados en una encuesta para el trabajo de diseño de pavimentos de la AASHTO. Adaptado de «Niveles sugeridos de confiabilidad para varias clasificaciones funcionales», por AASHTO, 1993. p. II-9.

C. Desviación Estándar Global (So)

La Desviación Estándar Global considera los posibles cambios en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tráfico consideradas en la metodología de diseño. Para pavimentos rígidos corresponde un valor entre 0.30-0.40, en el Perú es práctica usual tomar $So=0.35$. La tabla 3 presenta la desviación estándar total por la guía AASHTO 93 para carreteras.

Según el método ASSHTO 93	Desviación Estándar Total (So)
Pavimentos rígidos	0.30-0.40
Construcciones Nuevas	0.35
Sobre Carpetas	0.40

Tabla 3: Desviación Estándar Global

Nota. Resultados basados en una encuesta para el trabajo de diseño de pavimentos de la AASHTO. Adaptado de «Desviación Estándar Global», por AASHTO, 1993.

D. Pérdida de Serviciabilidad (ΔPSI)

La serviciabilidad se define como la calidad de servicio que ofrece el pavimento. El PSI se obtiene de acuerdo con la circulación vehicular que involucra al uso y a la cantidad de vehículos que transitan sobre la vía. Este índice tiene hincapié en el diseño del pavimento y la condición de la construcción que varía entre 0 para carreteras en deplorables condiciones a 5 a carreteras perfectas. La serviciabilidad se clasifica según la diferencia del nivel de servicio inicial y final, el cual se le denomina como la pérdida de serviciabilidad (ΔPSI). Esta pérdida en la calidad de servicio de la carretera se define como se observa en la Ecuación 2:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

Ecuación 2: Pérdida de serviciabilidad

Donde:

ΔPSI : Diferencia entre los índices de servicio inicial y final.

P_o : Índice de serviciabilidad inicial.

P_t : Índice de serviciabilidad final, el índice tolerable más bajo.

A continuación, se observa la Tabla 4, respecto al resultado que se obtenga la pérdida de serviciabilidad se puede definir el nivel de servicio:

PSI	Transitabilidad
0-1	Muy malo
1-2	Malo
2-3	Regular
3-4	Bueno
4-5	Muy bueno

Tabla 4: Nivel de Servicio PSI

Nota. Nivel de servicio medido con respecto a la transitabilidad. Adaptado de «Pérdida del nivel de servicio», por AASHTO, 1993. p. I-62.

E. Índice de Serviabilidad final (Pt)

El índice de serviabilidad final (Pt), cuando la superficie del pavimento deja de satisfacer la perspectiva de confort y confianza demandadas por el beneficiario. Cabe resaltar que es importante la viabilidad para considerar los valores Pt que se observa en la Tabla 5:

Pt	Clasificación
3.00	Autopistas
2.50	Colectores
2.25	Calles comerciales e industriales
2.00	Calles residenciales y estacionamiento

Tabla 5: Índice de Serviabilidad final

Nota. Nivel de servicio medido con respecto a la serviabilidad. Adaptado de «Índice de serviabilidad final», por AASHTO, 1993. p. I-62

F. Módulo de elasticidad del concreto (Ec)

Indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas a la losa de pavimento. Es la correlación entre la tensión y la deformación y se simplifica en la siguiente Ecuación 3.

$$E_c = 57000 (f'_c)^{0.5}$$

Ecuación 3: Módulo de elasticidad del concreto

G. Coeficiente de Drenaje (Cd)

El drenaje se considera el producto del agua sobre las características de las capas del pavimento y su rendimiento sobre la capacidad estructural de ello, además la consecuencia que da sobre el coeficiente de transferencia de carga en pavimentos rígidos. En la Tabla 6 se detalla los valores sugeridos para modificar el coeficiente de drenaje con presencia de humedad.

C_d	Tiempo transcurrido para que el suelo libere 50% de su agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación.			
Calificación		<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	2 horas	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1 día	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1 mes	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy pobre	Nunca	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Tabla 6: Valores recomendados del coeficiente de drenaje para el diseño

Nota. Adaptado de Guía de diseño AASHTO, 1993. p. I-62

H. Coeficiente de transferencia de carga (J)

Se relaciona para tomar en cuenta la capacidad de la estructura como transmisora de cargas entre juntas y fisuras. Los valores de “J” dependen muchos factores como el tipo de pavimento de concreto a construir, tipo de berma y dispositivos de transmisión de cargas. En la Tabla 7 se observa los rangos de los coeficientes de transferencia de carga.

Valores del coeficiente de transmisión de cargas (j)				
Berma	Asfalto		Concreto	
Dispositivos de transferencia de carga	SI	NO	SI	NO
No reforzado o reforzado con juntas	3.20	3.80 - 4.40	2.5 - 3.1	3.6 - 4.30
Reforzado Continuo	2.9-3.2	-	2.3 - 2.9	

Tabla 7: Coeficientes de Transferencia de Carga (J)

Nota. Adaptado de Guía de diseño AASHTO, 1993.

I. Módulo de Rotura (S'_c)

Estudia el procedimiento del diseño por la norma de fatiga, controla el ejercicio repetido de 1 a 5 cargas de los vehículos pesados generando la rajadura del pavimento. Las cargas de tránsito que deforman el pavimento producen esfuerzos de tensión. Como secuela de estos los esfuerzos y la firmeza a la flexión son importantes en la etapa de diseñar el pavimento. La resistencia a flexión del concreto es menor que su resistencia a la compresión alrededor de 8% a 15% de esta.

$$S'_c = 9.5 * \sqrt{f'_c}$$

Dónde: S'_c y f'_c en psi

Ecuación 4: Módulo de Rotura

J. Módulo de Elasticidad (E_c)

Se puede expresar según el procedimiento ASTM C479 o con el esfuerzo a la compresión del concreto hallando el F'_c a los 28 días. Además, se puede hallar mediante la posterior correlación en la Tabla 8 “American Concrete Instituto y adoptada en el manual de la AASHTO 93”.

Tipo de agregado	Módulo de elasticidad E_c	
	MPa	Kg/cm ²
Grueso ígneo	$5,500 (f'_c)^{0.5}$	$17,500 (f'_c)^{0.5}$
Grueso Metamórfico	$4,700 (f'_c)^{0.5}$	$15,000 (f'_c)^{0.5}$
Grueso Sedimentario	$3,600 (f'_c)^{0.5}$	$11,500 (f'_c)^{0.5}$
Sin información	$3,900 (f'_c)^{0.5}$	$12,500 (f'_c)^{0.5}$

Tabla 8: Modulo de elasticidad por tipo de agregado

Nota. Adaptado de Guía de diseño AASHTO, 1993.

1.5 Concreto Hidráulico

Está compuesta homogéneamente de cemento, agregado, agua y aditivos, siempre que estos dos últimos sean beneficiosos. Se deben verificar que los materiales cumplan con los estándares básicos que están en la norma.

1.5.1 Materiales conformantes en la mezcla de concreto

La elaboración de concretos de elevada resistencia, los cuales cumplan con los escenarios de resistencia, trabajabilidad y durabilidad, debe tener exigencias en la elección de materiales. (MTC, 2013)

1.5.1.1 Cemento

Son materiales pulverizados que cuentan con la propiedad que con una cantidad específica de agua, se forma una pasta conglomerante y formar compuestos estables. (MTC, 2013)

1.5.1.1.1 Cemento Portland Puzolánico (IP)

Son cementos producto de la pulverización en conjunto del Clinker y un ingrediente que contiene propiedades puzolánicas, lo que hace que tenga una alta durabilidad. Es un cemento fabricado con alta calidad colaborando así con el medio ambiente, ya que su producción reduce la emisión de CO₂ contribuyendo a la reducción de los gases con efecto invernadero. Cuenta con una importante superficie específica debido a su contenido de puzolana y al ser de origen volcánico. La puzolana que comprende el cemento IP ante la presencia del hidróxido de calcio genera más silicatos haciendo que la mezcla tenga mayor resistencia. (Cementos Yura, 2014).

Ilustración 7: Comportamiento de puzolana con presencia de hidróxido de calcio. Adaptado de «Cemento Portland Puzolánico» por Ficha técnica- Cementos Yura 2014

Las características técnicas del El Cemento Puzolánico IP presentan diferentes características técnicas, que se observan en la Tabla 9 y Tabla 10 que describen sus requisitos químicos y físicos respectivamente:

Requisitos Químicos	Cemento Portland Puzolánico Tipo IP	Requisitos Norma NTP 334-090 ASTM C-595
MgO (%)	1.99	6.00 Max.
SO ₃	1.75	4.00 Max
Perdida de ignición (%)	2.14	5.00 Max.

Tabla 9: Requisitos Químicos del Cemento IP

Nota. Adaptado de Ficha Técnica -Cementos Yura, 2014.

Requisitos Físicos	Cemento Portland Puzolánico Tipo IP		Norma NTP 334-090 ASTM C-595	
Peso específico (gr/cm ³)	2.85		-	
Expansión en autoclave (%)	0		0.80 Max	
Fraguado Vicat inicial (min)	170		45 min.	
Perdida de ignición (%)	270		420 Max.	
Resistencia a la compresión	Kgf/cm²	MPa	Kgf/cm²	MPa
1 días	104	10	-	-
3 días	199	20	133 min.	13
7 días	247	24	204 min.	20
28 días	342	34	255 min.	25
60 días	397	39	-	-
Resistencia a los sulfatos	Cemento IP			
% Expansión a los 14 días	0.018			

Tabla 10: Requisitos Físicos del Cemento IP

Nota. Adaptado de Ficha Técnica -Cementos Yura, 2014.

1.5.1.2 Agregados Marginales

Los agregados marginales se caracterizan por ser materiales que no cumplen específicamente con los requerimientos según la norma y generalmente son rechazados. El empleo de dichos materiales es restringido, sin embargo, son aceptados cuando el concreto cumple con la mayoría de los requisitos que pide la obra. Es por ello que la actual situación de este agregado se ha incrementado y de seguir así será inevitable que su empleo sea cada vez mayor. Un uso tolerable de los mismo depende del saber construir o juicio del ingeniero, evaluando a su vez la adecuada calidad. (Rivva Lopez, 2004).

Es factible obtener un agregado admisible que este dentro de estos límites, ya que se tuvo una buena preparación. La Tabla 11 presenta algunos recursos usados para optimizar la calidad del agregado marginal.

TRATAMIENTOS	OBJETIVOS
Trituración	Retirar partículas desmenuzables
Separación	Retirar partículas livianas
Flujo de agua	Retirar partículas livianas
Inyección de aire	Retirar partículas livianas
Lavado	Retirárá revestimiento y finos
Tamizado	Control de la granulometría
Mezclado	Control de componentes

Tabla 11: Procedimientos de mejora de calidad de agregado

Nota. Supervisión del Concreto en Obra -ICG, 2008.

1.5.1.3 Agua

La presencia de agua en el concreto hace que se comporte químicamente con el elemento cementante logrando que en estado no endurecido tenga la trabajabilidad deseada y en estado endurecido cumpla con la resistencia. Una condición importante es que el agua que se vaya a emplear para la mezcla debe ser potable, para conseguir un mejor comportamiento en la preparación del concreto. El agua que se debe utilizar en la elaboración del concreto debe cumplir con el requerimiento de la Norma NTP 339.088 (Pasquel Carbajal, 1998).

En concretos de alta resistencia es de mayor importancia el curado a la hora de su producción. Cuando se usa una alta cantidad de solidos se debe proveer una mínima cantidad

de agua. Luego de la colocación del concreto y la pasta se ha constituido, el agua está disponible durante la fase de hidratación. Durante este periodo, el agua pierde aproximadamente $\frac{1}{4}$ de su volumen al combinarse con el material cementante. Ello crean pequeños vacíos llamados poros capilares, que tiene posibilidades de llenarse de agua y hacer penetrable al concreto.(Rivva Lopez, 2004).

1.5.1.4 Aditivos

Los aditivos son materiales que se pueden emplear en el mortero o concreto, con el fin de modificar algunas de sus propiedades ya sea para su fácil colocación, baja de costos o para lograr que sean más apropiado al trabajo que se está realizando. Algunos ejemplos son los siguientes:

- Retardadores
- Súper plastificantes
- Aditivos incorporadores de aire
- Aceleradores

1.5.2 Propiedades físicas y mecánicas del concreto

Para el estudio de las propiedades físicas y mecánicas del concreto se procedió a dividirlos en dos grupos que son las propiedades del concreto no endurecido y propiedades del concreto endurecido, tal como se detalla a continuación:

1.5.2.1 Propiedades del concreto no endurecido

El concreto no endurecido tiene relación agua/cemento a 0.28 correcta para el humedecimiento del cemento, ya que cambiar esa comparación reduce la resistencia a la compresión probable que puede llegar a conseguir. El contenido de concreto a edad temprana no puede alcanzar una alta resistencia ya que puede causar calor de hidratación generando rajaduras. El aumento del cemento sin duda no es adecuado para una reducción de la relación agua/cemento para lograr tal fin. A consecuencia, se verá los efectos referentes a las propiedades en etapa fresco. (Rivva Lopez, 2002)

- Trabajabilidad: Es la simplicidad con la que el conjunto de materiales puede formar una mezcla homogénea para crear el concreto, dado el escenario de su uso en obra, transporte y manipuleo.
- Cohesividad: El concreto no debe provocar exudación, de tal manera el curado debe ser realizado en relación con las buenas prácticas. La disminución a la segregación es del mismo modo útil para lechadas en extremo fluidas y mezclas a ser bombeadas.

- Segregación: El concreto presenta diferentes densidades en sus constituyentes que generan una disposición natural a que las fracciones que tiene más peso decrecen.

1.5.2.2 Propiedades del concreto endurecido

A continuación, se detalla las propiedades más relevantes del concreto endurecido.

1.5.2.2.1 Resistencia en compresión

La relación Agua / Cemento expresa la conglomeración principalmente de la pasta de cemento. Se presentan componentes que reducen a la resistencia de la pasta, como son el tiempo y la temperatura, adicionados a diferentes adicionales conformadas por las características resistentes del cemento. Además, la calidad de los agregados es importante para complementarla estructura del concreto. Las características del concreto respecto a su resistencia se complementan en su proceso de hidratación, ya que el curado es un factor indirecto pero no menos importante. (Rivva Lopez, 2004)

Los concretos comunes generalmente tienen resistencias en compresión que varía de 100 a 400 Kg/cm², habiéndose conseguido optimizar diseños sin usar aditivos que han confirmado conseguir resistencias sobre los 700 kg/cm². La resistencia a la compresión cambia de manera considerable si se añade materiales importantes a la mezcla ya que no forman parte de las resistencias mecánicas del concreto. La dimensión y porcentaje de aumento de la resistencia depende de muchos agentes, algunos son el tipo de mezcla, tipo de cemento, cantidad de micro sílice, empleo de aditivos y régimen de curado. (Pasquel Carbajal, 1998)

1.5.2.2.2 Resistencia en tensión y flexión

La correspondencia porcentual a través de las resistencias en tensión, flexión y compresión son semejantes en los concretos comunes. Así un acrecentamiento en la resistencia de la compresión usando micro sílices deberá dar por producto un aumento igual en las resistencias a la tensión y flexión.

1.5.3 Índices de calidad del concreto

Para poder controlar la calidad del concreto se debe tener presente la resistencia y durabilidad del concreto ya que con estos indicadores se puede asegurar que la losa de concreto hidráulico no falle.

1.5.3.1 Resistencia del concreto

Para determinar la resistencia del concreto endurecido se puede llevar a cabo varios ensayos de tipo destructivos y no destructivos para evaluar sus características en esta etapa, sin embargo, por efectos de estudio se desarrollará los ensayos más concurrentes:

- Ensayo de compresión simple para probetas cilíndricas de 6” de diámetro por 12” de altura; La norma ASTM – C – 39 es la encargada de normalizar esta prueba que es importante para hallar el valor de f'_c . Este ensayo consta en la colocación de una carga uniaxial a los cilindros moldeados, a una rapidez de carga específica (0.25 ± 0.05 MPa/s). Es por ello por lo que los resultados de este método de ensayo se emplean como apoyo para la revisión de calidad de la proporción, mezclado y la distribución del concreto, conjuntamente determinan el desempeño de especificación y la verificación para la estimación de la eficacia de aditivos, entre otros.
- Ensayos de Tracción por Flexión; este método de ensayo (ensayo de tracción por flexión ASTM C – 78) es muy usado en el control de calidad del concreto en pistas. El ensayo consiste en someter a la probeta de sección prismática de 15cm x15 cm x 50 cm, a una carga en los tercios de la luz libre (a 15cm de cada extremo) hasta que se produzca la fractura. El módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión se aprecia en la siguiente ecuación:

$$R = \frac{Pl}{bd^2}$$

Ecuación 5: Modulo de rotura en tracción por flexión

Donde:

R: Módulo de rotura

I: Luz libre

b: Ancho promedio de la sección transversal

d: Altura promedio de la sección transversal

1.5.3.2 Durabilidad del concreto

La durabilidad es un indicador complicado de medir, es por ello que con la ayuda de los ensayos petrográficos se puede comprobar que los agregados no cuenten con presencia de

arcillas, ya que esta al ser activa puede generar que la lose de concreto hidráulico falle o algún otro agente que ponga en peligro la durabilidad del concreto.

- Ensayos petrográficos: Se le puede hacer este estudio al concreto, al yeso, al mortero u otras mezclas semejantes al cemento Portland. La petrografía une la revisión sensorial y el análisis microscópico utilizando el estereotipo, el microscopio petrográfico y el microscopio metalográfico. El razonamiento de lo hallado proporciona asistencia valiosa en el progreso de las soluciones practicas a las dificultades que se encuentra en las construcciones. La búsqueda que se determina en el examen petrográfico del concreto se realiza utilizando las pautas detalladas de la norma ASTM C856. "Norma para la examinación por microscopio petrográfico del concreto endurecido".

1.5.4 Diseño según ACI

Procedimiento de dosificación se basa en la medición de materiales (agua, cemento, arena y grava) en volumen y peso que se usa el diseño de mezclas de hormigón, esta mezcla es diseñada tanto para una mezcla fresco como endurecido. La norma A.C.I.211.1 basada en la norma ASTM C33 guía los diseños de mezcla de concreto, conjuntamente tiene relación a las especificaciones granulométricas. Al realizar la mezcla se debe contra con algunos datos anticipados del tipo de obra de cual se va a edificar, además de los materiales que se va a usar para la construcción de la obra. (Pasquel Carbajal, 1998)

Aquel método es utilizado cuando la granulometría ASTM C33 se cumple, hallando el volumen de agregado grueso por metro cubico del concreto, para este hallazgo, se emplea las tablas que presentan el volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto. Luego se halla el volumen de las partículas del agregado grueso por metro cubico, de agregado grueso, este volumen se halla dividiendo la masa unitaria compacta u la densidad aparente de la grava.

Ya teniendo el valor del volumen de agregado grueso, se determina el volumen total del agregado grueso que posee la mezcla para 1 m^3 . Para ello se multiplica valores hallados en la tabla y de la ecuación de volumen de partículas de los agregados gruesos.

2 CAPÍTULO II: METODOLOGÍA

La presente investigación tiene como finalidad desarrollar una propuesta de diseño de un pavimento rígido conformado por agregados marginales con presencia de cenizas volcánicas para el proyecto: Mejoramiento de la carretera Moquegua – Omate - Arequipa, Tramo II, sector 1: km 35 al km 101, con el propósito de reducir la altura de sustitución de material para la estabilización de la subrasante y la composición efectiva de una losa de concreto hidráulico como parte de la estructura del pavimento rígido. Es por ello que para llevar a cabo dicha investigación se tomó en cuenta los siguientes conceptos.

2.1 Tipo y diseño de investigación

Esta investigación es de análisis cuantitativo, ya que en su desarrollo se recoge, procesa y analiza datos numéricos, los mismos que guardan relación con las variables identificadas más adelante. Cabe resaltar que el comportamiento de un de las variables sometido a una serie de estudios podrá predecir el comportamiento de la otra variable, es por ello que se dice que la investigación es de alcance correccional.

2.2 Identificación de variables

De la hipótesis planteada para la presente investigación se deduce, como variable dependiente el diseño del pavimento rígido y como primera variable independiente la losa de concreto hidráulico constituida con agregados marginales con presencia de cenizas volcánicas; como segunda variable independiente la altura del mejoramiento de suelo para la estabilización de la subrasante.

Para la evaluación de estas variables se tomó en cuenta como población, a la carretera Moquegua – Omate Tramo 2 sector I, la misma que cuenta con presencia de cenizas volcánicas; y como muestra a los agregados marginales para la preparación de mezcla de concreto hidráulico, así como los estudios estadísticos del terreno de fundación con calicatas.

2.3 Procedimiento

En el desarrollo de la investigación se realizaron ensayos de laboratorio para medir la resistencia y durabilidad de la losa de concreto hidráulico a través de rotura de probetas,

ensayos petrográficos y granulometría por sedimentación, de igual manera se realizó el ensayo de CBR para caracterizar el terreno de fundación.

Luego, de realizar esta serie de ensayos se logró verificar que los resultados obtenidos en el laboratorio manifestaron que las cargas producidas por el tráfico son disipadas por la losa de concreto hidráulico con agregados marginales, de esa manera se logró incrementar la capacidad portante de la subrasante, en tal sentido se llegó a la conclusión que no es necesario realizar ningún mejoramiento en la subrasante.

3 CAPÍTULO III: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Para poder hallar la resistencia del terreno de fundación se ha estructurado en 2 etapas: La primera es la caracterización y control de calidad del suelo y la validación respecto a los resultados obtenidos.

3.1 Caracterización y control de calidad del terreno de fundación con presencia de ceniza volcánica

En esta primera etapa de la caracterización del suelo de la subrasante se inició por ensayos del control de calidad del suelo, comprendida por el ensayo granulométrico, límites de consistencia, contenido de humedad, ensayo Proctor modificado y el ensayo de CBR.

3.1.1 Ensayos para el control de calidad

El suelo empleado en la presente investigación proviene de las siguientes ubicaciones. Como se presenta en la siguiente Tabla 12 respecto a sus porcentajes:

CANTIDAD	
Mezcla de Suelos	75% Agregado (Arena con Limos) km 66+680 a km 79+270 Moquegua.
	25% Cenizas volcánicas km 66+680 a km 79+270 Moquegua.

Tabla 12: Descripción de la cantidad del suelo

Cabe resaltar que para la presente investigación se realizaron los siguientes ensayos en la estación 2 que comprende los km 66+680 a km 79+270 en distintos puntos, pero solo se utilizaron los resultados respecto a la densidad natural el más crítico para efectos del diseño del pavimento rígido como se adjunta en el Anexo N°1.

3.1.1.1. Análisis granulométrico de agregado fino por tamizado NTP 339.128 /ASTM D422

En el laboratorio de planteo la siguiente Tabla 13 donde se puede observar el análisis granulométrico del agregado fino, respecto a la fracción retenida de Tamiz N° 4.

$$\text{Masa inicial de la muestra (g)} = 873.9 \dots \dots \dots (1)$$

Fracción Retenida en Tamiz N° 4					
Tamiz (Abertura)		Peso Retenido (g)	Retenido Parcial (%)	Retenido Acumulado (%)	Pasante Acumulado (%)
“/N.º	(mm)	(2)	(3)=(2)/(1)x100	(4)	(5)=100-(4)
Nº 4	4.750	0	0	0	100.0
Nº 6	3.350	13.4	2.6	2.6	97.4
Nº 8	2.360	33.1	6.4	9.0	91.0
Nº 10	2.000	22.2	4.3	13.3	86.7
Nº16	1.180	98.2	19.0	32.3	67.7
Nº 20	0.850	61.0	11.8	44.1	55.9
Nº 30	0.600	72.9	14.1	58.2	41.8
Nº 40	0.425	79.1	15.3	73.5	26.5
Nº 50	0.300	55.3	10.7	84.2	15.8
Nº 80	0.177	35.1	6.8	91.0	9.0
Nº 100	0.150	5.2	1.0	92.0	8.0
Nº 200	0.075	13.4	2.6	94.6	5.4
-200	MTC E 137	27.9	5.4	100.0	--

Tabla 13: Análisis granulométrico de agregado fino

A continuación, se puede observar de acuerdo a las aberturas de los tamices y el acumulado pasante la siguiente gráfica. La ilustración 8 representa la Curva Granulométrica, la cual se muestra:

Ilustración 8: Curva Granulométrica

3.1.1.2. Límites de consistencia de suelos NTP 339.129/ASTM D4318

Los límites de consistencia son determinados en la muestra tamizada en seco y pasante por el tamiz n°4, obteniendo los siguientes resultados en la Tabla 14:

LÍMITES DE CONSISTENCIA	RESULTADOS
LÍMITE LÍQUIDO (%)	NP
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP
ÍND. PLASTICIDAD (%)	NP

Tabla 14: Límites de consistencia

3.1.1.3. Contenido de humedad de suelos NTP 339.127/ASTM D2216

Se determinó el contenido de humedad de la muestra del suelo, con el fin de obtener un factible comportamiento del suelo. A continuación, se presenta la siguiente Tabla 15, donde se observa los resultados del contenido de humedad:

ENSAYO N°	1
N° DE TARA	T-04
PESO TARA + SUELO HÚMEDO (gr)	1134.4
PESO TARA + SUELO SECO (gr)	1118.7
PESO DE LA TARA (gr)	244.8
PESO DEL AGUA (gr)	15.7
PESO DE L SUELO SECO (gr)	873.9
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	1.8

Tabla 15: Contenido de Humedad

3.1.1.4. Ensayo de Compactación Proctor Modificado NTP 339.141/ASTMD1557

Para realizar el ensayo de compactación Proctor Modificado se toma en consideración los siguientes datos como se observa en la Tabla 16:

Tipo de compactación	Peso del pisón (g)	Altura de caída (mm)	Volumen del molde (cm³)
Peso en molde grande	4540	457.2	922.4
Método utilizado	N°. De capas	N°. De golpes/capa	Peso del molde (g)
A	5	24	1592

Tabla 16: Características del ensayo Proctor Modificado

Se calculan los valores de densidad seca y contenido de humedad, para determinar la máxima densidad seca y optimo contenido de humedad. Como se observa en la siguiente Tabla 17:

Peso Suelo Húmedo + Molde	(g)	4978	5145	5168	5120
Peso del Molde	(g)	3706	3706	3706	3706
Peso Suelo Húmedo	(g)	1272	1439	1462	1414
Volumen del Molde	(cm ³)	945	945	945	945
Densidad Suelo Húmedo	(g/cm ³)	1.346	1.523	1.547	1.496
Tarro N°		T-01	T-03	T-07	T-10
Peso suelo húmedo + tarro	(g)	639.0	515.5	603.6	550.5
Peso suelo seco + tarro	(g)	594.8	476.5	554.5	492.3
Peso del agua	(g)	238.3	230.0	267.7	205.5
Peso del tarro	(g)	44.2	39.0	49.1	58.2
Peso suelo seco	(g)	356.5	246.5	286.8	286.8
Contenido de Humedad	(%)	12.4	15.8	17.1	20.3
Densidad del Suelo Seco	(g/cm ³)	1.198	1.315	1.321	1.244

Tabla 17: Calculo de densidad seca y optimo contenido de humedad

Una vez calculado el promedio de humedad y la densidad seca para cada muestra compactada, se plotea los valores y se dibuja la curva de campana como se observa en la ilustración 9. Se obtiene el siguiente gráfico:

Ilustración 9: Curva contenido de Humedad vs Densidad Seca

3.1.1.5. Ensayo CBR de suelos compactados NTP 339.145/ASTM D1883

Para realizar el ensayo de CBR se confeccionaron 3 muestras con diferentes calidades de compactación con respecto a su densidad seca: 1 muestra compactada con 56 golpes, 1 muestra compactada a 25 golpes y 1 muestra compactada a 12 golpes por capa. Luego de saturar 4 días se realiza el ensayo de penetración obteniendo la siguiente Tabla 18 para distintas medidas de penetración:

COMPACTACIÓN			
Molde N°	1	2	3
N° Capas	5	5	5
N° golpes por capa	56	25	12
Condición de la muestra	NO SATURADO	NO SATURADO	NO SATURADO
Peso de molde + Suelo húmedo (gr)	11659	11193	11144
Peso de molde + base (gr)	8396	8147	8274
Peso del suelo húmedo (gr)	3263	3046	2870
Volumen del molde (cm³)	2108	2096	2111
Densidad húmeda (gr/cm³)	1.548	1.453	1.360
N° Tara	T-04	T-02	T-03
Peso suelo húmedo + tara (gr)	786.0	832.6	1051.4
Peso suelo seco + tara (gr)	709.0	748.8	932.7
Peso de tara (gr)	244.8	224.9	230.0
Peso de agua (gr)	77.0	83.8	118.7
Peso de suelo seco (gr)	464.2	523.9	702.7
Contenido de humedad (%)	16.6	16.0	16.9
Densidad seca (gr/cm³)	1.328	1.253	1.163

Tabla 18: Resultado de densidades secas de tres muestras

Para realizar el ensayo de CBR se confeccionaron 3 muestras con diferentes calidades de compactación con respecto a su densidad seca: 1 muestra compactada con 56 golpes, 1 muestra compactada a 25 golpes y 1 muestra compactada a 12 golpes por capa. Luego de saturar 4 días se realiza el ensayo de penetración obteniendo la siguiente Tabla 19 para distintas medidas de penetración.

CAP. DEL ANILLO: 4.5 Ton.		CERT. DE CALIBRACIÓN: - Prensa CBR PMR-02: SCM LF-14041828				
Nº MOLDE	(56 Golpes)		(25 Golpes)		(12 Golpes)	
PEN. (mm)	CARGA (N)	CARGA(kg)	CARGA (N)	CARGA(kg)	CARGA(N)	CARGA(kg)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	56.7	6	39.7	4	28.3	3
1.0	121.7	12	85.2	9	60.9	6
1.5	253.9	26	177.7	18	127.0	13
2.0	465.9	48	326.1	33	232.9	24
2.5	797.4	81	558.2	57	398.7	41
3.0	1108.0	113	775.6	79	554.0	56
3.5	1485.7	151	1040.0	106	742.8	76
4.0	1901.2	194	1330.8	136	950.6	97
4.5	2333.5	238	1633.4	167	1166.7	119
5.0	2759.4	281	1931.6	197	1379.7	141
7.5	4692.1	478	3284.5	335	2346.0	239
10.0	6236.5	636	4365.6	445	3118.3	318

Tabla 19: Resultado de penetraciones con diferentes medidas (mm)

Se puede observar las diferentes absorciones y expansiones de las 3 muestras en las siguiente
Tabla 20:

ABSORCIÓN			
N° MOLDE	9 / MCB-09	15 / MCB-13	14 / MPG-12
PESO SUELO HUM. + PLATO + MOLDE	9113	8989	10556
PESO DEL PLATO + MOLDE	5954	5858	7391
PESO SUELO HUMEDO EMBEBIDO	3159	3132	3165
PESO SUELO HUMEDO SIN EMBEBER	2993	2897	2866
PESO DEL AGUA ABSORBIDA	166	235	299
PESO DEL SUELO SECO	2480	2396	2371
ABSORCION DE AGUA	6.70	9.80	12.60

Tabla 20: Resultado de absorción de muestras

En la siguiente Tabla 21 se observa los resultados de la expansión, al ser un suelo que no contiene no plasticidad por ende después de los 4 días de inmersión en agua se observa:

FECHA	HORA	LEC. DIAL	LEC. DIAL	LEC. DIAL
15-nov-18	12:30:00 a.m.	0.000"	0.000"	0.000"
16-nov-18	-	-	-	-
17-nov-18	-	-	-	-
18-nov-18	-	-	-	-
19-nov-18	12:30:00 a.m.	0.000"	0.000"	0.000"
EXPANSIÓN (%)		S/E	S/E	S/E

Tabla 21: Resultado de expansión de muestras

Se obtuvo la gráfica de diagrama Proctor y el diagrama de CBR vs Densidad, con resultados del CBR al 95% de la máxima densidad seca a una penetración de 0.1'' (2.5mm) siendo la más desfavorable. Como se observa en la siguiente Ilustración 10:

Ilustración 10: Gráfica diagrama Proctor modificado y el diagrama CBR vs densidad

Además, se obtuvieron las gráficas de penetración para cada muestra compactados a los 56, 25 y 12 golpes por las 5 capas. Como se observa en la siguiente Ilustración 11:

Ilustración 11: Gráfica de penetración de cada muestra

3.1.1.6. Densidad In Situ- Método Cono de Arena NTP 339.143 / ASTM D 1556

Se determina la densidad del suelo seco y el contenido de humedad del suelo compactado en campo. Se aplica al terreno de fundación a una profundidad de 15 cm de tal manera que se extraiga un volumen del cilindro para determinar su densidad húmeda y así poder hallar la densidad seca. En las siguientes Tabla 22 y 23 respectivamente se puede observar el desarrollo del ensayo para dar a conocer los resultados obtenidos:

Peso de la arena + Frasco	gr	8305
Peso Arena Restante + Frasco	gr	2855
Peso de arena empleada (1-2)	gr	5450
Peso de Arena en el Embudo	gr	1550
Peso de Arena Empleada (3-4)	gr	3900
Densidad de la Arena	gr/cm ³	1.422
Volumén del Hueco (5/6)	cm ³	2743
Peso del Material + Recipiente	gr	4223
Peso del Recipiente	gr	190
Peso Neto del suelo + grava (8-9)	gr	4123
Peso Neto del suelo	gr	4123
Volumen del Suelo	cm ³	2743
Densidad del Suelo Húmedo	gr/cm ³	1.503
Porcentaje de la Humedad Contenida	%	14.7
Densidad del Suelo Seco	gr/cm ³	1.311
Máxima Densidad del Proctor	gr/cm ³	1.421
Óptimo Contenido de Humedad	%	10.3
Porcentaje de Compactación	%	92.2

Tabla 22: Resultado de Porcentaje de Compactación

Peso de Capsula + Suelo Húmedo	1236.80
Peso de Capsula + Suelo Seco	1110.0
Peso de Agua	126.8
Peso de la lata	245.5
Peso de Suelo Seco	864.5
Porcentaje de Contenido de Humedad (%)	14.7

Tabla 23: Resultado de Porcentaje de Contenido de Humedad

3.1.1.7. Ensayo CBR de suelos compactados a la densidad natural NTP 339.145/ASTM D1883

Para realizar el ensayo de CBR se confeccionaron 3 muestras con diferentes calidades de compactación con respecto a su densidad seca: 1 muestra compactada con 56 golpes, 1 muestra compactada a 25 golpes y 1 muestra compactada a 12 golpes por capa. Luego de saturar 4 días se realiza el ensayo de penetración obteniendo la siguiente Tabla 24 para distintas medidas de penetración:

COMPACTACIÓN			
Molde N°	20	21	24
N° Capas	5	5	5
N° golpes por capa	56	25	12
Condición de la muestra	NO SATURADO	NO SATURADO	NO SATURADO
Peso de molde + Suelo húmedo (gr)	11505	11270	10600
Peso de molde + base (gr)	8199	8147	7582
Peso del suelo húmedo (gr)	3306	3123	3018
Volumen del molde (cm ³)	2106	2096	2130
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1.570	1.490	1.417
N° Tara	T-12	T-20	T-18
Peso suelo húmedo + tara (gr)	625.4	536.5	572.1
Peso suelo seco + tara (gr)	590.0	499.8	532.0
Peso de tara (gr)	246.6	139.0	142.8
Peso de agua (gr)	35.4	36.7	40.1
Peso de suelo seco (gr)	343.4	360.8	389.2
Contenido de humedad (%)	10.3	10.2	10.3
Densidad seca (gr/cm ³)	1.423	1.352	1.285

Tabla 24: Resultado de densidades secas

Para realizar el ensayo de CBR se confeccionaron 3 muestras con diferentes calidades de compactación con respecto a su densidad seca: 1 muestra compactada con 56 golpes, 1 muestra compactada a 25 golpes y 1 muestra compactada a 12 golpes por capa. Luego de saturar 4 días se realiza el ensayo de penetración obteniendo la siguiente Tabla 25 para distintas medidas de penetración.

PENETRACIÓN										
PENETRACIÓN (mm)	CARGA ESTÁNDAR (kg/cm2)	MOLDE N° 20			MOLDE N° 21			MOLDE N° 24		
		CARGA	CORRECCIÓN		CARGA	CORRECCIÓN		CARGA	CORRECCIÓN	
		kg	kg	%	kg	kg	%	kg	kg	%
0.000		0			0			0		
0.635		52			38			21		
1.270		96			78			33		
1.905		153			106			62		
2.540	70.5	196	187.5	13.6	142	136.8	9.9	81	78.9	5.7
3.810		256			189			118		
5.080	105.7	328	327.3	15.8	238	235.8	11.4	163	160.4	7.7
6.350		406			295			200		
7.620		521			406			250		
10.600		700			591			316		

Tabla 25: Resultado de penetraciones con diferentes medidas (mm)

Además, se obtuvieron las gráficas de penetración para cada muestra compactados a los 56, 25 y 12 golpes por las 5 capas. Como se observa en la siguiente Ilustración 12:

Ilustración 12: Gráfica de penetración de cada muestra

En la siguiente Tabla 26 se presenta los resultados del porcentaje de CBR a en diferentes porcentajes de la densidad seca. Para fines de la investigación se usara el CBR a la densidad natural para el diseño del pavimento rígido.

PORCENTAJE DEL CBR				
C.B.R. AL 95% DE M.D.S. (%)	0.1"	9.8	0.2"	11.2
C.B.R. AL 100% DE M.D.S. (%)	0.1"	13.5	0.2"	15.7
C.B.R. A LA DENS. NAT. (%)	0.1"	7.6		

Tabla 26: Resultado de porcentaje a la densidad natural

3.1.1.8. Ensayo de petrografía.

Para la presente investigación se realizó el ensayo petrográfico para definir y validar que el material del terreno en cuestión se trata de cenizas volcánicas. Dicho certificado se muestra en la ilustración 13.

PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

000010

LABORATORIO DE LA DIRECCION DE ESTUDIOS ESPECIALES

INFORME DE ENSAYO N° 253 - 2018 - MTC/14.01

SOLICITANTE	CONSORCIO VIAL DEL SUR	MUESTRA	Piedra triturada <1/4" - Cantero Río Tambo Km. 84+410 (L.I.)
DOMICILIO LEGAL	AV. REPUBLICA DE COLOMBIA N° 791 - SAN BORJA	IDENTIFICACIÓN	P-253-001/005
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA OMATE - MOQUEGUA - AREQUIPA, TRAMO 2: KM 35+000 AL KM 153+500*	CANTIDAD	2.00 Kg.
REFERENCIA	REC N° 187 - 2018 - FE- 02	PRESENTACIÓN	Saco de polietileno
FECHA DE RECEPCIÓN	2018.10.26	FECHA ENSAYO	2018.11.07

ASTM C294 - 12(2017): NOMENCLATURA ESTÁNDAR PARA LA DESCRIPCIÓN DE CONSTITUYENTES DE AGREGADOS PARA CONCRETO (1)

CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS MACROSCÓPICAS	
FORMA (muestra de mano)	Angulosa a subangulosa
COLOR	Variable
TONO	Variable
DUREZA Y RESISTENCIA UNIAxIAL	Moderada
CONSTITUYENTES APROX.	-/-
GRANULARIDAD RELATIVA	Granular
TEXTURA	Cristalina
ORIGEN	Ígneo y metamórfico
NATURALEZA	Volcánica, intrusiva y pirometamórfica
CLASIFICACIÓN PETROGRÁFICA	Variable

Observaciones:

- Standard Descriptive Nomenclature for Constituents of Concrete Aggregates (Annual Book of ASTM Standards 2012, Section Four, Volume 04.02 - Concrete and Aggregates).
- Ensayo efectuado a fragmentos de roca menor de 2.3 cm de Ø.
- La Muestra es proporcionada e identificada por el solicitante.
- La interpretación de los resultados de ensayos es de responsabilidad del solicitante, salvo recomendaciones adjuntas.
- Este documento no debe ser utilizado como una certificación con normas de productos o como certificados del sistema de calidad de la entidad que lo produce (Resolución N° 0002-98/INDECOPI-CRT del 07.01.98).
- La muestra está conformada por fragmentos pétreos principalmente de naturaleza volcánica, intrusiva y metamórfica (andesitas, rolitas, granodioritas y cuarcitas).
- Escasos fragmentos reaccionan muy pobremente al contacto con el ácido clorhídrico.
- La muestra corresponde a fragmentos triturados por procesos artificiales (chancado).

GEOCD (1/1)
O.S. N° 253
AOCM/egom

Ing. ANTONIO CUBA MARRIQUE
Lima, 07 de Noviembre de 2018

Ilustración 13: Certificado petrográfico

3.1.1.9. Validación de resultados de la calidad del suelo con presencia de ceniza volcánica en base a su resistencia.

Para evaluar la resistencia del suelo con presencia de ceniza volcánica, se inició con el ensayo de granulometría para poder determinar el método, la cual se concluyó en escoger el método A. Segundo, el ensayo Proctor modificado para poder hallar la máxima densidad seca de las tres muestras y así poder graficar la curva de campana para conseguir la humedad óptima. Se llegó a los siguientes resultados, expresados en la tabla 27:

RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYOS					
MÁXIMA DENSIDAD SECA			(g/cm ³)	1.321	
ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD			(%)	16.8	
CBR A 2,5 mm DE PENETRACION AL 100% DE LA M.D.S.			(%)	27.4	
CBR A 2,5 mm DE PENETRACION AL 95% DE LA M.D.S.			(%)	20.8	
CBR A LA DENSIDAD NATURAL			(%)	7.6	
SERIE AMERICANA	3/4"	3/8"	Nº 4	Nº200	Pasa Nº200
RETENIDO PARCIAL (%)	-. -	-. -	-. -	95	5
LÍMITE LÍQUIDO	NP	SUCS		SP-SM	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	NP	AASHTO		A-1-b (0)	

Tabla 27: Resumen de resultados de ensayos

Como se muestra en los resultados, realizar el ensayo de CBR al 95 % de la máxima densidad seca se obtuvo un porcentaje de 20.8 % lo cual nos afirma que es un suelo bueno para la investigación.

3.2. Caracterización y Control de Calidad de la Sub-base

Se llama sub-base granular a la capa o capas granulares que se encuentran entre la subrasante y en este caso, la losa de concreto hidráulico.

3.2.1. Requerimientos de ensayos especiales

Para la ejecución de la sub-base granular, se debe cumplir con una serie de ensayos especiales, así como también se debe ajustar a alguna de las franjas granulométricas para comprobar que se cumple con esos requerimientos, se realizan los siguientes ensayos.

3.2.1.1. Análisis granulométrico por tamizado

El objetivo de realizar este ensayo es lograr una curva granulométrica uniforme y sensible que se encuentre paralela a los límites de la franja, evitando saltos bruscos entre tamices, para así prevenir que se presenten segregaciones y de esa manera a su vez garantizar la

compactación y resistencia requerida. También, se debe mantener la relación entre el porcentaje de material que pasa por la malla N° 200 y el porcentaje que pasa por el tamiz N° 4 menor a 2/3, así mismo el tamaño nominal no debe ser mayor a 1/3 del espesor de la capa compactada. Al llevar acabo el análisis granulométrico se obtuvo los siguientes resultados, los mismos que se muestran en la tabla N° 28, y se obtuvo la curva granulométrica que se muestra en la ilustración N° 12.

TAMIZ	AVERTURA EN (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	%RET ACUM	% QUE PASA	GRADACIÓN "A"	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
2 1/2"	60.350						Peso de Muestra
2"	50.800				100.0	100	Peso Total : 19845 gr.
1 1/2"	38.100	1742	8.8	8.8	91.2		Peso de Grava : 10501 gr.
1"	25.400	1864	9.4	18.2	81.8	-	Peso de Arena : 9344 gr.
3/4"	19.000	1654	8.3	26.5	73.5		Fracc. < N° 4 : 742.5 gr.
1/2"	12.500	2045	10.3	36.8	63.2		LIMITES DE CONSISTENCIA
3/8"	9.500	845	4.3	41.1	58.9	30 - 65	Límites Líquido : %
N°4	4.750	2351	11.8	52.9	47.1	25 - 55	Límite Plástico : %
N°10	2.000	205.6	13.0	66.0	34.0	15 - 40	Índice Plástico : %
N°20	0.840	132.7	8.4	74.4	25.6		CLASIFICACIÓN DEL SUELO
N°40	0.425	162.7	10.3	84.7	15.3	8 - 20.	A.A.S.H.T. O : A-1-a (0)
N°50	0.300	51.2	3.2	87.9	12.1		
N°80	0.177	42.6	2.7	90.6	9.4		
N°100	0.150	17.6	1.1	91.7	8.3		HUM. NAT. : 7.9
N°200	0.075	34.2	2.2	93.9	6.1	2 - 8.	
< N°200	Fondo	95.9	5.1	100.0	0.0		

Tabla 28: Resultados del análisis granulométrico

Ilustración 14: Curva granulométrica

El ensayo realizado en comparación a lo solicitado en la MTC EG2013/ASTM D 1241, si cumple ya que, se encuentra dentro de la gradación A.

3.2.1.2. Límites de consistencia

Este método permite determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad del suelo. Este último se calcula como la diferencia entre los límites líquido y plástico.

Para poder hallar estos indicadores se prepara la muestra a utilizar, la misma que debe pasar por la malla N° 40 para luego agregar agua hasta obtener una especie de pasta semilíquida y realizar el ensayo con la cuchara de Casagrande obteniendo así el límite líquido, al realizar el ensayo se obtuvo los resultados mostrados en la tabla N° 29 y tabla N°30.

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110, AASHTO T 89)				
N° TARA	(gr.)	T-17	T-18	T-19
PESO TARA + SUELO HUMEDO	(gr.)	60.22	60.65	60.26
PESO TARA + SUELO SECO	(gr.)	54.66	55.27	55.12
PESO DE AGUA	(gr.)	5.56	5.38	5.14
PESO DE LA TARA	(gr.)	29.38	29.61	29.71
PESO DEL SUELO SECO	(gr.)	25.28	25.66	25.41
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)	21.99	20.97	20.23
NUMERO DE GOLPES		15	22	29

Tabla 29: Procedimiento y resultados obtenidos del límite líquido

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111, AASHTO T 90)	
N° TARA	(gr.)
PESO TARA + SUELO HUMEDO	(gr.)
PESO TARA + SUELO SECO	(gr.)
PESO DE AGUA	(gr.)
PESO DE LA TARA	(gr.)
PESO DEL SUELO SECO	(gr.)
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)
	N.P

Tabla 30: Procedimiento y resultados obtenidos del límite líquido

Al obtener un límite líquido de 21%, cuando en la norma ASTM D-423 indica que como máximo es 25%, y no presenta índice plástico es buen indicador que el material usado para la sub-base queda aprobado.

3.2.1.3. Contenido de materia orgánica (Pérdida por ignición)

Con este ensayo se estima que cantidad de materia orgánica que puede tener el suelo como plantas frescas, madera, raíces, pasto, etc. Para llevar a cabo este ensayo se comienza por secar la muestra en el horno hasta peso constante y luego colocarla en el desecador, seguidamente se coge una muestra de 10 a 40gr, para pesarla en crisoles tarados. Finalmente colocar el crisol en dentro de la mufla durante 6 horas. Finalmente, de coloca los crisoles con la muestra en el desecador para después pesarlos. Al realizar el ensayo se obtuvo los resultados mostrados en la tabla N° 31.

Ensayo N°	1	2	Promedio
Tara N°	T-30	T-31	
Peso de la tara y suelo seco, antes de Ignición gr.	48.42	49.66	-
Peso de la tara y suelo seco, después de Ignición gr.	48.38	49.61	-
Peso de materia orgánica gr.	0.04	0.05	-
Peso de la tara gr.	29.41	28.37	-
Peso del suelo seco neto gr.	18.97	21.24	-
Contenido de materia orgánica %	0.21	0.24	0.22

Tabla 31: Resultados de contenido de materia orgánica.

3.2.1.4. Equivalente arena

Este ensayo sirve para determinar las proporciones de arcillas o finos plásticos que pueda presentar el material en condiciones estándar; en ese sentido, el ensayo tiene como resultado una cantidad relativa de finos y material arcilloso existente en el material. Para llevar a cabo el ensayo se comienza con seleccionar un determinado volumen de agregado fino, se le adiciona solución floculante para luego ser mezclado y agitado en una probeta graduada con la finalidad de que las partículas de arena pierdan la cobertura de material arcilloso. Luego de deja un tiempo de sedimentación, se procede a medir las alturas de la arcilla floculada y de la arena en la probeta. Se entiende por “equivalente de arena” a la relación entre la altura de la arena y la altura de la arcilla expresada en porcentaje. A continuación, se observa los resultados obtenidos al realizar este ensayo en la tabla N°32.

N° DE ENSAYOS	1	2	3
Tamaño máximo (pasa malla N° 4)	4.76	4.76	4.76
Hora de entrada a saturación	11:40	11:42	11:44
Hora de salida de saturación (más 10")	11:50	11:52	11:54
Hora de entrada a decantación	11:52	11:54	11:56
Hora de salida de decantación (más 20")	12:12	12:14	12:16
Altura máxima de material fino	5.7	5.8	5.6
Altura máxima de la arena	3.0	3.1	3.0
Equivalente de Arena (%)	52.6	53.4	53.6
PROMEDIO	53.2		
Resultado Final Considerado por Norma EG 2000 (%)	54.0		

Tabla 32: Resultados del ensayo de equivalente de arena para la sub-base

3.2.1.5. Sales Solubles

Este ensayo tiene como finalidad determinar el contenido de cloruros y sulfatos, solubles en agua del material analizado. El ensayo consiste en someter la muestra a continuos lavados con agua destilada en temperatura de ebullición, hasta extraer todas las sales. Para detectar estas sales, se realiza mediante reactivos químicos que forman precipitaciones notables. Finalmente, del agua total con que se lavó la muestra, se toma una porción, para cristalizarla y poder identificar la cantidad de sales. Se realizó dicho ensayo y se obtuvo los resultados expuestos en la tabla N° 33.

MUESTRA	1	2
Peso de Tara	75.10	75.08
Peso tara + agua + sal	174.22	174.18
Peso tara + sal	75.12	75.12
Peso sal	0.020	0.040
Peso agua	99.10	99.06
% de sales solubles	0.020	0.040
Promedio de Sales Solubles Tot. (%)	0.030	

Tabla 33: Resultados del ensayo de sales solubles en la sub-base

3.2.1.6. Partículas chatas y alargadas

Este ensayo se realiza para verificar si las partículas chatas o alargadas cumplen con las especificaciones. Para realizar el ensayo se puede determinar por peso (se requiere secar la muestra al horno a peso y temperatura constante) o por número de partículas (el secado no es necesario), luego se tiene que tamizar de acuerdo a lo especificado en la MTC E 205, para reducir cada fracción (mayor a 3/8" o N° 4 si es necesario) en un 10% o más de su peso original conforme a la MTC 201, con la finalidad de obtener aproximadamente 100 partículas. Ensayar cada partícula de cada fracción medida y clasificarlas en una de los tres grupos: Chatas, Alargadas y Ni chatas ni alargadas, utilizando el calibrado proporcional. Por último, determinar la proporción de la muestra por cada grupo, ya sea por peso o conteo. A continuación, se muestra en la tabla N° 34 dicho procedimiento y resultado de ensayo.

MATERIAL		AGREGADO GRUESO			CHATAS			ALARGADAS			NI CHATAS NI ALARGADAS		
TAMIZ	abertura	PESO RET.	% RET.	% PASA	PESO	(%)	(%) Corregido	PESO	(%)	(%) Corregido	PESO	(%)	(%) Corregido
(pulg)	(mm)												
3"	76.200												
2"	50.800			100.0									
1 1/2"	38.100	1234.0	17.6	82.4	62.0	5.0	0.9	21.0	1.7	0.3	1151.0	93.3	16.5
1"	25.400	1502.0	21.5	60.9	76.0	5.1	1.1	16.0	1.1	0.2	1410.0	93.9	20.2
3/4"	19.050	1625.0	23.2	37.6	105.0	6.5	1.5	62.0	3.8	0.9	1458.0	89.7	20.8
1/2"	12.700	1808.0	25.9	11.8	85.0	4.7	1.2	62.0	3.4	0.9	1661.0	91.9	23.7
3/8"	8.750	825.0	11.8	0.0	115.0	13.9	1.6	12.0	1.5	0.2	698.0	84.6	10
TOTALES		6994.0	100.0				6.3			2.5	6378.0		91.2

Tabla 34: Resultados de ensayo de partículas chatas y alargadas

Al realizar dicho ensayo, se obtuvo que de un peso total de la muestra de 6994g el 8.8% eran partículas chatas y alargadas, lo cual cumple ya que en las especificaciones se tenía que como máximo se debía tener 20%.

3.2.1.7. Ensayo de Proctor Modificado MTC E 115/ ASTM D 1557 / AASHTO T180 Ensayo CBR

Se calculan los valores de densidad seca y contenido de humedad, para determinar la máxima densidad seca y optimo contenido de humedad. Como se observa en la siguiente Tabla N°35:

Ensayo N°		1	2	3	4
Número de Capas		5	5	5	5
Golpes de Pisón por Capa		56	56	56	56
Peso suelo húmedo + molde	(gr)	11402	11620	11778	11745
Peso molde + base	(gr)	6593	6593	6593	6593
Peso suelo húmedo compactado	(gr)	4809	5027	5185	5152
Volumen del molde	(cm ³)	2123	2123	2123	2123
Peso volumétrico húmedo	(gr/cm ³)	2.265	2.368	2.442	2.427
Tara N°		T-01	T-03	T-07	T-10
Peso del suelo húmedo + tara	(gr)	1086.0	1123.0	1184.0	1165.0
Peso del suelo seco + tara	(gr)	1062.0	1092.0	1138.0	1109.0
Peso de Tara	(gr)	300.4	495.0	490.0	489.0
Peso de agua	(gr)	24.0	31.0	46.0	56.0
Peso del suelo seco	(gr)	761.6	597.0	648.0	620.0
Contenido de agua	(%)	3.2	5.2	7.1	9.0
Peso volumétrico seco	(gr/cm ³)	2.196	2.251	2.280	2.226
Densidad máxima	(gr/cm³)	2.280	-	-	-
Humedad óptima	(%)	7.0	-	-	-

Tabla 35: Calculo de densidad seca y optimo contenido de humedad

Una vez calculado el promedio de humedad y la densidad seca para cada muestra compactada, se plotea los valores y se dibuja la curva de campana como se observa en la ilustración 13. Se obtiene el siguiente gráfico:

Ilustración 15: Curva contenido de Humedad vs Densidad Seca

Para realizar el ensayo de CBR se confeccionaron 3 muestras con diferentes calidades de compactación con respecto a su densidad seca: 1 muestra compactada con 56 golpes, 1 muestra compactada a 25 golpes y 1 muestra compactada a 12 golpes por capa. Luego de saturar 4 días se realiza el ensayo de penetración obteniendo la siguiente Tabla N° 36 para distintas medidas de penetración:

VOL. MOLDE: INDICADO / N° DE CAPAS: 5			
N° DE MOLDE / CODIGO DE MOLDE	1 / MCB-09	2 / MCB-13	3 / MPG-12
N° DE GOLPES	56	25	12
VOLUMEN DE MOLDE (cm ³)	2122	2114	2115
P. MOLDE + S. HÚMEDO (g)	12287	12789	12523
PESO MOLDE (g)	7120	7841	7791
PESO SUELO HÚMEDO (g)	5167	4948	4732
N° TARRO	Tc-07	Tc-08	Tc-09
P. TARRO + S. HÚMEDO (g)	1185	1162	1124
P. TARRO + S. SECO (g)	1144	1123	1087
PESO DE AGUA (g)	41	39	37
PESO DE TARRO (g)	495	490	489
PESO SUELO SECO (g)	649	633	598
CONTENIDO DE HUMEDAD (g)	6.3	6.2	6.2
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³)	2.435	2.341	2.237
DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.290	2.205	2.107

Tabla 36: Resultado de densidades secas de tres muestras

Para realizar el ensayo de CBR se confeccionaron 3 muestras con diferentes calidades de compactación con respecto a su densidad seca: 1 muestra compactada con 56 golpes, 1 muestra compactada a 25 golpes y 1 muestra compactada a 12 golpes por capa. Luego de saturar 4 días se realiza el ensayo de penetración obteniendo la siguiente Tabla N° 37 para distintas medidas de penetración.

PENETRACIÓN										
PENETRACIÓN (mm)	CARGA ESTÁNDAR (kg/cm ²)	MOLDE N° 1			MOLDE N° 2			MOLDE N° 3		
		CARGA	CORRECCIÓN		CARGA	CORRECCIÓN		CARGA	CORRECCIÓN	
		kg	kg	%	kg	kg	%	kg	kg	%
0.000		0			0			0		
0.635		86.0			159.0			102.0		
1.270		250.0			384.0			255.0		
1.905		540.0			601.0			462.0		
2.540	70.5	880.0	1227.4	89	842.0	847.3	61.2	653.0	715.8	51.7
3.810		1495.0			1285.0			1095.0		
5.080	105.7	2132.0	2562.4	123	1712.0	1727.5	83.3	1495.0	1558.4	75.1
6.350		2786.0			2085.0			1853.0		
7.620		3262.0			2423.0			2162.0		

Tabla 37: Resultado de penetraciones con diferentes medidas (mm)

Se obtuvo la gráfica de diagrama Proctor y el diagrama de CBR vs Densidad, con resultados del CBR al 95% de la máxima densidad seca a una penetración de 0.1" (2.5mm) siendo la más desfavorable. En la siguiente Tabla N° 38 se puede observar los resultados:

DATOS DEL PROCTOR MODIFICADO	
Proctor Modificado Astm:	1557
máxima densidad seca (gr/cm ³):	2.280
Óptimo Contenido De Humedad (%):	7.0
95% de la máxima densidad seca (gr/cm ³):	2.166
PORCENTAJE DEL CBR AL 100% DE M.D.S. (%)	
0.1"	88.7
0.2"	123.4

Tabla 38: Resultado de ensayo Proctor y su porcentaje de CBR

Además, se obtuvieron las gráficas de penetración para cada muestra compactados a los 56, 25 y 12 golpes por las 5 capas. Como se observa en la siguiente Ilustración 14:

Ilustración 16: Gráfica de penetración de cada muestra

3.2.1.8. Ensayo Desgaste en la Maquina de Los Ángeles MTC E 207/ASTM C131/NTP 4 00.019

Para desarrollar el ensayo de abrasión lo primero que se debe realizar es el secado del agregado en el horno a una temperatura de 105°C a 111°C y así poder obtener un peso definitivo. La muestra debe estar cuarteada y homogenizada para poder cumplir con el porcentaje retenido y así usar esa graduación.

Se realiza la granulometría para alcanzar con los porcentajes y cantidades retenidas que se requiere, de manera que se pueda identificar el tipo de abrasión. De acuerdo con los resultados de la proporción de material y a su graduación de identifica el tipo de desgaste, ya que el tamiz fue de ½" con una cantidad de peso retenido de 2.250 gramos, se seleccionó el tipo B.

El residuo entre el peso inicial y el peso final de la muestra se expresará en forma de porcentaje del peso inicial respecto al ensayo realizado. Esto lleva al resultado que será el valor determinado como un porcentaje de desgaste como se detalla a continuación en la Tabla 39:

MUESTRA	1
GRADACION	"A"
N° DE ESFERAS	12
TAMIZ (N°12)	PESO RETENIDO (gr.)
1"	1.253
3/4"	1.251
1/2"	1.250
3/8"	1.250
PESO TOTAL	5.004
MATERIAL RETENIDO TAMIZ N°12	3.745
PORCENTAJE DE DESGASTE	25.2

Tabla 39 Resultado de porcentaje de desgaste

El resultado obtenido de 25.2% de desgaste en la máquina de los ángeles CUMPLE con respecto a la norma MTC E207 y NTP400.019, ya que como máximo se acepta un 50 % y el resultado salió mucho menor.

3.3. Diseño de Mezcla de Concreto Hidráulico

Para la losa se ha desarrollado ensayos que permitan evaluar la mezcla homogénea del concreto hidráulico respecto a sus componentes de cemento, agua, agregado fino y grueso y aditivos. Los materiales deben cumplir con la norma de Especificaciones Técnicas Generales para construcción (EG-2013). Se tomó para el diseño el método del ACI.

3.3.1. Caracterización de Agregado Grueso

La cantidad de agregado retenido en el tamiz N°4 se denomina un agregado grueso, que deberá provenir de la pulverización de grava, roca o de ambos. Además, que deben de cumplir requisitos de limpieza, resistencia y durabilidad; sin presentar demasía de partículas planas, blandas o que se contengan excesos de polvos, tierra, terrones de arcilla o materiales que puedan perjudicar la mezcla respecto a su calidad. (Manual de Carreteras EG-2013)

3.3.1.1. Ensayo Desgaste en la Maquina de Los Ángeles MTC E 207/ASTM C131/NTP 400.019

Para desarrollar el ensayo de abrasión lo primero que se debe realizar es el secado del agregado en el horno a una temperatura de 105°C a 111°C y así poder obtener un peso definitivo. La muestra debe estar cuarteada y homogenizada para poder cumplir con el porcentaje retenido y así usar esa graduación.

Se realiza la granulometría para alcanzar con los porcentajes y cantidades retenidas que se requiere, de manera que se pueda identificar el tipo de abrasión. De acuerdo con los resultados de la proporción de material y a su graduación se identifica el tipo de desgaste, ya que el tamiz fue de ½" con una cantidad de peso retenido de 2.250 gramos, se seleccionó el tipo B.

El residuo entre el peso inicial y el peso final de la muestra se expresará en forma de porcentaje del peso inicial respecto al ensayo realizado. Esto lleva al resultado que será el valor determinado como un porcentaje de desgaste como se detalla a continuación en la Tabla 40:

MUESTRA	1
GRADACION	"B"
N° DE ESFERAS	11
TAMIZ (N°12)	PESO RETENIDO (gr.)
1"	-
3/4"	-
1/2"	2.250
3/8"	2.250
PESO TOTAL	4.500
MATERIAL RETENIDO TAMIZ N°12	3.700
MATERIAL QUE PASA TAMIZ N°12	800
PORCENTAJE DE DESGASTE	17.8

Tabla 40: Resultado de porcentaje de desgaste (Fuente propia)

El resultado de 17.8 % del ensayo de abrasión CUMPLE con respecto a la norma EG-2013, ya que como máximo se acepta un 40 % y el resultado salió mucho menor.

3.3.1.2. Ensayo de Durabilidad al Sulfato de Magnesio MTC E 209/ ASTM C88/ NTP 400.016

En el ensayo de durabilidad se realiza la descomposición del material para así poder determinar su resistencia, cuando el concreto está propenso al clima u otras aplicaciones. Se inicia el proceso en tener preparado combinaciones de saturadas de sulfato de magnesio y de sulfatos de sodio ya que será sumergido la muestra, luego se secará la sal de los espacios permeables de este. Gracias a este secado proporciona información para determinar la bondad de los agregados que se pueden desarrollar a la intemperie, porque muchas veces no hay información del historial climático o de la geología.

Para obtener un resultado estimado de la calidad de los agregados se realiza la prueba de bondad, los valores que se obtiene se comparan a las especificaciones de ASTM C88, para indicar si cumple con los requisitos que deben tener los agregados.

TAMAÑO		PESO REQUERIDO (gr.)	RECIPIE NTE N°	PESO INICIAL (gr.)	PESO FINAL (gr.)	PERDIDA		% RET	PERDIDA CORREGIDA
						PESO	%		
2"	1 1/2"	-							
1 1/2"	1"	-							
1"	3/4"	500	1	613	579.6	33.4	5.45	34.1	1.86
3/4"	1/2"	670	2	805	779	26	3.23	49.8	1.61
1/2"	3/8"	330	3	410	395	15	3.66	12	0.44
3/8"	N°4	300	4	388	370	18	4.64	3.1	0.14
TOTALES									4.05
PORCENTAJE DEL ENSAYO DEL AGREGADO GRUESO									4.05
ESPECIFICACIONES TÉCNICA DE OBRA (%)									18

Tabla 41: Resultado de durabilidad al sulfato de Magnesio

El resultado de 4.05 % del ensayo de durabilidad CUMPLE con respecto a la norma EG-2013, ya que como máximo se acepta un 18% y el resultado salió mucho menor.

3.3.1.3. Ensayo de Terrones de Arcilla y Partículas Friables MTC E 212/ ASTM C142/ NTP 400.015

Al llevar a cabo este ensayo se obtuvo como resultado de 0.01 % del ensayo de durabilidad CUMPLE con respecto a la norma EG-2013, ya que como máximo se acepta un 3% y el resultado salió mucho menor.

3.3.1.4. Ensayo de Carbón y Lignito MTC E 211/ MTC E 215/ NTP 400.023

Este ensayo sirve para identificar qué porcentaje de carbón y lignito se puede encontrar en el agregado, ya que estos materiales u otros de baja densidad y los fibrosos, cuando se presentan en gran cantidad disminuye la durabilidad del concreto.

Para llevar a cabo el ensayo lo primero que se hizo fue secar una cantidad de más de 250 gr. de piedra (muestra húmeda), luego de secada la muestra se procede a pesarla con aproximación de 0.01 gr. La muestra después es vaciada dentro 300 ml de un líquido que tenga un peso específico de 2.0 contenido en un vaso de precipitado de 500 ml. El líquido debe ser vaciado en un segundo vaso de precipitado pasándolo a través de un tamiz. Se debe

tener cuidado para que solamente las partículas que flotan sean vaciadas con el líquido sin que la piedra se decante dentro del tamiz.

Después el líquido recogido en el segundo vaso de precipitado se regresará luego al vaso que contiene la piedra, después de agitar nuevamente la muestra se repite el proceso de decantación descrito anteriormente, hasta que la muestra quede libre de partículas flotantes. Finalmente, las partículas decantadas contenidas sobre el tamiz se proceden a lavar en tetracloruro de carbono hasta que se retire el líquido flotante las partículas se secarán rápidamente, luego las partículas decantadas deben ser cepilladas del tamiz para ser pesadas. Para obtener dicho porcentaje de carbón y lignito se hace uso de la ecuación N° 8.

$$\text{Carbón y lignito, \%} = \frac{\text{Peso de partículas decantadas}}{\text{Peso de la muestra (250gr.)}} \times 100$$

Ecuación 1: Porcentaje de carbón y lignito

Al haber realizado el ensayo descrito líneas arriba, se tuvo el siguiente resultado reflejado en la tabla N° 42.

ANÁLISIS DE:	PARTÍCULAS LIVIANAS MTC E 211 (ppm)	CARBÓN Y LIGNITO MTC E 215 (ppm)
TIPO DE MATERIAL: PIEDRA TRITURADA CANTERA: RIO TAMBO	0.08	0.09

Tabla 42: Resultado de ensayo contenido de carbón y lignito

El resultado obtenido de 0.000009 % en el contenido de carbón y lignito CUMPLE con respecto a la EG-2013, norma MTC E 211 y NTP 400.023 indican que como máximo se acepta un 0.50 % y el resultado salió mucho menor.

3.3.1.5. Ensayo de Partículas Chatas y Alargadas ASTM D4791/ NTP 400.040

Este ensayo se realiza para verificar si las partículas chatas o alargadas cumplen con las especificaciones o para determinar la forma característica del agregado grueso. Para llevar a cabo el ensayo se puede realizar la determinación por peso (se requiere secar la muestra al horno a peso y temperatura constante) o por número de partículas (el secado no es necesario) se tiene que tamizar de acuerdo a lo especificado en la MTC E 205, para reducir cada fracción (mayor a 3/8" o N° 4 si es necesario) en un 10% o más de su peso original conforme a la MTC 201, con la finalidad de obtener aproximadamente 100 partículas. Luego ensayar cada

partícula de cada fracción medida y clasificarlas en uno de los tres grupos: Chatas, Alargadas y Ni chatas ni alargadas, utilizando el calibrador proporcional mostrado en la ilustración 15. Finalmente determinar la proporción de la muestra por cada grupo, ya sea por peso o conteo.

Ensayo de partícula plana y alargada

Ilustración 17: Calibrador proporcional (Fuente: MTC E 223)

Al realizar dicho ensayo se obtuvo como resultante la tabla N° 43.

MATERIAL		AGREGADO GRUESO			CHATAS			ALARGADAS			NI CHATAS, NI ALARGADAS		
TAMIZ	ABERTURA	PESO RET.	% RET.	% PASA	PESO	(%)	(%) CORREGIDO	PESO	(%)	(%) Corregido	PESO	(%)	(%) Corregido
(Pulg)	(mm)												
3"	76.200												
2"	50.800												
1 1/2"	38.100												
1"	25.400			100.0									
3/4"	19.050	8115.0	35.6	64.4	171	2.1	0.8	23.0	0.3	0.1	7921.0	97.6	34.8
1/2"	12.700	11834.0	51.9	12.5	398	3.4	1.7	192.0	1.6	0.8	11244.0	95	49.3
3/8"	8.750	2844.0	12.5	0.0	94	3.3	0.4	170.0	6	0.7	2580.0	90.7	11.3
TOTALES		22793.0	100				2.9			1.7	21745.0		95.4

Tabla 43: Resultados de ensayo de partículas chatas y alargadas. (Fuente Propia)

El resultado obtenido de 4.6 % en el porcentaje de partículas chatas y alargadas CUMPLE con respecto a la EG-2013, norma MTC E 221 y NTP 400.040 indican que como máximo se acepta un 15 % y el resultado salió menor.

3.3.1.6. Ensayo de Características Químicas contenido de sulfatos y cloruros ASTM E275/ ASTM D3370/ NTP 400.042

Los resultados obtenidos como producto del ensayo se exponen en la tabla N° 44.

ANALISI DE:	SULFATOS (SO ₄) ASTM E 275 AASHTO T-290 ppm	Cloruros (Cl) ASTM D 3370 AASHTO T-291 ppm
-------------	--	---

TIPO DE MATERIAL: PIEDRA TRITURADA	961	98
------------------------------------	-----	----

Tabla 44: Resultado de contenidos de sulfatos y cloruros.

El resultado obtenido de 0.0961 % en contenido de sulfatos, expresados como ión SO_4 CUMPLE con respecto a la EG-2013, NTP 400.042 indican que como máximo se acepta un 1.0 % y el resultado salió menor. De igual manera, el resultado obtenido en el contenido de cloruros, expresados como ión Cl dio 0.0098% el cual también CUMPLE, ya que el máximo según la norma a la que se hizo referencia línea arriba indica como máximo se acepta un 0.10%.

3.3.1.7. Ensayo de Reactividad Potencial Álcalis – Sílice ASTM C289

En el ensayo se determina la reactividad potencial del agregado con los álcalis del concreto y es indicada como la reacción durante 24 horas a 80°C de una solución de hidróxido de sodio y los agregados chancados pasados por la malla N° 50 y retenidos por la malla N° 100. Las relaciones entre la solución de hidróxido de sodio y agregado silicoso han presentado correlación con el rendimiento del agregado en estructuras de concreto. Se muestra en la tabla N° 45.

ANÁLISIS DE:	REACTIVIDAD POTENCIAL ALCALIS-SÍLICE	
	SÍLICE DISUELTA Sc: Milimol/L	Reducción Alcalinidad Rc: Milimol/L
TIPO DE MATERIAL: Piedra triturada	68.84	106.75

Tabla 45: Resultados de reactividad potencial Álcalis - Sílice

El resultado obtenido de $Sc = 68.84$ milimol/L y $Rc: 106.75$ milimol/L en el ensayo de reactividad potencial CUMPLE con respecto a la norma ASTM C 289, donde indican que debe ser sin reactividad potencial y se sabe que es muy reactivo si: $SiO_2 > R$ cuando $R > 70$, $SiO_2 > 35 + 0.5R$ cuando $R < 70$.

3.3.2. Caracterización de Agregado Fino

Se denomina agregado fino a la porción de que pasa el tamiz N° 4, este agregado proviene de arenas naturales o trituración de rocas, gravas entre otras. Sin embargo, el porcentaje de arena de triturada no deberá ser mayor de 30% de la masa del agregado fino.

Además, el agregado fino debe cumplir con los requisitos de dureza, y no debe presentar con materiales muy finos que atraviesen la malla N°200, así como también no debe tener materia orgánica, ni sustancias químicas que perjudiquen la resistencia del concreto. (Manual de Carreteras EG-2013)

3.3.2.1. Ensayo de Durabilidad, Solidez en Sulfato de Magnesio

Este ensayo se realiza para determinar la resistencia del agregado a la desintegración por medio de soluciones saturadas de sulfatos de magnesio durante 16 horas a 18 horas de esto modo las soluciones cubran la muestra a una profundidad de por lo menos 1.5cm; después de la inmersión se seca la muestra dejándola escurrir durante 15 min y luego es colocada en el horno de secar para después sumergirla en la solución, se repite el proceso.(MTC E 209). En la tabla N° 46, se plasma el procedimiento y resultados obtenidos al realizar el ensayo descrito líneas arriba.

TAMAÑO		PESO REQUERIDO (gr.)	RECIPIENTE N°	PESO INICIAL (gr.)	PESO FINAL (gr.)	PERDIDA		% RETENIDO	PERDIDA CORREGIDA
						PESO	%		
3/8"	N° 4								
N° 4	N° 8	100.0	1	108.9	107.2	1.70	1.56	17.1	0.27
N° 8	N° 16	100.0	2	106.2	104.3	1.90	1.79	17.8	0.32
N° 16	N° 30	100.0	3	101.3	99.1	2.20	2.17	18.8	0.41
N° 30	N° 50	100.0	4	103.6	101.8	1.80	1.74	18.5	0.32
N° 50	N° 100	100.0	5	107.3	105.2	2.10	1.96	11.6	0.23
TOTALES									1.54

Tabla 46: Resultados de ensayo de durabilidad al sulfato de magnesio.

El resultado obtenido de 1.54% de pérdida de solidez en sulfato de magnesio en el ensayo de durabilidad CUMPLE con respecto a la norma MTC E209 y NTP400.016, donde indican que debe de haber una pérdida máxima de 15%.

3.3.2.2. Ensayo de Índice de Plasticidad

Se calcula como la diferencia entre los límites líquido y plástico como se detalla en la ecuación 9.

$$I_p = Ll - Lp$$

Ecuación 2: Índice de plasticidad

Para poder hallar estos indicadores se procede a preparar la muestra a utilizar, la misma que debe pasar por la malla N° 40 para luego agregar agua hasta obtener una especie de pasta

semilíquida y realizar el ensayo con la cuchara de Casagrande para poder obtener el límite líquido y al llevar a cabo el ensayo se observa que no se llega al número de golpes mínimos, por lo que se puede concluir que la muestra analizada **NO PRESENTA** límite líquido, y al realizar el ensayo para hallar el límite plástico se toma una pequeña porción de muestra para amasarla sobre el vidrio con la palma de la mano pero no se logra formar los bastoncitos ya que la muestra se parte, lo que se concluye que la muestra **NO PRESENTA** límite plástico.

3.3.2.3. Ensayo Equivalente de Arena

Este ensayo sirve para indicar las proporciones de arcillas o finos plásticos que pueda presentar el agregado en condiciones estándar; en tal sentido, el ensayo tiene como resultado un valor empírico de la cantidad relativa de finos y material arcilloso existente. Se comienza con seleccionar un determinado volumen de agregado fino, se le incorpora solución floculante para luego ser mezclado y agitado en una probeta graduada con la finalidad de que las partículas de arena pierdan la cobertura de material arcilloso. Luego de dejar un tiempo de sedimentación, se procede a medir las alturas de la arcilla floculada y de la arena en la probeta. Se entiende por “equivalente de arena” a la relación entre la altura de la arena y la altura de la arcilla expresada en porcentaje. A continuación, en la tabla N° 47 se puede observar los resultados obtenidos al realizar este ensayo.

N° DE ENSAYO	1	2	PROMEDIO
Tamaño máximo (pasa malla N°4)	4.76	4.76	
Hora de entrada a saturación	08:50	08:52	
Hora de salida de saturación (mas 10')	09:00	09:02	
Hora de entrada a decantación	09:02	09:04	
Hora de salida de decantación (mas 20')	09:22	09:24	
Altura máxima de material fino	6.8	6.5	
Altura máxima de la arena	4.2	4.0	
Equivalente de Arena (%)	61.8	61.5	62
ESPECIFICACIONES TECNICAS DE OBRA (%)	60		

Tabla 47: Resultados del ensayo de limpieza, equivalente de Arena. (Fuente propia)

El resultado obtenido es de 62% del ensayo de equivalente de Arena **NO CUMPLE** con respecto a la norma MTC E 114 y NTP 339.146, ya que como máximo se acepta un 75% como mínimo y el resultado salió mucho menor.

3.3.2.4. Ensayo de Terrones de Arcilla y Partículas Deleznable MTC E 212/ ASTM C142/ NTP 400.015

Para desarrollar el ensayo se obtiene una muestra que serán partículas retenidas del tamiz 1.18 μm (N°16) y un peso mínimo de 25 gramos. Se dispersa un manto delgado en el recipiente, luego se debe esparcir agua destilada hasta tapar la muestra y dejar reposar por 24 ± 4 horas. Se debe de dividir los terrones de arcilla y las partículas deleznables por compresión del dedo pulgar e índice, dicha muestra pasará por el tamiz 850 μm (N°20) hasta que las partículas de menor tamaño hayan sido separadas. Secar la muestra a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta que tenga un peso constante y pesar el 0,1% de la muestra del ensayo. Finalmente, para hallar el porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznable se calculará con la ecuación N° 10.

$$\text{Terrones de arcilla y partículas deleznable \%} = \frac{(M - R)}{M} \times 100$$

Ecuación 3: Porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznable

Donde:

P = Porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznable

M = Masa de la muestra de ensayo

R = Masa de partículas retenidas

El resultado obtenido es de 0.20 % del ensayo de terrones de arcilla y partículas deleznable CUMPLE con respecto a la norma EG-2013, ya que como máximo se acepta un 3% y el resultado salió mucho menor.

3.3.2.5. Ensayo de Material Fino que pasa la Malla de 75 μm (N°200) MTC E 202/ ASTM C117/ NTP 400.018

Este ensayo separa todas las partículas que pasan el tamiz 75 μm (N° 200), donde se obtiene la muestra de finos la cual se calculara su peso. Se coloca la muestra en un recipiente para poder verter agua hasta tapar la muestra y proceder a remover con las manos para separar las partículas más finas que retuvo el tamiz 75 μm , este procedimiento se hace las veces necesarias hasta ver el agua clara. Finalmente se lleva al horno a una temperatura de 110 ± 5 °C para poder secar la muestra, luego se pesa con un desperdicio máximo de 0,1% de la muestra original. Para calcular del material que pasa el tamiz 75 μm (N° 200) se usa la ecuación N° 11.

$$A = \frac{(P1 - P2)}{P1} \times 100$$

Ecuación 4: Porcentaje de material fino que pasa tamiz 75 μ m (N° 200)

Donde:

A = Porcentaje del material fino que pasa tamiz 75 μ m (N° 200)

P1 = Peso seco de la muestra original

P2 = Peso seco de la muestra después del lavado

Con ayuda de la ecuación N° 11, se obtuvo los siguientes resultados descritos en la tabla N°48.

DESCRIPCION		Símbolo	Cantidad
Peso del Material seco	(gr.)	P1	608.8
Peso del Material lavado seco	(gr.)	P2	580.9
Peso del Material < N° 200	(gr.)	(P1-P2)	27.9
% Material < N° 200	(gr.)	A	4.6

Tabla 48: Resultado de material que pasa la malla 75 μ m (N°200).

El resultado obtenido de 4.6 % en el contenido de material fino que pasa tamiz 75 μ m (N° 200) NO CUMPLE con respecto a la EG-2013, norma MTC E 202 y NTP 400.018 indican que como máximo se acepta un 3 % y el resultado salió mucho mayor.

3.3.2.6. Ensayo de Contenido de Materia Orgánica MTC E 213/ ASTM C40/ NTP 400.024

Para desarrollar el ensayo lo primero que se debe realizar es usar una botella de 130 ml donde se pondrá el agregado fino para ser ensayado, se añade hidróxido de sodio hasta tapar el volumen del agregado fino. Se procede a cerrar la botella para poder agitar constantemente para luego dejar reposar la muestra por 24 horas. Finalmente se compara con el color de la solución estándar a la muestra para ver si es más clara o no. El resultado del color del líquido de la muestra resulta que tiene un color Gardner estándar N° 5 que da como conclusión a una Placa Orgánica de Grado N° 1.

El resultado obtenido de Grado 1 en el contenido de materia orgánica CUMPLE con respecto a la EG-2013, norma MTC E 213 y NTP 400.024 indican que la muestra sea igual al patrón.

3.3.2.7. Ensayo de Características Químicas contenido de sulfatos y cloruros ASTM E275/ ASTM D3370/ NTP 400.042

Al realizar el ensayo para determinar las características químicas con las que cuenta el agregado, se obtuvo los siguientes resultados expuestos en la tabla N°49.

ANALISIS DE:	SULFATOS (SO ₄) ASTM E 275 AASHTO T-290 ppm
TIPO DE MATERIAL: AGREGADO FINO TRITURADO	29.3

Tabla 49: Resultado de contenidos de sulfatos y cloruros.

El resultado obtenido de 0.0293 % en contenido de sulfatos, manifestado como ión SO₄ CUMPLE con respecto a la EG-2013, NTP 400.042 indican que como máximo se acepta un 1.2 % y el resultado salió menor.

3.3.2.8. Ensayo de Gravedad Especifico y Absorción de agregados finos MTC E 205/ ASTM C 128/ NTP 400.022

El ensayo se realiza para hallar la gravedad especifica que es usada para calcular el volumen que el agregado toma, ya que es uno de los ingredientes de las mezclas de concreto de cemento portland. Por otro lado, los resultados de absorción son empleados para hallar la masa de un agregado por la cantidad de agua absorbida entre los poros en comparación a una seca. Para desarrollar el ensayo se empieza por adicionar a un frasco 500 gramos de material, luego se coloca el agua a temperatura 23± 2°C hasta llegar a un indicador de 500 cm³. Por último se debe agitar el frasco para descartar burbujas de aire. A continuación, se detalla en la Tabla 50 los procedimientos que se hicieron para tres ensayos y llegar al resultado de la absorción en porcentaje.

AGREGADO FINO	ENSAYO		
	1	2	3
A) Peso Material Saturado Superficialmente Seco (en el aire) (gr.)	300.0	300.0	300.0
B) Peso del frasco + agua (gr.)	738.9	733.3	732.7
C) Peso del frasco + agua + (A) (gr.)	1038.9	1033.3	1032.7
D) Peso del material + agua en el frasco (gr.)	926.7	921.1	920.4
E) Volumen de masa + volumen de vacios (C-D) (cm ³)	112.2	112.2	112.3
F) Peso de material seco (gr.)	297.4	297.5	297.3
G) Volumen de masa (E-(A-F)) (gr/cm ³)	109.6	109.7	109.6
P.E. Bulk (base seca) (F/E) (gr/cm ³)	2.651	2.652	2.647
P.E. Bulk (vase saturada (A/E) (gr/cm ³)	2.674	2.674	2.671
P.E. Aparente (base seca) (F/G) (gr/cm ³)	2.714	2.712	2.713

% Absorción (((A-F)/F)x100)	(%)	0.874	0.840	0.908
PROMEDIO DE PESO ESPECÍFICO - BASE SATURADA	(gr/cm3)	2.673		
PROMEDIO DE ABSORCIÓN	(gr/cm3)	0.87		

Tabla 50: Resultado de absorción de agua de agregado fino.

El resultado obtenido de 0.87 % de en contenido de absorción de agua en el ensayo de gravedad específica CUMPLE con respecto a la norma MTC E205 y NTP400.022, donde indican que debe de haber una pérdida máxima de 4%.

3.3.3. Concreto hidráulico

El concreto es el material más usados debido a su composición, en el caso de concreto fresco se debe conocer las cantidades de material para obtener los resultados apropiados.

3.3.3.1. Ensayos en concreto fresco

En el ensayo se estableció las siguientes dosificaciones para realizar la mezcla de concreto hidráulico, en la siguiente Tabla 51 se detalla las cantidades de material usado para los siguientes ensayos:

Material	Cantidades por 40 Litros
Cemento	15.28 Kg
Agua	7.76 Litros
Agregado. Grueso	36.6 Kg
Agregado. Fino	34.08 Kg
Sikament 306	0.229 Kg

Tabla 51: Dosificación de materiales para concreto hidráulico.

3.3.3.1.1. Temperatura del Concreto Fresco NTP 339.184/ ASTM C1064

Para controlar la temperatura del concreto fresco no existe un método estándar; sin embargo, este se rige de acuerdo a las especificaciones de obra, para lo cual será necesario el uso de termómetros diseñados especialmente para este fin. En la siguiente ilustración 18 se puede observar una temperatura de 26.62 °C que arrojó la mezcla de concreto:

Ilustración 18: Resultado de temperatura de concreto fresco.

3.3.3.1.2. Asentamiento en Concreto Fresco NTP 339.035/ ASTM C143

Para evaluar y controlar el asentamiento en concreto fresco primero, se debe humedecer todos los instrumentos que se utilizarán, seguidamente colocar el cono sobre una base plana y mantenerlo firmemente apoyado en la base, se debe sujetar las dos aletas. Luego, llena el concreto en 3 capas de $\frac{1}{3}$ del volumen del cono cada una y compactar con la varilla cada capa con 25 golpes. Por último, se levanta el cono verticalmente de 5 a 7 segundos. En la siguiente ilustración 17 se puede observar el slump obtenido de 5" a 6" pulgadas por el ensayo:

Ilustración 19: Resultado de asentamiento del concreto fresco.

3.3.3.1.3. Moldeo y curado de probetas cilíndricas de concreto NTP 339.033/ ASTM C31

Para realizar el moldeo de concreto se escoge las probetas, estas deben ser cilíndricas. Ubicar el molde sobre un plano rígido y debe estar nivelado. Verter el concreto en el molde con precaución, rellenar el molde en tres capas y con una varilla compactar la mezcla. Al terminar con la última capa se enrasa el exceso y darle un acabado final con una llana metálica; ponerle fecha, tipo de mezcla a los moldes para poder identificarlos. En la ilustración 20 se observa la penetración que se realiza con las varillas para poder compactar el concreto en las probetas.

Ilustración 20: Penetración con la varilla para compactar el concreto.

3.3.3.2. Ensayos en Concreto Endurecido

Los ensayos en concreto endurecido sirven para la determinación de las Resistencias Mecánicas, la más relevante es el ensayo para la determinación de resistencia a la compresión en probetas.

3.3.3.2.1. Compresión de probetas cilíndricas de concreto NTP 339.034/ ASTM C39

Este ensayo es el más práctico y tradicional para determinar la resistencia y uniformidad del concreto, los resultados tienen la particularidad de ser dispersos debido a la heterogeneidad de sus componentes, condiciones de los procesos y diferencias en la preparación de probetas en sí. Luego esta probeta es sometida a una carga tal como se muestra en la ilustración 19.

Ilustración 21: Ensayo de compresión de probeta

Para llevar a cabo este ensayo, se inicia por retirar las probetas del curado dejarlas secar y luego poner el espécimen en la prensa hidráulica teniendo en cuenta la correcta colocación de los cabezales tanto superior como inferior para poder asegurar el espécimen cuidadosamente alineado sus ejes. Seguidamente se procede a aplicar la carga a una velocidad constante que será mantenida al menos durante la mitad final de la fase de carga anticipada como se muestra en la ilustración 22. Al realizar dicho ensayo se tuvieron los siguientes resultados expresados en la tabla N° 52.

N° DE TESTIGO	RESIST. DE ESPECIF. $f'c=$ (kg/cm ²)	FECHA DE ENSAYO		EDAD (días)	ÁREA DE TESTIGO (cm ²)	CARGA SOMETIDA (kg.)	RESISTENCIA ALCANZADA	
		MOLDEO (día)	ROTURA (día)				RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. (%)
1	280	02/04/2019	09/04/2019	7	187.1	50391	269.4	96.2
2	280	02/04/2019	09/04/2019	7	186.3	50218	269.6	96.3
3	280	02/04/2019	16/04/2019	14	187.1	60499	323.4	115.5
4	280	02/04/2019	16/04/2019	14	186.3	60927	327.1	116.8
5	280	02/04/2019	30/04/2019	28	183.3	70311	383.6	137.0
6	280	02/04/2019	30/04/2019	28	184.7	70849	383.7	137.0

Tabla 52: Resultados del ensayo de compresión de probetas

Ilustración 22: Rotura de probetas

3.3.3.2.2. Flexión de concreto NTP 339.078/ ASTM C78

El ensayo de la resistencia a la tracción por determinación de rotura mediante el ensayo de flexión es necesario para pavimentos, ya que es importante realizar un control y evaluación del concreto que va a estar expuesto a esfuerzos de tracción.

La Prueba de Flexión se realiza, luego de retirar la Viga de la Cámara de Curado, para después apoyar la Viga centrada sobre las Placas de Apoyo. Luego aplicar la Carga a una Velocidad que incremente constantemente hasta producir Rotura de la Viga.

Sin embargo, en este caso se usará una expresión para conseguir la equivalencia entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción, ya que se carece de equipos para llevar a cabo dicho ensayo.

3.4. Diseño de Pavimento Rígido

Se usó la metodología AASHTO 1993 basada en las relaciones empíricas, utilizando la “Guide for Design of Pavement Structures 1993” de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

3.4.1. Metodología de Diseño AASHTO 1993

Todos estos factores son necesarios para predecir un comportamiento confiable de la estructura del pavimento y evitar que el daño del pavimento alcance el nivel de colapso durante su vida en servicio.

3.4.1.1. Cálculo del Tráfico de Diseño

Para el diseño es importante determinar el número de repeticiones de ejes equivalentes de las cargas de tráfico y el número de años; para esto se usó lo establecido en el estudio de tráfico realizado para el proyecto vial Moquegua – Arequipa de la estación 02: Otorapunte el Chorro del 15 al 21 de enero de 2016, en donde se define la siguiente estación que se presenta en la siguiente Tabla 53:

TRÁFICO VEHICULAR IMD (Veh/día)		
Tipo de Vehículos	IMD	Distrib %
Autos	68	27.76
Station Wagon	39	15.92
Camioneta Pick-up	47	19.18
Camioneta Rural	9	3.67
Micro	1	0.41
Ómnibus B2	8	3.27
Ómnibus B3	1	0.41
Ómnibus B4	0	0.00
Camión C2	28	11.43
Camión C3	6	2.45
Camión C4	1	0.41
T2S1	4	1.63
T2S2	7	2.86
T2S3	3	1.22
T3S1	3	1.22
T3S2	2	0.82
T3S3	2	0.82
T3S4	2	0.82
C2R2	4	1.63
C2R3	3	1.22
C3R2	2	0.82
C3R3	4	1.63
C3R4	1	0.41
TOTAL IMD	245	100

Tabla 53: Índice medio diario anual Estación E-2

En la siguiente Ilustración 21 se puede observar que la gran mayoría de vehículos que transitan por la carretera son automóviles, consecutivo a ello se encuentra los camiones C2 y luego por Ómnibus B2. Sin embargo, el porcentaje semitrailers T2S2 también es importante.

Ilustración 23: Distribución del volumen de tránsito

Para el cálculo de los ejes equivalentes de 8.2 Tn para el diseño del pavimento rígido, se obtuvo la siguiente Tabla 54 que consta el análisis de los parámetros para el cálculo de N_{rep} de $EE_{8.2t}$

TIPO DE VEHICULO	IMDA	Fd	Fc	r (%)	n (años)	Fca	Fvp	Fp	E.E. (por vehiculo pesado)	E.E
Ómnibus B2	8	0.5	1	0.025	20	25.545	4.504	1	167,965	3,624,946
Ómnibus B3	1	0.5	1	0.025	20	25.545	17.026	1	79,373	
Ómnibus B4	0	0.5	1	0.025	20	25.545	18.291	1	0	
Camión C2	28	0.5	1	0.025	20	25.545	4.504	1	587,876	
Camión C3	6	0.5	1	0.025	20	25.545	24.484	1	684,849	
Camión C4	1	0.5	1	0.025	20	25.545	63.160	1	294,448	
T2S1	4	0.5	1	0.025	20	25.545	25.749	1	480,162	
T2S2	7	0.5	1	0.025	20	25.545	6.523	1	212,863	
T2S3	3	0.5	1	0.025	20	25.545	12.017	1	168,071	
T3S1	3	0.5	1	0.025	20	25.545	6.523	1	91,227	
T3S2	2	0.5	1	0.025	20	25.545	5.304	1	49,452	
T3S3	2	0.5	1	0.025	20	25.545	10.798	1	100,681	
T3S4	2	0.5	1	0.025	20	25.545	5.585	1	52,077	
C2R2	4	0.5	1	0.025	20	25.545	10.980	1	204,755	
C2R3	3	0.5	1	0.025	20	25.545	9.761	1	136,517	
C3R2	2	0.5	1	0.025	20	25.545	12.999	1	121,204	
C3R3	4	0.5	1	0.025	20	25.545	8.542	1	159,289	
C3R4	1	0.5	1	0.025	20	25.545	7.323	1	34,139	

Tabla 54: Análisis de parámetros de cálculo de W18

De acuerdo con el trazo de la vía existente se tiene, se la siguiente sección de una vía con doble sentido se determinó los siguientes valores calculados de ESAL para las condiciones con control de cargas en diferentes periodos de tiempo el estudio de tráfico

que interesa en la investigación es a los 20 años. A continuación, se presenta lo mencionado en la siguiente Tabla 55:

Estación N°	E - 2
	PUENTE EL CHORRO
ESAL (01 años)	1.110 E+04
ESAL (02 años)	2.423 E+04
ESAL (03 años)	3.783 E+04
ESAL (05 años)	6.654 E+04
ESAL (10 años)	1.480 E+05
ESAL (15 años)	2.455 E+06
ESAL (20 años)	3.624 E+06

Tabla 55: Resultado de Estudio de Trafico

3.4.1.2.Cálculo de los parámetros de diseño

A. Confiabilidad y Desviación Estándar Normal

Básicamente, es una forma de incorporar cierto grado de certeza en el proceso de diseño, para garantizar que la sección del pavimento proyectado se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y medio ambiente durante el periodo de diseño, esto depende de la importancia de la vía. La confiabilidad considerada en el diseño es de 90% para los períodos de diseño de 20 años. En la siguiente Tabla 56 se muestra los valores a adoptar en base al Nivel de Confianza definido, según la Guía de Diseño AASHTO.

Niveles de Confiabilidad	Desviación Estándar Normal
60	-0.253
85	-1.036
90	-1.282
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327

Niveles de Confiabilidad	Desviación Estándar Normal
99.9	-3.090

Tabla 56: Valores de la desviación Estándar Normal

Fuente: Guía de diseño ASSHTO 93, Diseño de Pavimentos

La confiabilidad considerada en el diseño es de 85% por lo cual se obtiene un resultado de Desviación estándar (Z_r) de -1.036.

B. Desviación Estándar Total (S_o)

Los valores obtenidos por AASHTO 1993, varía de 0.30 a 0.40 para pavimentos rígidos. Por lo tanto, para el tramo en estudio la desviación estándar considerada en el diseño es de 0.35.

C. Variación del Índice de Serviciabilidad (ΔPSI)

A continuación, en la Tabla 57 se observa como varia el índice:

PSI	ASFALTADO (MAC)
PSI Inicial	4.5
PSI Final	2.5
ΔPSI	2.0

Tabla 57: Variación del índice de serviciabilidad

Fuente: Guía de diseño ASSHTO 93, Diseño de Pavimentos

D. Coeficiente de Drenaje (C_d)

En la Tabla 58 se muestra los valores sugeridos para modificar el coeficiente de drenaje con presencia de humedad.

C_d	Tiempo transcurrido para que el suelo libere 50% de su agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanas a la satura.			
Calificación		<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	2 horas	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1 día	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1 mes	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80

Muy pobre	Nunca	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70
-----------	-------	-----------	-----------	-----------	------

Tabla 58: Valores recomendados del coeficiente de drenaje para el diseño

Nota. Adaptado de Guía de diseño AASHTO, 1993. p. I-62

Para el escenario de la zona de Arequipa en el que las precipitaciones son constantes se estima que el porcentaje de saturación es $>25\%$; por tanto se debe tener en cuenta que la carretera tendrá un excelente sistema de drenaje por lo tanto el coeficiente de drenaje es $m_2 = 1.0$

E. Periodo de Diseño

El período de diseño empleado el pavimento rígido de este proyecto es de 20 años.

F. Coeficiente de Transferencia de Cargas (J)

En la Tabla 59 establece rangos de los coeficientes de transferencia de carga para las diferentes condiciones desarrolladas en tipos de pavimento.

Valores del coeficiente de transmisión de cargas (j)				
Berma	Asfalto		Concreto	
Dispositivos de transferencia de carga	SI	NO	SI	NO
No reforzado o reforzado con juntas	3.20	3.80 - 4.40	2.5 - 3.1	3.6 - 4.30
Reforzado Continuo	2.9-3.2	-	2.3 - 2.9	

Tabla 59: Coeficientes de Transferencia de Carga (J)

Nota. Adaptado de Guía de diseño AASHTO, 1993.

Se utiliza el valor promedio según la tabla 48 ya que es una berma de concreto con dispositivos de transferencia de carga y esta reforzado por juntas donde se obtiene el valor promedio de J igual al valor de 2.8.

G. Módulo de Rotura (S'_c)

Los valores recomendados para el módulo de ruptura varían desde 40 Kg/cm² hasta los 50 Kg/cm² a los 28 días dependiendo del uso que vayan a tener. En el estudio se usará el valor de módulo de rotura de 45 Kg/cm².

H. Módulo de Elasticidad (Ec)

Se puede estimar mediante la siguiente ecuación 12 dando como resultado

$$E_c = 3.5 * 10^6 \text{ psi}$$

$$E_c = 57000 * \sqrt{280 * 14.22} = 3.5 * 10^6 \text{ psi}$$

Dónde: f'_c en psi

Ecuación 5: Módulo Elástico del concreto hidráulico

I. Determinación del módulo de reacción efectivo (k)

Es la capacidad portante que representa el soporte del terreno natural y se esto puede conllevar a un incremento al incorporar la contribución de la subbase. A través del siguiente ábaco del Anexo 1 se puede estimar el valor del módulo de reacción efectivo. Con el valor del módulo elástico de la subbase $E = 3170 \text{ kg/cm}^2$ y el Módulo de Resiliencia de la capa de apoyo $M_R = 9356.5 \text{ kg/cm}^2$, se realiza la estimación en la carta de módulo de reacción compuesto y se llega al resultado del $k = 500 \text{ pci}$ del módulo de reacción efectiva. Sin embargo, el valor que se obtiene debe ser corregido por una perdida potencial de soporte que se encuentra en el Anexo 2, para el estudio se considera una perdida potencial de soporte de $LS = 1$. Finalmente se obtiene el Módulo efectivo de reacción de la Subrasante (k) corregido por una perdida potencial de soporte $k = 170 \text{ pci}$ y este valor se lleva al cálculo del diseño.

3.4.1.3. Diseño de espesores de pavimento por Método AASHTO 93

Se realiza el cálculo de número estructural que representa una equivalencia a la capacidad estructural del pavimento, en la siguiente Ecuación 13:

$$\text{Log}(W_{18}) = Z_R S_0 + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{\frac{1.624 * 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 P_t) \log\left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J [D^{0.75} - \frac{18.42}{\left[\frac{E_c}{k}\right]^{0.25}}]}\right]$$

Ecuación 6: Ecuación fundamental AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos

Se reemplaza los valores en la ecuación 11, debido a lo expuesto anteriormente se obtiene:

Donde:

$W_{18} = 3622000$ EE, Número de cargas de 18 kips (80kN) previstas.

$R = 85 \%$, Nivel de confiabilidad

$Z_R = -1.036$, Desviación estándar (depende de la confiabilidad, R).

$S_o = 0.35$, Desviación Estándar Total

$\Delta PSI = 2.0$, Variación del índice de serviciabilidad deseada (inicial y final).

$P_t = 2.5$, Serviciabilidad final

$S'_c = 45 \text{ kg/cm}^2$, Módulo de rotura del concreto

$J = 2.8$, Coeficiente de transferencia de carga

$C_d = 1.0$, Coeficiente de drenaje

$E_c = 252902.8 \text{ kg/cm}^2$, Módulo de elasticidad del concreto

$K = 170 \text{ pci}$, Módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balastro)

Finalmente, el resultado de la ecuación es Anexo 9: Espesor de losa del Pavimento Rígido de 20 cm como se observa en la ilustración 22.

	20 cm	Losa de Concreto
	20 cm	Sub base granular
	Subrasante	

Ilustración 24: Diseño del Espesor de Pavimento Rígido

3.5. Análisis Económico

Se presentó el diseño de un pavimento rígido bajo ciertas condiciones particulares de la zona de estudio, en el presente análisis se evaluará un comparativo económico de dicho pavimento rígido contra un pavimento flexible el cual bajo las mismas condiciones fue necesario realizar un mejoramiento de la subrasante, el mismo que se sustenta en el anexo N° 12. Para esto se realiza un análisis de precios unitarios de las partidas más incidentes en la construcción de ambos pavimentos, para luego poder realizar el comparativo en cuestión.

3.5.1. Análisis económico de pavimento flexible

En primer lugar, se presentan los precios unitarios de las partidas más incidentes para la construcción del pavimento flexible, los mismos que se detallan en la tabla N° 60, tabla N° 61, tabla N° 62, tabla N° 63, tabla N° 64 y tabla N° 65.

MEJORAMIENTO DE SUELOS CON MATERIAL DE CANTERA						
Partida					Costo unitario directo por: m3	25.20
Rendimiento	m3/día	MO.	EQ.			
Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Subpartida						Parcial S/.
CONFORMACION DE MEJORAMIENTO DE SUELO			m3		1.2000	14.42
CORTE PARA MEJORAMIENTO			m3		1.0000	7.90
						25.20

Tabla 60: Precio unitario de mejoramiento de suelo con material de cantera

MATERIAL DE CANTERA						
Partida						21.88
Rendimiento	m3/día	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por: m3	
Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Subpartida						Parcial S/.
ESTRACCION DE MATERIAL DE CANTERA			m3		1.5385	7.95
ZARANDEO ESTATICO			m3		1.5385	6.27
						21.88

Tabla 61: Precio unitario de Material de cantera

TRANSPORTE DE MATERIAL DE CANTERA						
Partida					Costo unitario directo	
Rendimiento	m3/día	MO. 346.0000	EQ. 346.0000		por: m3	8.20
Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Mano de obra						Parcial S/.
OFICIAL			hh	0.4286	0.0099	15.56
						0.15
Equipos						
CAMION VOLQUETE 330 HP DE 15			hh	1.0000	0.0231	246.96
m3						5.70
CARGADOR SOBRE LLANTAS 200-250 HP 4.0 - 4.1			hh	0.4286	0.0099	236.40
yd3						2.34
						8.05

Tabla 62: Precio unitario de transporte de material de cantera

BASE GRANULAR E=0.275						
Partida					Costo unitario directo	
Rendimiento	m3/día	MO. 350.0000	EQ. 350.0000		por: m3	90.92
Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Mano de obra						Parcial S/.
CAPATAZ			hh	1.0000	0.0229	24.36
PEON			hh	4.0000	0.0914	14.00
						1.84
Equipos						
MOTONIVELADORA DE 145 - 150 HP			hm	1.0000	0.0229	208.18
RODILLO VIB. LISO AUTOPROPULSADO 101-135 HP 10-12 ton			hm	1.0000	0.0229	146.08
HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.0000	1.84
						8.18
Subpartidas						
AGUA PARA LA OBRA			m3		0.1200	49.72
MATERIAL DE BASE			m3		1.2000	62.44
						80.90

Tabla 63: Precio unitario de Base Granular

Partida	IMPRIMACION ASFALTICA					
			EQ.		Costo unitario directo	
Rendimiento	m2/día	MO. 4,500.0000	4,500.0000		por: m2	0.90
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de obra						
	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0018	24.36	0.04
	PEON	hh	6.0000	0.0107	14.00	0.15
						0.19
Equipos						
	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM	hm	1.0000	0.0018	130.93	0.24
	MINI CARGADOR 70 HP. 0.5 yd3	hm	1.0000	0.0018	65.48	0.12
	CAMION IMPRIMADOR 210 HP 2,000 Glns	hm	1.0000	0.0018	112.64	0.20
	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	0.19	0.01
						0.56
Subpartidas						
	ARENA	m3		0.0050	29.44	0.15
	ZARANDEADA					0.15

Tabla 64: Precio unitario de imprimación asfáltica

Partida	PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO CALIENTE (MAC)					
			EQ.		Costo unitario directo	
Rendimiento	m3/día	MO. 289.0000	289.0000		por: m3	252.19
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de obra						
	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0277	24.36	0.67
	OPERARIO	hh	1.0000	0.0277	18.74	0.52
	OFICIAL	hh	1.0000	0.0277	15.56	0.43
	PEON	hh	3.0000	0.0830	14.00	1.16
						2.78
Equipos						
	PAVIMENTADORA SOBRE ORUGA 105 HP 10-16"	hm	1.0000	0.0277	146.64	4.06
	RODILLO NEUMATICO AUTOPROPULSADO 135 HP 9.6 ton	hm	1.0000	0.0277	138.30	3.83
	RODILLO TANDEM VIP. AUTOPROPULSADO 130 HP 11 ton	hm	1.0000	0.0277	198.15	5.49
	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	2.78	0.14
						13.52
Subpartidas						
	MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE	m3		1.3000	181.45	235.89
						235.89

Tabla 65: Precio unitario de Pavimento de concreto asfaltico caliente

Teniendo como base estos precios unitarios y la estructura del pavimento flexible que se muestra en la tabla N° 66, equivalente al pavimento rígido propuesto líneas arriba.

Pavimento Flexible	
Capa	Espesor
Carpeta asfáltica	0.08 m
Base Granular	0.28 m
Mejoramiento de subrasante	1m

Tabla 66: Estructura del pavimento flexible equivalente

Se procede a evaluar los costos tomando como ancho de calzada 14m, la longitud de 1,000m, lo cual hace un área total de 14,000m². Es por ello que se requiere el volumen de material expuesto en la tabla N° 67.

Pavimento Flexible	
Capa	Volumen (m³)
Carpeta asfáltica	1,120
Base Granular	3,920
Mejoramiento de subrasante	14,000

Tabla 67: Volumen de materiales para un pavimento flexible (m3)

Entonces, el costo de construcción de un pavimento flexible para un kilómetro se muestra en la tabla N° 68.

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	P.U. (S/)	PARCIAL (S/)
1.00	SUBRASANTE				
1.01	Mejoramiento de subrasante	m3	14,000	25.20	352,800.00
1.02	Material de cantera	m3	14,000	21.88	306,320.00
1.03	Transporte de material de cantera	m3	14,000	8.20	114,800.00
2.00	BASES				
2.01	Base granular	m3	3,920.0	90.92	356,406.40
3.00	PAVIMENTO ASFALTICO				
3.01	Imprimación asfáltica	m2	14,000	0.90	12,600.00
3.02	Pavimento de concreto asfáltico caliente (inc. Insumos)	m3	1,120	252.19	282,452.80
COSTO TOTAL DE UN Km DE PAVIMENTO FLEXIBLE					1,425,379.20

Tabla 68: Costo de construcción del pavimento flexible (S/)

3.5.2. Análisis económico de pavimento rígido

Para analizar el costo de construcción del pavimento rígido propuesto, en primer lugar, se presentan los precios unitarios de las partidas más incidentes para la construcción de dicho pavimento, los mismos que se muestran en la tabla N° 69 y tabla N° 70.

Partida		SUB-BASE GRANULAR			Costo unitario directo por: m3		68.17
Rendimiento	m3/día	MO.	EQ.				
		350.00	350.00				
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de obra							
CAPATAZ "A"		hh	1.0000	0.0229	21.96	0.50	
PEON		hh	4.0000	0.0914	12.95	1.18	
						1.68	
Equipos							
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.68	0.05	
RODILLO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135 HP 10-12 ton		hm	1.0000	0.0229	156.04	3.57	
MOTONIVELADORA DE 145-150 HP		hm	1.0000	0.0229	190.02	4.35	
						7.97	
subpartidas							
AGUA PARA LA OBRA		m3		0.1200	21.41	2.57	
MATERIAL DE SUB-BASE		m3		1.2000	46.62	55.94	
						58.51	

Tabla 69: Precio unitario de la sub-base granular

Partida	610.C	CONCRETO CLASE C (F'C = 280 KG/CM2)				
		MO.	EQ.	Costo unitario directo por:		
Rendimiento	m3/día	18.0000	18.0000	m3		379.71
Descripción Recurso						
Mano de obra						
CAPATAZ	hh	3.0000	1.3333	16.89		22.52
OFICIAL	hh	3.0000	1.3333	14.35		19.13
PEON	hh	6.0000	2.6667	12.95		34.53
CAPATAZ "A"	hh	1.0000	0.4444	21.96		9.76
						85.95
Materiales						
CEMENTO PUZOLANICO TIPO IP (45.2kg)	bls		11.0000	18.60		204.60
ADITIVO PLASTIFICANTE	gal		0.2100	26.67		5.60
GASOLINA	gal		0.2800	10.88		3.05
LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	%EQ		5.0000	6.79		0.34
						213.59
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	85.4		4.30
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	hm	1.0000	0.4444	5.57		2.48
MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 p3 18 HP	hm	1.0000	0.4444	9.70		4.31
						11.09
Subpartidas						
ARENA CHANCADA	m3		0.5000	55.63		27.82
AGUA PARA LA OBRA	m3		0.1700	20.41		3.64
TRANSPORTE DE AGREGADOS	m3		1.0000	15.34		15.34
PIEDRA CHANCADA	m3		0.7500	29.96		22.47
						69.09

Tabla 70: Precio unitario de concreto f'c 280kg/cm2

Basándose en estos precios unitarios y la estructura del pavimento rígido ya diseñado previamente líneas arriba, tal como se muestra en la tabla N° 71

Pavimento Rígido	
Capa	Espesor
Losa de concreto	0.20 m
Sub-Base Granular	0.20 m

Tabla71: Estructura del pavimento rígido

Luego, se procede a evaluar los costos tomando como ancho de calzada 14m, la longitud de 1,000m, lo cual hace un área total de 14,000m². Para lo cual se requiere el volumen de material expuesto en la tabla N° 72.

Pavimento Rígido	
Capa	Volumen (m³)
Losa de concreto	2,800
Sub-Base Granular	2,800

Tabla 72: Volumen de materiales para un pavimento rígido (m3)

Finalmente, el costo de construcción de un pavimento rígido para un kilómetro se muestra en la tabla N° 73.

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	P.U. (S/)	PARCIAL (S/)
1.00	SUB-BASES				
1.01	Sub-base granular	m3	2,800	68.17	190,876.00
2.00	LOSA DE CONCRETO				
2.01	Concreto f'c = 280kg/cm2	m3	2,800	379.71	1,063,188.00
COSTO TOTAL DE UN Km DE PAVIMENTO RÍGIDO					1,254,064.00

Tabla 73: Costo de construcción del pavimento rígido (S/)

3.5.3. Comparativo económico

Luego de realizar el análisis económico tanto para el pavimento rígido como para el pavimento flexible se obtuvo los costos por km mostrados en la tabla N° 74, donde se evidenció que la construcción del pavimento rígido resulta más económica que el pavimento flexible.

Tipo de pavimento	Costo (S/)
Flexible	1,425,379
Rígido	1,254,064

Tabla 74: Costo de ambos tipos de pavimentos (S/) por km

4. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES

En la presente investigación se obtuvo como conclusiones a los ensayos realizados por objetivos los mismos que se detallan a continuación.

OBJETIVO 1

- La presencia de cenizas volcánicas en el terreno de fundación influye a que el suelo sea de naturaleza colapsable. Debido a que cuenta con cementantes frágiles, los cuales pueden diluirse por cambios bruscos de volumen, lo cual puede ser originado por una variación en la humedad del suelo. Cambiando así la resistencia estructural de la subrasante.
- Al hacer uso del suelo con presencia de cenizas volcánicas se identificó que es un material de tipo arena pobremente graduada y además tiene presencia de limos que por naturaleza tiene poca plasticidad (SP-SM).
- La humedad natural obtenida está por debajo de la humedad óptima por 18 %, esto se debe a que el suelo se encuentra sensiblemente seco lo cual hace que el cementante se mantenga en condición neutral, pero al percibir un cambio el cementante se diluye.
- La adición de cenizas volcánicas al suelo genera que no presente índice de plasticidad del ensayo de límites de consistencia e incrementa la gravedad específica, beneficiando el comportamiento mecánico de la capa de la subrasante.

OBJETIVO 2

- De los resultados encontrados el valor representativo de la muestra tomada ha llevado a confirmar que el suelo tiene un CBR de laboratorio de 20% a 0.1” de penetración al 95% de la Máxima Densidad Seca que no es sostenible ya que no se mantiene ese resultado en la vida útil de proyecto, ya que al realizar el mismo procedimiento a la densidad natural ofrece un CBR de 7.6%. Por lo tanto, para efectos de diseño se tomó el CBR a la densidad natural ya que el suelo a pasado por diferentes episodios naturales a lo largo del tiempo, consecuencia a ello por motivos de resguardar el pavimento se toma ese valor confiable como un factor de seguridad.
- Con respecto al estudio del aporte estructural de la subbase, se tomó un material de origen coluvial que presenta una connotación a base con un CBR 88.7% a 0.1” de penetración al 100% de la Máxima Densidad Seca, con la finalidad de que los suelos con presencia de cenizas volcánicas no participen en cuanto a las cargas transmitidas por el tráfico.

OBJETIVO 3

- Al realizar la caracterización de los agregados finos se demostró que contienen cenizas volcánicas, que no cumplen con todos los requerimientos propuestos en la norma peruana (EG-2013) del manual de carreteras. Lo cual significa que según esta norma no se puede realizar la mezcla de concreto hidráulico con estos materiales. Sin embargo, el American Concrete Institute (ACI) incorpora excepciones para condiciones particulares de los áridos, posibilitando su uso a partir del cumplimiento de la resistencia y durabilidad requerida.
- Es posible usar el agregado fino con presencia de ceniza volcánica, el mismo que no cumple con la especificación de acuerdo a la cantidad del material que pasa el tamiz de $75\mu\text{m}$ (N°200). Los resultados promedios arrojaron valores de 4.6%, sobrepasando el 3%, establecido como valor máximo por la EG-2013; asimismo no cumpliendo también con el valor del equivalente de arena, ensayo que controla los finos en cantidad y tipo, que en exceso y dependiendo de su clasificación se tornan perjudiciales para la performance del concreto hidráulico. En términos del Equivalente de Arena el promedio obtenido fue de 62%, por debajo del valor mínimo de 75% indicado en la EG-2013, evidenciando arenas con exceso de finos y presencia de cenizas volcánicas.
- Se propuso realizar el diseño de una mezcla de concreto para una resistencia teórica de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo, al ensayar las probetas a los 28 días de curado se obtuvo una resistencia de hasta $f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$ sobrepasando así la resistencia inicialmente planteada. Esto se debe a que las cenizas volcánicas en su composición natural cuentan con puzolanas, al igual que el cemento puzolánico. El cual pertenece a la segunda generación en la evolución de cementos hidráulicos en el Perú.
- Los cementos puzolánicos otorgan cualidades de durabilidad al concreto mejorando su resistencia física, mayor impermeabilidad y la resistencia al ataque de sulfatos de sustancias agresivas.
- Con respecto al Diseño del espesor del pavimento rígido con la Metodología ASSHTO 1993, se concluyó que los espesores alcanzados de una losa de concreto de 20 cm de espesor y de una subbase de 20 cm, responde positivamente al tráfico previsto para una vida útil de 20 años. A pesar de tener las condiciones de colapsabilidad del terreno de fundación y la presencia de cenizas volcánicas en el agregado para el diseño de la losa.

OBJETIVO 4:

- Al realizar la evaluación del comparativo económico se observó que, para este caso, resulta más asequible la construcción de un pavimento rígido, que de un pavimento flexible. Esto se debe la existencia masiva de cenizas volcánicas combinadas en el terreno de fundación, para lo cual es necesario estabilizar el terreno realizando un mejoramiento del mismo. Esto con lleva a reemplazar dichas cenizas por un material calificado.

- Es importante señalar que para el análisis económico del costo, se ha tomado en cuenta solo con las partidas más incidentes en la etapa de construcción. Es decir, que para el pavimento rígido propuesto se evaluó los costos de la losa de concreto hidráulico y la subbase granular. Por otro lado, para el pavimento flexible se evaluó el costo del mejoramiento de la subrasante, la base granular y la carpeta asfáltica.
- El comparativo económico se enfocó solo en la etapa de construcción, no se consideró las etapas de mantenimiento ni operación ya que ambos presentan diferentes tratamientos. Sin embargo, se entiende que el pavimento rígido cuenta con una vida útil mayor y su mantenimiento es menos frecuente que el pavimento flexible. Por lo tanto, se concluye que el pavimento rígido es de menor costo que el pavimento flexible, con lo cual se reafirma que para el caso estudiado el pavimento rígido sería la alternativa técnico-económica más efectiva.
- En el análisis de económico realizado se obtuvo que el costo del pavimento rígido fue de S/ 1, 254,064.00, y el costo del pavimento flexible resultante fue de S/1,425,379.20. Con lo cual se concluye que, para este caso, la ejecución del pavimento rígido propuesto resulta 12% más económico que del pavimento flexible. Ya que el mejoramiento de la subrasante incide en el 54% del costo total de la construcción del pavimento flexible.

5. CAPÍTULO V: RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener en cuenta los factores ambientales y los posibles cambios en las condiciones naturales del terreno en el proceso constructivo, ya que de caso contrario el diseño propuesto bajo unas condiciones ideales no podrá responder a los requerimientos del proyecto.
- En la presente tesis se validó que el diseño propuesto del pavimento rígido satisface las exigencias de proyecto, además de ser económica. Sin embargo, se recomienda poner énfasis en las obras de arte para el correcto drenaje, con la finalidad de asegurar la impermeabilización del pavimento y así garantizar una mayor vida útil del mismo.
- Dado que estas cenizas tienen el problema de colapsabilidad, ya que el cementante con el que cuentan se diluye frente a cambios de humedad, sería importante generar una investigación para encontrar un aditivo que pueda reforzar las condiciones de resistencia y durabilidad de dicho cementante, con la finalidad de que el CBR obtenido en laboratorio sea el mismo con el que se cuente en campo.
- Si bien es cierto el mantenimiento de pavimentos tanto rígidos como flexibles no forman parte de esta investigación, cabe resaltar que el pavimento rígido cuenta con una vida útil más larga que el flexible, en tal sentido el costo de mantenimiento es menor. Por lo que a la larga la construcción de un pavimento rígido resulta más económica. Lo cual es un punto más a favor del pavimento rígido por este motivo que se recomienda fomentar la construcción de los mismos.
- Se puede plantear nuevos temas de investigación para futuras Tesis, con ello profundizar en evaluaciones de la estabilización de la subrasante a través de procesos químicos que resguarden el tipo de suelo con presencia de cenizas volcánicas para mitigar riesgos de colapsabilidad.

6. CAPÍTULO VI: REFERENCIAS

American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington D.C., EE.UU.

Acevedo, C. & Henao, L. (2016). *Determinación del Módulo de reacción (K) para el conjunto de capa triturada y sub-rasante*. (Tesis de licenciatura, Universidad de Cartagena, Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil. Cartagena de Indias, Colombia). Recuperado de <http://repositorio.unicartagena.edu.co:8080/jspui/bitstream/11227/4155/1/tesis%2022%20febrero%2017.pdf> [Consulta: 3 Nov. 2018].

Calla, E. (2015). *Pavimentación de los jirones Achaya, Manco Capac, Conde De Lemus, Arica y Puno de la Municipalidad Distrital de Caminaca-Azángaro*. (Tesis de titulación, Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil. Puno, Perú) Recuperado de: http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/1862/Calla_Mamani_Efrain_Albert.pdf?sequence=1&isAllowed=y&fbclid=IwAR1gUvTDVYjmAN08Ltjd91LD9sgYOeid61safiOA5qZiBO6mvZtt7gxNt_A [Consulta: 2 Nov. 2018].

Cemento Yura - Arequipa. (2014). *Cemento Portland Puzolánico Yura IP – Alta Durabilidad* [Ficha técnica]. Recuperado de http://www.yura.com.pe/info/ficha_tecnica_1p.pdf?fbclid=IwAR38vqFp1Rw5hLtVo914-FgToY1BrMYVcvYsXS6FLtyQsKfOad-ld4TQswk [Consulta: 20 Oct. 2018].

Corredor, G. (2004). *Apuntes de Pavimentos, Volumen 1*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/243566993/APUNTES-PAVIMENTOS-VOL-1-pdf> [Consulta: 22 Oct. 2018].

García, J. R. (2007). *Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)*. (Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona, España). Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93561/03JRgn03de03.pdf> [Consulta: 22 Oct. 2018].

Garnica, P., Gómez, J., Obil, E. & Pérez, A. (2002). *Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en las vías terrestres*. Recuperado de <https://www.imt.mx/archivos/publicaciones/publicaciontecnica/pt201.pdf> [Consulta: 4 Nov. 2018].

Grist, E. R., Paine, K. A., Heath, A., Norman, J., & Pinder, H. (2015). Structural and durability properties of hydraulic lime-pozzolan concretes. *Cement and Concrete Composites*, 62, 212–223. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.07.001> [Consulta: 15 Oct. 2018].

Guerrero, O., Martínez, O., & Portillo, J. (2014). *Estabilización de material reciclado de carpeta asfáltica, utilizando asfalto espumado, mediante metodología Wirtgen, para ser empleado como base en pavimentos*. (Tesis de titulación, Universidad de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil. San Salvador, El Salvador). Recuperado de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/6288/1/Estabilizaci%C3%B3n%20de%20material%20reciclado%20de%20carpeta%20asf%C3%A1ltica,%20utilizando%20asfalto%20espumado,%20mediante%20metodolog%C3%ADa%20Wirtgen,%20para%20ser%20empleado%20como%20base%20en%20pavimentos.pdf> [Consulta: 2 Nov. 2018].

Lemougna, P. N., Wang, K. tuo, Tang, Q., Nzeukou, A. N., Billong, N., Melo, U. C., & Cui, X. min. (2018). Review on the use of volcanic ashes for engineering applications.

Resources, Conservation and Recycling, 137(May), 177–190. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2018.05.031> [Consulta: 15 Oct. 2018].

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). (2013). *Manual de Carreteras, Especificaciones Técnicas Generales para Construcción, EG-2013*. Recuperado de http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/4955.pdf?fbclid=IwAR1gUvTDVYjmAN08Ltjd91LD9sgYOeid61safiOA5qZiBO6mvZtt7gxNt_A [Consulta: 2 Nov. 2018].

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). (2013). *Manual de Carreteras, Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos*. Recuperado de http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/4515.pdf [Consulta: 2 Nov. 2018].

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). (2008). *Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. Recuperado de https://es.slideshare.net/cinthianoelygonzalesronquillo/manual-de-diseo-de-pavimentos?fbclid=IwAR3F6oqutuJ491SL_DhLxvcqSP4msDD1rUkD6DS245l0qX73M8XUqQH35UY [Consulta: 2 Nov. 2018].

Miranda, R. (2010). *Deterioros en Pavimentos Flexibles y Rígidos*. (Tesis de licenciatura, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil. Valdivia, Chile) Recuperado de: http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2010/bmfcim672d/doc/bmfcim672d.pdf?fbclid=IwAR1AUA_nc6PU2x7pPOW9IPdl214T6ccQFpxEBqfJYnDA3BP_IzjXc4ABfbQ [Consulta: 3 Nov. 2018].

Pasquel Carbajal, E. (1998). *Tópicos de tecnología del concreto en el Perú*. 2ª ed. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú Consejo Nacional

- Rahmi, K., Syahrizal, Putra, M. A., & Prasetyo, T. A. (2015). Optimization of the use of volcanic ash of Mount Sinabung eruption as the substitution for fine aggregate. *Procedia Engineering*, 125, 669–674. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.102> [Consulta: 15 Oct. 2018].
- Redolfi, E. R. (2007). *Suelos Colapsables*. Argentina: Universidad Nacional de Córdoba. Recuperado de <http://www.docentes.unal.edu.co/aepazgon/docs/Suelos%20Colapsables.pdf> [Consulta: 20 Oct. 2018].
- Rivera, M., Thouret, J. C., Mariño, J., Berolatti, R., & Fuentes, J. (2010). Characteristics and management of the 2006-2008 volcanic crisis at the Ubinas volcano (Peru). *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 198(1–2), 19–34. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jvolgeores.2010.07.020> [Consulta: 15 Oct. 2018].
- Rivva López, E. (2004). *Naturaleza y Materiales del Concreto*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/260834392/Libro-Concreto-ICG> [Consulta: 20 Oct. 2018].
- Rivva López, E. (2002). *Concretos de Alta Resistencia*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia. Recuperado de <https://es.slideshare.net/deibyrequenamarcelo/concreto-de-alta-resistencia-enrique-rivva-lopeztec materiales> [Consulta: 20 Oct. 2018].
- Robles, R. & Sánchez, J. (2015). *Evaluación de Pavimentos Rígidos mediante la determinación de correlaciones entre el módulo de rotura a la flexión y la resistencia a la compresión para el centro poblado San Cristóbal De Chupán – Huaraz*. (Tesis de titulación, Universidad Ricardo Palma, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil. Lima, Perú) Recuperado de

http://cybertesis.urp.edu.pe/bitstream/urp/1350/1/robles_rj-sanchez_jc.pdf?fbclid=IwAR0sm4P8moYV0h_yT0yecxGVX5jGSumC2SSDTZf9pWKl8HCzRfZqyGQekuY [Consulta: 3 Nov. 2018].

Siddique, R. (2012). Properties of concrete made with volcanic ash. *Resources, Conservation and Recycling*, 66, 40–44. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2012.06.010> [Consulta: 15 Oct. 2018].

Zokaei-Ashtiani, A., Carrasco, C., & Nazarian, S. (2014). Finite element modeling of slab-foundation interaction on rigid pavement applications. *Computers and Geotechnics*, 62, 118–127. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.07.003> [Consulta: 15 Oct. 2018].

7. CAPÍTULO VII: ANEXOS

7.4. Anexo 1: Cálculo de CBR del Km 66+680 a Km 79+270

CONSORCIO VIAL DEL SUR

Proyecto:

"MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA MOQUEGUA - OMATE - AREQUIPA
TRAMO II: KM 35+000 AL KM 153+500"

Cód. : F.PLCAL01.30-CVS

Rev. : 0

Hoja : 1 de 1

CALCULO DE CBR KM 66+680 a KM 79+270

ITEM	#	INICIO (Km.)	FIN (Km.)	LADO	LONGITUD (m.)	Calicata	CBR MEJORAMI ENTO (%)	Mr. (PSI) MEJORAMI ENTO AASHTO 2002	Mr. (KG/CM2) MEJORAMI ENTO AASHTO	CBR (%)	CBR DENS. NAT. (%) NUEVOS	
1	1	66+680	66+810	P.C.	130	66+770	20	17380.0	1222.2	22.9	11.0	CENIZA VOLCANICA
2	2	70+300	70+380	P.C.	80	70+350	20	17380.0	1222.2	16.3	9.2	CENIZA VOLCANICA
3	3	70+820	70+920	P.C.	100	70+860	20	17380.0	1222.2	19.2	12.0	CENIZA VOLCANICA
4	4	71+210	71+360	P.C.	150	71+270	20	17380.0	1222.2	10.5	7.8	CENIZA VOLCANICA
5	5	71+450	71+550	P.C.	100	71+520	20	17380.0	1222.2	17.3	8.3	CENIZA VOLCANICA
6	6	71+740	71+810	P.C.	70	71+790	20	17380.0	1222.2	13.5	7.6	CENIZA VOLCANICA
7	7	71+810	72+050	P.C.	240	71+880	20	17380.0	1222.2	12.3	8.5	CENIZA VOLCANICA
8	8	72+090	72+130	P.C.	40	72+120	20	17380.0	1222.2	12.8	7.8	CENIZA VOLCANICA
9	9	72+640	72+800	P.C.	160	72+730	20	17380.0	1222.2	17.3	12.0	CENIZA VOLCANICA
10	10	74+200	79+270	P.C.	5070	74+250	20	17380.0	1222.2	14.7	11.4	CENIZA VOLCANICA

7.5. Anexo 2: Carta para estimar Módulo de Reacción Compuesto (k)

Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos de la ASSHTO, 1993.

7.6. Anexo 3: K Corregido Por una pérdida potencial de soporte

Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos de la ASSHTO, 1993.

7.7. Anexo 4: Nomograma de diseño de Pavimentos Rígidos ASSHTO 1993

Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos de la ASSHTO, 1993.

7.8. Anexo 5: Resultados de Ensayo de Análisis Granulométrico

EXPEDIENTE N° 309-2018-JBO

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE	: Lorena Ayguipa Espinoza y Braniña Vilca Benavente	PROYECTO	: Mejoramiento de carretera Moquegua - Omate - Arequipa, tramo 2, sector 1.
DIRECCIÓN	: Urb. Las Flores, Mz. C, Lote 3, Surco.		
REFERENCIA	: Solicitud de Servicio N° 309-2018-JBO	UBICACIÓN	: Omate - Moquegua
FECHA DE RECEPCIÓN	: Lima, 07 de noviembre del 2018	FECHA DE INICIO	: Lima, 07 de noviembre del 2018

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO MTC E 107 - 2016

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

IDENTIFICACIÓN : Cenizas Volcánicas

PRESENTACIÓN : 01 Bolsa de polietileno

CANTIDAD : 03 kg aprox.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS					
MALLAS		PESO RETENIDO (g)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)				
3"	75.000				
2 1/2"	62.500				
2"	50.000				
1 1/2"	37.500				
1"	25.000				
3/4"	19.000				
1/2"	12.500				
3/8"	9.500				
1/4"	6.250				
N° 4	4.750				100.0
N° 6	3.350	13.4	2.6	2.6	97.4
N° 8	2.360	33.1	6.4	9.0	91.0
N° 10	2.000	22.2	4.3	13.3	86.7
N° 16	1.180	98.2	19.0	32.3	67.7
N° 20	0.850	61.0	11.8	44.1	55.9
N° 30	0.600	72.9	14.1	58.2	41.8
N° 40	0.425	79.1	15.3	73.5	26.5
N° 50	0.300	55.3	10.7	84.2	15.8
N° 80	0.177	35.1	6.8	91.0	9.0
N° 100	0.150	5.2	1.0	92.0	8.0
N° 200	0.075	13.4	2.6	94.6	5.4
-200	MTC E 137	27.9	5.4	100.0	--

CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

Límite líquido (%)	(MTC E 110 - 2016)	:	NP
Límite plástico (%)	(MTC E 111 - 2016)	:	NP
Índice plástico (%)	(MTC E 111 - 2016)	:	NP
Clasificación SUCS	(ASTM D 2487-11)	:	SP-SM
Clasif. para el uso en vías transporte	(ASTM D 3282-09)	:	A-1-b (0)

Descripción de la muestra : Arena pobremente gradada con limo

Cont. de humedad (%) (MTC E 108 - 2016) : 0.3

OBSERVACIONES:

Muestra tomada e identificada por el solicitante.

Tamaño máximo: 4.75 mm.

CURVA GRANULOMÉTRICA

Referencia:

- NTP 339.128 / ASTM D 422 SUELOS: Método de ensayo para el análisis granulométrico
- NTP 339.129 / ASTM D 4318 SUELOS: Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos
- ASTM D 2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- ASTM D 3282: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes
- NTP 339.127 / ASTM D 2216 SUELOS: Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
- NTP 339.132 / ASTM C 1140 SUELOS: Método de ensayo para determinar el material que pasa de tamiz No 200 (75 µm)

Equipos usados:

- Balanza BAL-17: SCM LM-20051832 (20-05-18)
- Horno HDR-03: SCM LT-30031816 (30-03-18)
- Horno HDR-02: SCM LT-30031816 (30-03-18)

Personal:

- Téc.: E.E.A.
- Rev.: M.M.F.

7.9. Anexo 6: Resultados de Ensayo de Índice de Plasticidad

EXPEDIENTE N° 309-2018-JBO

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE : Lorena Ayquipa Espinoza y Branixa Vilca Benavente PROYECTO : Mejoramiento de carretera Moquegua - Omale - Arequipa, tramo 2, sector 1.
DIRECCIÓN : Urb. Las Flores, Mz. C, Lote 3, Surco.
REFERENCIA : Solicitud de Servicio N° 309-2018-JBO UBICACIÓN : Omale - Moquegua
FECHA DE RECEPCIÓN : Lima, 07 de noviembre del 2018 FECHA DE INICIO : Lima, 07 de noviembre del 2018

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE SUELOS

MTC E 110 - 2016

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO (L.P.) DE LOS SUELOS E ÍNDICE DE PLASTICIDAD (I.P.)

MTC E 111 - 2016

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

IDENTIFICACIÓN : Cenizas PRESENTACIÓN : 01 Bolsa de polietileno
DESCRIPCIÓN : Arena pobremente gradada con limo CANTIDAD : 02 kg aprox.

DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	4	1	2
Ensayo N°	..	..	..	..	..	..
Cápsula N°	..	..	..	..	..	..
Peso cápsula + suelo húmedo (g)	..	..	..	..	..	..
Peso cápsula + suelo seco (g)	..	..	..	..	..	..
Peso del Agua (g)	..	..	..	..	..	..
Peso de la cápsula (g)	..	..	..	..	..	..
Peso del suelo seco (g)	..	..	..	..	..	..
Contenido de humedad (%)	..	..	..	..	..	..
Número de golpes	..	..	..	..	..	..

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

Referencia:

- NTP 339.129 / ASTM D 4318 SUELOS: Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos

Equipos usados:

- Balanza BAL-17: SCM LM-20051832 (20-05-18)
- Horno HOR-02: SCM LT-30031816 (30-03-18)

Personal:

- Téc.: E.E.A.
- Rev.: M.M.F.

VF-002 (01-02-18)

Fecha de emisión: Lima, 12 de noviembre del 2018

El uso de la información contenida en este documento es responsabilidad del solicitante.

RESULTADOS DE ENSAYOS	
LÍMITE LÍQUIDO (%)	NP
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP
IND. PLASTICIDAD (%)	NP

OBSERVACIONES:

- Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40.
- La muestra se desliza en la copa de Casagrande.
- El Límite Líquido no se puede determinar.
- No se pudo formar los rollos de 1/8" de diámetro, se desmorona.
- El límite plástico no se puede determinar.
- Muestra tomada e identificada por el solicitante.

7.10. Anexo 7: Resultados de Ensayo de Contenido de Humedad del Suelo

EXPEDIENTE N° 309-2018-JBO

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE : Lorena Ayquipa Espinoza y Branixa Vilca PROYECTO : Mejoramiento de carretera Moquegua - Omate - Arequipa, tramo 2, sector 1.
DIRECCIÓN : Urb. Las Flores, Mz. C, Lote 3, Surco.
REFERENCIA : Solicitud de Servicio N° 309-2018-JBO UBICACIÓN : Omate - Moquegua
FECHA DE RECEPCIÓN : Lima, 07 de noviembre del 2018 FECHA DE INICIO : Lima, 07 de noviembre del 2018

DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO MTC E 108 - 2016

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

IDENTIFICACIÓN : Cenizas Volcánicas PRESENTACIÓN : 01 Bolsa de polietileno
DESCRIPCIÓN : Arena pobremente gradada con limo CANTIDAD : 05 kg aprox.

IDENTIFICACIÓN	Cenizas Volcánicas
Peso del suelo húmedo (g)	518.3
Peso del suelo seco (g)	516.7
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.30

OBSERVACIONES:

- Muestra tomada e identificada por el solicitante.
- Tamaño máximo: 4.75 mm.

REFERENCIA:

- NTP 339.127 / ASTM D 2216 SUELOS: Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo

Equipos usados:

- Balanza BAL-17: SCM LM-20051832 (20-05-18)
- Horno HOR-02: SCM LT-30031816 (30-03-18)

Personal:

Téc.: E.E.A.
Rev.: M.M.F.

VF-002 (01-02-18)

Fecha de emisión : Lima, 12 de noviembre del 2018
El uso de la información contenida en este documento es responsabilidad del solicitante.

7.11. Anexo 8: Resultados de Ensayo de Proctor Modificado

EXPEDIENTE N° 309-2018-JBO

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE : Lorena Ayquipa Espinoza y Branixa Vilca Benavente PROYECTO : Mejoramiento de carretera Moquegua - Omate - Arequipa, tramo 2, sector 1.

DIRECCIÓN : Urb. Las Flores, Mz. C, Lote 3, Surco.

REFERENCIA : Solicitud de Servicio N° 309-2018-JBO UBICACIÓN : Omate - Moquegua

FECHA RECEPCIÓN : Lima, 07 de noviembre del 2018 FECHA INICIO : Lima, 07 de noviembre del 2018

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

IDENTIFICACIÓN : Cenizas Volcánicas PRESENTACIÓN : 02 Sacos de polipropileno

DESCRIPCIÓN : Arena pobremente gradada con limo CANTIDAD : 80 kg. aprox.

ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO (MTC E 115 - 2016)

ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO (MTC E-155 - 2010)										
Nº de Capas :	5	Altura de caída del pistón :		45.72 cm	Peso del pistón :		4.54 Kg	Volumen del Molde :		939 g/cm³
Energía de Compactación Modificada :		27.4 kg-cm/cm²			Número de Golpes / capa :					25 Golpes
Peso Suelo Humedo + Molde	(g)	2930		3043		3063		2979		
Peso del Molde	(g)	1750		1750		1750		1750		
Peso Suelo Humedo	(g)	1180		1293		1313		1229		
Volumen del Molde	(cm³)	939		939		939		939		
Densidad Suelo Humedo	(g/cm³)	1.257		1.377		1.398		1.309		
Tarro N°		118	407	103	7	353	355	2	317	
Peso suelo humedo + tarro	(g)	399.8	345.1	480.9	455.6	467.8	359.8	416.7	482.8	
Peso suelo seco + tarro	(g)	351.7	304.3	413.7	390.6	400.2	310.5	351.8	405.7	
Peso del agua	(g)	48.1	40.8	67.2	65.0	67.6	49.3	64.9	77.1	
Peso del tarro	(g)	81.6	73.5	74.3	60.8	89.9	85.2	80.4	83.1	
Peso suelo seco	(g)	270.1	230.8	339.4	329.8	310.3	225.3	271.4	322.6	
Contenido de Humedad	(%)	17.8	17.7	19.8	19.7	21.8	21.9	23.9	23.9	
Promedio de Humedad	(%)	17.8		19.8		21.9		23.9		
Densidad del Suelo Seco	(g/cm³)	1.067		1.149		1.147		1.056

PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Serie Americana	Ret. Parc. (%)	Pasa (%)
2 1/2"		100
2"		100
3/4"	0	100
3/8"	0	100
N°4	0	100
<N°4	100	
MÉTODO		"A"

MDS	1.159 g/cm³
OCH	20.7%

OBSERVACIONES:

- Muestra tomada e identificada por el solicitante.

Referencia:

ASTM D 1557-02: Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort - 56000 ft-lb/ft³ (2700 kN-m/m³)

Equipos usados:

- Balanza BAL-17: SCM LM-20051832 (20-05-18)
- Horno HOR-03: SCM LT-30031816 (30-03-18)

Téc.: E.E.A.

Rev.: M.M.F.

Fecha de Emisión : Lima, 12 de noviembre del 2018

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE : Lorena Ayquipa Espinoza y Branixa Vilca Benavente
 DIRECCIÓN : Urb. Las Flores, Mz. C, Lote 3, Surco.
 REFERENCIA : Solicitud de Servicio N° 309-2018-JBO
 FECHA DE RECEPCIÓN : Lima, 07 de noviembre del 2018
 REFERENCIAS DE LA MUESTRA IDENTIFICACIÓN : Cenizas Volcánicas
 DESCRIPCIÓN : Arena pobremente gradada con limo

PROYECTO : Mejoramiento de carretera Moquegua - Omate - Arequipa, tramo 2, sector 1.
 UBICACIÓN : Omate - Moquegua
 FECHA DE INICIO : Lima, 07 de noviembre del 2018
 PRESENTACIÓN : 02 Sacos de polipropileno.
 CANTIDAD : 80 kg aprox.

PROCTOR MODIFICADO (MTC E 115 - 2016)										CBR DE SUELOS COMPACTADOS EN LABORATORIO (MTC E 132 - 2016)											
VOLUMEN DEL MOLDE :		939cm ³		METODO DE COMPACTACION :		A		VOL. MOLDE :		INDICADO		N° DE CAPAS : 5		CAP. DEL ANILLO : 4.5 Ton		CERT. DE CALIBRACIÓN: - Prensa CBR PMR-02- SCM LF-1041828 (14-04-18)					
N° DE MOLDE	S/N	S/N	S/N	S/N	N° DE MOLDE / CODIGO DE MOLDE	9 / MCB-09	15 / MCB-13	14 / MPG-12	N° MOLDE	(55 Golpes)		(26 Golpes)		(12 Golpes)							
N° GOLPES	25	25	25	25	N° DE GOLPES	55	26	12	PEN. (mm)	CARGA(N)	CARGA(kg)	CARGA(N)	CARGA(kg)	CARGA(N)	CARGA(kg)						
P. MOLDE + S. HUMEDO (g)	2930.0	3043.0	3063.0	2979.0	VOLUMEN DE MOLDE (cm ³)	2139.0	2157.0	2157.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
PESO MOLDE (g)	1750.0	1750.0	1750.0	1750.0	P. MOLDE + S. HUMEDO (g)	7351.9	7157.3	7175.5	0.5	56.7	6	39.7	4	28.3	3						
PESO SUELO HUMEDO (g)	1180.0	1293.0	1313.0	1229.0	PESO MOLDE (g)	4358.7	4260.6	4309.1	1.0	121.7	12	85.2	9	60.9	6						
N° TARRO	118	407	103	353	355	2	317	PESO SUELO HUMEDO (g)	2993.2	2896.7	2886.4	1.5	253.9	26	127.0						
P. TARRO + S. HUMEDO (g)	399.8	345.1	480.9	455.6	467.8	359.8	416.7	482.8	N° TARRO	130	225	307	2.0	465.9	48						
P. TARRO + S. SECO (g)	351.7	304.3	413.7	390.6	400.2	310.5	351.8	405.7	P. TARRO + S. HUMEDO (g)	457.5	418.9	430.6	2.5	797.4	81						
PESO DE AGUA (g)	48.1	40.8	67.2	65.0	67.6	49.3	64.9	77.1	P. TARRO + S. SECO (g)	391.6	360.7	369.2	3.0	1108.0	113						
PESO DE TARRO (g)	81.6	73.5	74.3	60.8	89.9	85.2	80.4	83.1	PESO DE AGUA (g)	65.9	58.2	61.4	3.5	1485.7	151						
PESO SUELO SECO (g)	270.1	230.8	339.4	329.8	310.3	225.3	271.4	322.6	PESO DE TARRO (g)	73.7	80.0	72.9	4.0	1901.2	194						
HUMEDAD (%)	17.8	17.7	19.8	19.7	21.8	21.9	23.9	23.9	PESO SUELO SECO (g)	317.9	280.7	296.3	4.5	2333.5	238						
HUMEDAD PROMEDIO (%)	17.7	19.8	21.8	23.9	CONTENIDO DE HUMEDAD (g)	20.70	20.90	20.90	5.0	2759.4	281	1931.6	197	1379.7	141						
DENSIDAD HUMEDA (g/cm ³)	1.257	1.377	1.398	1.309	DENSIDAD HUMEDA (g/cm ³)	1.399	1.343	1.329	7.5	4692.1	478	3284.5	335	2386.0	239						
DENSIDAD SECA (g/cm ³)	1.068	1.150	1.147	1.056	DENSIDAD SECA (g/cm ³)	1.157	1.111	1.099	10.0	6236.5	636	4365.6	445	3118.3	318						
ABSORCIÓN										EXPANSIÓN					RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYOS						
N° MOLDE	9 / MCB-09		15 / MCB-13		14 / MPG-12		FECHA	HORA	LEC. DIAL	LEC. DIAL	LEC. DIAL	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cm ³)					1.159				
PESO SUELO HUM. + PLATO + MOLDE	9113		8989		10556		17 nov-18	12:30:00 a.m.	0.000"	0.000"	0.000"	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)					20.7				
PESO DEL PLATO + MOLDE	5954		5858		7391		18 nov-18					CBR A 2.5 mm DE PENETRACION AL 100% DE LA M.D.S. (%)					15.3				
PESO SUELO HUMEDO EMBEBIDO	3159		3132		3165		19 nov-18					CBR A 2.5 mm DE PENETRACION AL 95% DE LA M.D.S. (%)					8.5				
PESO SUELO HUMEDO SIN EMBEBER	2993		2897		2866		20 nov-18					SERIE AMERICANA		3/4"	3/8"	N° 4	N° 200	Pasa N° 200			
PESO DEL AGUA ABSORBIDA	186		235		299		21 nov-18	12:30:00 a.m.	0.000"	0.000"	0.000"	RETENIDO PARCIAL (%)		..	..	..	95	5			
PESO DEL SUELO SECO	2480		2396		2371		EXPANSION (%)	S/E	S/E	S/E	LÍMITE LÍQUIDO		NP	SUCS		SP-SM					
ABSORCION DE AGUA	6.70		9.80		12.60						ÍNDICE DE PLASTICIDAD		NP	AASHTO		A-1-b(0)					

Referencia :
 - ASTM D 1883: Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of laboratory-compacted soils
 - ASTM D 1557: Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort - 56000 ft-lbf/m³ (2700 kN-m/m³).

Observaciones :
 - Muestra tomada e identificada por el solicitante.
 - La muestra fue compactada, luego se saturó por 4 días y posteriormente se realizó el ensayo de penetración.

Equipos usados:
 - Prensa CBR PMR-02: SCM LF-14041828 (14-04-18)
 - Balanza BAL-17: SCM LM-20051832 (20-05-18)
 - Horno HOR-03: SCM LT-30031816 (30-03-18)

Personal:
 - Téc.: E.E.A.
 - Rev.: M.M.F.

Fecha de Emisión : Lima, 12 de noviembre del 2018

El uso de la información contenida en este documento es de exclusiva responsabilidad del solicitante.

7.12. Anexo 9: Resultados de Ensayo de CBR

EXPEDIENTE N° 309-2018-JBO

INFORME DE ENSAYO

SOLICITANTE	: Lorena Ayquipa Espinoza y Branix Vilca Benavente	PROYECTO	: Mejoramiento de carretera Moquegua - Omate - Arequipa, tramo 2, sector 1.
DIRECCIÓN	: Urb. Las Flores, Mz. C, Lote 3, Surco.	UBICACIÓN	: Omate - Moquegua
REFERENCIA	: Solicitud de Servicio N° 309-2018-JBO	FECHA DE RECEPCIÓN	: Lima, 07 de noviembre del 2018
FECHA DE RECEPCIÓN	: Lima, 07 de noviembre del 2018	FECHA DE INICIO	: Lima, 07 de noviembre del 2018

CBR DE SUELOS COMPACTADOS EN LABORATORIO (MTC E 132 - 2016)

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

IDENTIFICACIÓN : Cenizas Volcánicas

PRESENTACIÓN : 02 Sacos de polipropileno

DESCRIPCIÓN : Arena pobremente gradada con limo

CANTIDAD : 80 kg aprox.

OBSERVACIONES:

- Muestra tomada e identificada por el solicitante.
- La muestra fue compactada, luego se saturó por 4 días y posteriormente se realizó el ensayo de penetración.

Referencia:

Equipos usados:

- Prensa CBR PMR-02: SCM LF-14041828 (14-04-18)

7.13. Anexo 10: Resultados de Diseño de Pavimento Rígido por Método ASSHTO
1993

DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO (AASHTO 1993)									
PROYECTO :	Mejoramiento de Carretera Moquegua -Omate -Arequip					FECHA :	25/04/2019		
TRAMO :	KM 35 - KM 15+000					PERIODO DE DISEÑO :	20 AÑOS		
SECTOR H. :	Puente el Choro-Omate					DISEÑO :	RIG20(20)		
NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO									
R =	85%					Nivel de Confiabilidad para el período de análisis			
ZR =	-1.036					Desviación Estandar Normal			
So =	0.35					Variabilidad			
W18 =	3.62E+06	E. E.				ESAL para el periodo de diseño			
Po =	4.5					Serviciabilidad inicial			
Pt =	2.5					Serviciabilidad final			
DPSI =	2					Perdida de serviciabilidad (Po-Pt)			
CBR SR =	7.6	%				CBR de diseño (subrasante)			
MR SR	9356.5	psi				Modulo Resiliente (subrasante)			
MR SR	657.8	kg/cm2							
CBR SB	88.7	%				CBR de sub base			
MR SB	45088.1	psi				Modulo Resiliente (sub base)			
MR SB	3170.0	kg/cm2							
e SB =	20.0	m				Espesor Sub base			
k =	170.0	pci				Módulo de reacción de la subrasante			
cd =	1.0					Coefficiente de drenaje			
f'c =	280.0	kg/cm2				Resistencia a la compresión del concreto			
f'c =	3982.5	psi							
Ec =	3597112.8	psi				Módulo de elasticidad del concreto			
Ec =	252902.8	kg/cm2							
s'c =	645.0	psi				Módulo de rotura			
s'c =	45.3	kg/cm2							
J =	2.8					Coefficiente de tranferencia de cargas			
Snreq =	7.54					Número estructural requerido
		20 cm	Losa de Concreto					
			20 cm	Sub base granular					
				Subrasante					
PAVIMENTO RÍGIDO									

7.14. Anexo 11: Resultados de Diseño de Pavimento Flexible por Método ASSHTO 1993

DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE (AASHTO 1993)																		
PROYECTO :	Mejoramiento de Carretera Moquegua-Omate-Arequipa				FECHA :	25/05/2019												
TRAMO :	KM 68+810 - KM 79+270				PERIODO DE DISEÑO :	20 AÑOS												
SECTOR H. :	Puente el chorro- Omate				DISEÑO :	FLE20(20)												
NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO																		
$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_o + 9.36 \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10}(M_R) - 8.07$																		
R =	85%				Nivel de Confiabilidad para el período de análisis													
Z _R =	-1.036				Desviación Estandar Normal													
S _o =	0.45				Variabilidad													
W ₁₈ =	3.11E+06	E. E.			ESAL para el periodo de diseño													
P _o =	4				Serviciabilidad inicial													
P _t =	2.5				Serviciabilidad final													
ΔPSI =	1.5				Pérdida de serviciabilidad (Po-Pt)													
CBR =	20.00	%			CBR de diseño													
M _R =	17380.01	psi			Modulo Resiliente													
M _R =	247201.14	kg/cm ²																
SN _{req} =	2.96				Número estructural requerido													
<table border="1"> <tr> <td>Carpeta Asfáltica Colapsada</td> <td>8 cm</td> <td> </td> </tr> <tr> <td>Base granular Existente</td> <td>28 cm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sub base Existente</td> <td>0 cm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subrasante</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>							Carpeta Asfáltica Colapsada	8 cm		Base granular Existente	28 cm		Sub base Existente	0 cm		Subrasante		
Carpeta Asfáltica Colapsada	8 cm
Base granular Existente	28 cm																	
Sub base Existente	0 cm																	
Subrasante																		
PAVIMENTO EXISTENTE				PAVIMENTO REHABILITADO														
NÚMERO ESTRUCTURAL PROPUESTO (PAVIMENTO EXISTENTE)																		
CAPA			a	m	D	SN _{PROP}												
1	Carpeta Asfáltica Colapsada	(cm)	0.170	-	7.6	SN CAPA 1	1.30											
		(pulg)	0.43	-	3.0													
2	Base granular Existente	(cm)	0.062	1.0	27.5	SN CAPA 2	1.71											
		(pulg)	0.16	1.0	10.8													
3	Sub base Existente	(cm)	0.00	0.0	0.0	SN CAPA 3	0.00											
		(pulg)	0.12	1.0	0.0													
SN _{PROP} TOTAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE						3.00												

7.15. Anexo 12: Resultados de CBR del terreno de fundación

CONSORCIO VIAL DEL SUR

Proyecto:

"MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA MOQUEGUA - OMATE - AREQUIPA
TRAMO II: KM 35+000 AL KM 153+500"

Cód. : F.PLCA01.30-CVS

Rev. : 0

Hoja : 1 de 1

RESUMEN DE ESTUDIO DE SUELO PARA MEJORAMIENTO A NIVEL DE SUB RASANTE

CENIZAS VOLCÁNICAS

ITEM	FECHA	TRAMO		PROGRESIVA MUESTRA	LADO MEJORAM.	Análisis Granulométrico - % que Pasa Tamiz												CONST. FÍSICAS			CLASIF.		HUM. NAT. (%)	PROCT. MODIF.		CBR		PROF. DE CALICATA (m)	ESPESOR A MEJORAR (m)	
		DEL	AL			4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS		AASHTO	M D S (g/cm3)	O C H (%)	D.N. (%)			100% M D S (%)
1	08/06/2018	66+680	66+810	66+770	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	98.7	95.2	93.0	89.0	45.8	30	NP	NP	SM	A-4 (2)	10.6	1.430	16.1	11.0	22.9	1.50	1.00
2	08/06/2018	70+300	70+380	70+350	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.1	91.2	87.8	76.6	62.8	29.7	13.1	19	NP	NP	SM	A-1-b (0)	2.6	1.371	10.4	9.2	16.3	1.50	1.00
3	08/03/2018	70+820	70+920	70+860	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	88.2	84.8	73.0	60.7	33.9	16.5	25	NP	NP	SM	A-1-b (0)	2.2	1.351	18.8	12.0	19.2	1.50	1.00
4	08/06/2018	71+210	71+360	71+270	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	98.5	97.9	94.3	77.8	24.8	8.5	18	NP	NP	SW-SM	A-1-b (0)	2.3	1.403	7.2	7.8	10.5	1.20	1.00	
5	09/06/2018	71+450	71+550	71+520	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.9	93.9	92.7	85.8	72.5	37.1	11.9	19	NP	NP	SW-SM	A-1-b (0)	1.9	1.411	7.2	8.3	17.3	1.40	1.00
6	09/06/2018	71+740	71+810	71+790	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	96.9	94.8	84.7	67.1	32.0	13.1	18	NP	NP	SM	A-1-b (0)	1.2	1.421	10.3	7.6	13.5	1.20	1.00	
7	09/06/2018	71+810	72+050	71+880	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	96.5	94.8	92.2	81.8	60.1	18.6	7.5	17	NP	NP	SP-SM	A-1-b (0)	0.8	1.431	10.6	8.5	12.3	1.50	1.00
8	09/06/2018	72+090	72+130	72+120	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.3	95.4	89.0	76.5	26.2	6.9	19	NP	NP	SW-SM	A-1-b (0)	8.5	1.241	27.0	7.8	12.8	1.20	1.00	
9	10/06/2018	72+640	72+800	72+730	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	99.0	95.4	87.0	68.0	21.2	10.5	21	NP	NP	SP-SM	A-1-b (0)	0.5	1.566	18.0	12.0	17.3	1.40	1.00	
10	09/06/2018	74+200	74+300	74+250	PC	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	99.2	97.6	89.4	69.4	17.1	6.6	24	NP	NP	SP-SM	A-1-b (0)	1.4	0.960	19.4	11.4	14.7	1.60	1.00	