UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Mejoramiento de suelos arcillosos en subrasante mediante el uso de cenizas volantes de bagazo de caña de azúcar y cal en el tramo de la carretera Tingo María - Monzón en la provincia de Leoncio Prado

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Torres Montesinos, Sergio Feliciano ([0000-0003-1143-3955](#))

Landa Alarcon, Jacques Yitzhak ([0000-0001-9647-8276](#))

ASESOR

Aybar Arriola, Gustavo Adolfo ([0000-0001-8625-3989](#))

Lima, 30 de julio de 2020

DEDICATORIA

A nuestros padres y amigos.

AGRADECIMIENTOS

En las siguientes líneas nos gustaría agradecer a todas las personas que creyeron en nosotros y nos brindaron su ayuda durante la elaboración y redacción del presente trabajo de investigación. En primer lugar, nuestro agradecimiento va dirigido a nuestros padres que nos han dado su ayuda incondicional en el trayecto de toda nuestra vida, hasta ahora, un hito importante para todos nosotros. En segundo lugar, nuestro agradecimiento corresponde al Ing. Gustavo Aybar Arriola por brindarnos sus conocimientos tan enriquecedores, que permitieron que nos desarrolláramos de la mejor forma durante la investigación.

Por otro lado, nuestra gratitud también pertenece a nuestra Casa de Estudios, la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, la cual nos ha brindado una formación integral, brindando herramientas para solucionar problemas orientados al Área de Nuestra Carrera de Ingeniería Civil, además de la vida.

Por último, nuestro agradecimiento en especial a la Agroindustrial Paramonga S.A (AIPSA), la cual nos permitió tener acceso a su planta de tratamiento del azúcar, de modo que se pudo ver de primera mano el origen de las Cenizas como residuos. Así mismo, para las personas que ayudaron a extraer muestras de suelo de la carretera Monzón-Tingo María, nuestra gratitud infinita.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como fin determinar el porcentaje óptimo del uso del material estabilizante, compuesto por la Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar (CBCA), y cal, con un enfoque económico y efectividad de uso en tanto a mejora del porcentaje de CBR de la subrasante clasificada como pobre o inadecuada. Dentro del marco de desarrollo del trabajo se encuentra el estudio de la influencia de la Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar (CBCA) en el suelo natural, del mismo modo que la cal; esto para entender los cambios en las propiedades físicas y mecánicas de la mezcla. El suelo en estudio es un suelo arcilloso de baja plasticidad según SUCS, y según AASHTO un A-6(8); este mezclado con 5%, 15% y 25% de Material Estabilizante respecto a la masa seca, con combinaciones, 100% CBCA, 75%CBCA y 25%Cal, 50%CBCA y 50%Cal, 100%Cal. Todas las Combinaciones especificadas se ensayaron para Proctor y CBR, y luego se analizaron cada uno de los resultados mediante un diagrama de Líneas para los dos ensayos. La proporción de material estabilizante es el 5% respecto a la masa seca de arcilla que presenta la mejora eficiente e inmediata el CBR, aumentando en un 110.81% respecto a la del suelo natural, y la densidad, aumentando en 54.7% respecto al suelo natural. Este porcentaje está compuesto por la combinación parcial de 50% de Cal y 50% de CBCA seleccionada con fines económicos, con la reducción de aplicación de cal.

Palabras clave: Cal; Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar; C.B.R.; Compactación, Estabilización; Suelos Arcillosos.

Enhancement of clay soils subgrade by the use of fly sugarcane bagasse ash and lime on
the Tingo María – Monzón road's section in the Leoncio Prado province

ABSTRACT

The aim of this research work is to use agroindustry's wastes in conjunction with traditional stabilizers, such as lime, to solve the problem of unpaved roads with poor or inadequate subgrade according to their CBR value. The fundamental objective of this research work was to study the influence of Sugar Cane Bagasse Ash (CBCA) in conjunction with Lime to enhancement the mechanical properties of low plasticity clay soils, according to AASHTO a A-6 (8) sub group's soil. Likewise, some tests that were carried out in the research were the AASHTO standard compaction tests and CBR, to compare the natural soil sample and the global combinations 5%, 15% and 25% of Stabilizing Material applied to the natural soil, containing each of these the next four proportions (100% CBCA, 75% CBCA and 25% Cal, 50% CBCA and 50% Cal, 100% Cal). Among the most noteworthy results were soil improvements in compaction and CBR characteristics, reducing the incidence of Lime by 50%. The proportion of stabilizing material that presents the immediate and efficient enhancement is obtained with 5% Stabilizing Material, respect to the clay's dry mass; with a partial combination of 50% of Lime and 50% of CBCA, increasing the CBR by 110.81% with respect to the natural soil's CBR.

Keywords: [Lime; Sugarcane Bagasse Ash; C.B.R.; Compaction; Stabilization; Clay Soils.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.3	LA INDUSTRIA AZUCARERA EN EL PERÚ	6
1.4	PROBLEMÁTICA	10
1.4.1	Ubicación.....	10
1.4.2	Descripción.....	14
1.4.3	Antecedentes.....	14
1.5	JUSTIFICACIÓN.....	15
1.6	HIPÓTESIS.....	16
1.7	OBJETIVOS.....	16
1.7.1	Objetivo general	16
1.7.2	Objetivos específicos	16
2	MARCO TEÓRICO	17
2.1	CARRETERAS	17
2.1.1	Pavimentos	18
2.1.2	Afirmado.....	19
2.2	SUBRASANTE	19
2.2.1	Clasificación	20
2.3	ESTABILIZACIÓN DE SUELOS	22
2.3.1	Criterio para la estabilización de suelos	22
2.3.2	Proceso de estabilización subrasante con aditivos	26
2.3.3	Métodos convencionales de estabilización.....	27
2.3.3.1	Estabilización con geosintéticos.....	27
2.3.3.2	Estabilización química.....	28
2.3.3.3	Estabilización con cal	28
2.3.3.4	Estabilización con bitumen emulsión	30
2.3.3.5	Estabilización de suelos con compuesto de cloruros.....	30
2.3.3.6	Estabilización con materiales cementantes.....	31
2.3.3.7	Estabilización física – mecánica.....	32

2.3.3.8	Estabilización con aditivos no cementantes	33
2.4	LA VERSATILIDAD DE LA CAÑA DE AZÚCAR	35
2.4.1	Ingenio Azucarero de estudio	35
2.4.2	Obtención del azúcar	35
2.4.3	Características de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA).....	37
2.4.4	La CBCA como potencial estabilizador de suelos arcillosos	40
2.4.5	Distribución y acopio de la CBCA	41
2.5	SUELOS ARCILLOSOS	42
2.5.1	Grupos de minerales arcillosos.....	43
2.5.1.1	Caolinita	43
2.5.1.2	Illita.....	43
2.5.1.3	Montmorillonitas	43
2.5.2	Características físico-químicas de las arcillas	44
2.5.2.1	Plasticidad.....	45
2.5.2.2	Hidratación e hinchamiento.....	45
2.5.2.3	Superficie específica.....	46
2.5.2.4	Tixotropía	46
2.5.2.5	Capacidad de absorción	46
2.5.2.6	Capacidad de intercambio catiónico.....	46
2.6	CLASIFICACIÓN Y USO DE LA CAL.	47
2.7	INTERACCIÓN FÍSICO-QUÍMICA DE LA CBCA – CAL – ARCILLA	47
2.8	PRINCIPALES GENERADORES DE FALLAS GEOTÉCNICAS EN OBRAS VIALES.....	48
2.8.1	Erosión.....	49
2.8.2	Tubificación.....	49
3	MATERIALES Y MÉTODOS.....	50
3.1	MATERIALES	50
3.1.1	Muestra de Suelo	51
3.1.2	Muestra de Cal.....	54
3.1.3	Muestra de CBCA	55
3.2	PROCEDIMIENTO DE MEZCLA DE SUELO, CAL Y CBCA.	60
3.3	ENSAYOS FÍSICOS	60

3.3.1	Determinación del contenido de humedad del suelo (ASTM D2216-10 – MTC-E-108)	60
3.3.1.1	Materiales y equipos	61
3.3.1.2	Cálculos	61
3.3.2	Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422 – MTC-E-107)	61
3.3.2.1	Materiales y equipos	62
3.3.2.2	Cálculos	63
3.3.3	Límites de Atterberg (ASTM 423-668, ASTM D424-59)	63
3.3.3.1	Generalidades	63
3.3.3.2	Definiciones	64
3.3.3.3	Materiales y Equipos	64
3.3.3.4	Cálculos	64
3.3.3.5	Estado de consistencia de los suelos.....	66
3.3.3.6	Índice de Liquidez (IL)	66
3.3.3.7	Índice de Consistencia (IC)	67
3.3.3.8	Índice de Compresión Primaria (Cc)	68
3.3.4	Clasificación de suelos	69
3.3.4.1	Sistema de clasificación AASHTO	69
3.3.4.2	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).....	73
3.4	ENSAYOS MECÁNICOS.....	74
3.4.1	Ensayo de compactación Proctor Modificado (NTP 339.141 – ASTM D1557)	74
3.4.1.1	Cálculos	75
3.4.2	Ensayo de Relación de Soporte de California CBR (ASTM D-1883 – AASHTO T-193 – MTC E 132-2000)	78
3.4.2.1	Materiales y Equipos	78
3.4.2.2	Cálculos	80
3.5	METODOLOGÍA DE COMBINACIÓN DE MATERIALES	81
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	83
4.1	DOSIFICACIÓN DE MATERIALES EN LA MEZCLA SUELO, CAL Y CBCA.....	83
4.1.1	Casos combinatorios generales de material estabilizador	83
4.1.2	Combinaciones parciales de Cal y CBCA.....	83

4.2	DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	86
5	RESULTADOS	88
5.1	RESULTADOS EN LA EJECUCIÓN DE LOS ENSAYOS FÍSICO – QUÍMICOS DE LOS MATERIALES	88
5.1.1	Análisis granulométrico por tamizado (ASTM-D422 – MTC-E-107) y determinación del contenido de humedad del suelo (ASTM D2216-10 – MTC-E-108)	88
5.1.2	Límites de Atterberg (ASTM 423-668, ASTM D424-59)	91
5.1.2.1	Comportamiento del suelo	91
5.1.2.2	Consistencia del suelo	92
5.1.2.3	Compresibilidad del suelo	92
5.1.3	Clasificación del suelo (SUCS – AASHTO)	93
5.2	RESULTADOS EN LA EJECUCIÓN DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS DE LOS COMPONENTES COMBINADOS	94
5.2.1	Ensayo de compactación Proctor Modificado (NTP 339.141 – ASTM D1557)	94
5.2.1.1	Muestra patrón	95
5.2.1.2	Caso 1: Material estabilizador al 5%	95
5.2.1.3	Caso 2: Material estabilizador al 15%	95
5.2.1.4	Caso 3: Material estabilizador al 25%	96
5.2.2	Ensayo de Relación de Soporte de California CBR (ASTM D-1883 – AASHTO T-193 – MTC E 132-2000)	97
5.2.2.1	Muestra patrón	97
5.2.2.2	Caso 1: Material estabilizador al 5%	97
5.2.2.3	Caso 2: Material estabilizador al 15%	98
5.2.2.4	Caso 3: Material estabilizador al 25%	99
6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	100
6.1	EFFECTOS EN LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DEL SUELO	101
6.1.1	Óptimo Contenido de Humedad (OCH)	101
6.1.2	Máxima Densidad Seca (MDS)	102
6.2	EFFECTOS EN EL CBR Y LA EXPANSIBILIDAD DEL MATERIAL	105

6.2.1	Porcentaje de Expansión del Suelo.....	105
6.2.2	Porcentaje de CBR	106
6.2.2.1	Incremento relativo de CBR y Aporte de la CBCA	108
7	ANÁLISIS ECONÓMICO.....	114
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	118
8.1	CONCLUSIONES	118
8.2	RECOMENDACIONES	120
9	REFERENCIAS	121
10	ANEXOS	128
10.1	ANEXO N°1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO	128
10.2	ANEXO N°2. LÍMITES DE ATTERBERG	129
10.3	ANEXO N°3. RESULTADOS DEL ENSAYO DE PRÓCTOR MODIFICADO.....	130
10.4	ANEXO N°4. RESULTADOS DEL ENSAYO DE CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R) 143	
10.5	ANEXO N°6. PANEL FOTOGRÁFICO	169

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación política y geolocalizada en coordenadas UTM del tramo Monzón – Tingo María.....	10
Tabla 2 Estudio de mecánica de suelos, del camino vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi, carretera Tingo María – Monzón.....	14
Tabla 3 Ensayos de Proctor y CBR en las progresivas 00+000 a 06+500 km del camino vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi.	15
Tabla 4 Clases de caminos en función al IMDA	18
Tabla 5 Tipos de pavimentos.....	19
Tabla 6 Categoría de la subrasante según el grado de CBR.	20
Tabla 7 Composición química de la ceniza de bagazo de caña de azúcar.....	38
Tabla 8 Representación de los materiales de experimentación.	50
Tabla 9 Diámetro de abertura en mm de cada tamiz desde la de 3” hasta la N° 200.	62
Tabla 10 Comportamiento del suelo.....	67
Tabla 11 Consistencia del suelo	68
Tabla 12 Compresibilidad del Suelo	69
Tabla 13 Clasificación de suelos según el Índice de Grupo.	72
Tabla 14 Resumen de los tres métodos de aplicación en base a los tres métodos.	75
Tabla 15 Representación de la metodología de proporciones generales y parciales.....	82
Tabla 16 Porcentajes de material estabilizador compuesto	83
Tabla 17 Esquema combinatorio de CBCA y Cal	84
Tabla 18 Tabla Granulométrica de la muestra de suelo C-1	89
Tabla 19 Porcentaje retenido de suelo en las mallas 2”, N° 4 y N° 200.	90
Tabla 20 Resultados del Ensayo de los Límites de Atterberg	91
Tabla 21 Resultados del Ensayo Proctor Modificado para la muestra patrón de arcilla.	95
Tabla 22 Resultados del Ensayo Próctor Modificado para el caso 1.....	95
Tabla 23 Resultados del Ensayo de Próctor Modificado para el caso 2.....	96
Tabla 24 Resultados del Ensayo de Próctor Modificado para el caso 3.....	96
Tabla 25 Resultados del Ensayo de CBR para la muestra patrón de arcilla.....	97
Tabla 26 Resultados del Ensayo de CBR para el caso 1.	98
Tabla 27 Resultados del Ensayo de CBR para el caso 2.	98
Tabla 28 Resultados del Ensayo de CBR para el caso 3.	99
Tabla 29 Precio de componentes estabilizadores por kg (Inc. IGV).	114

Tabla 30 Peso de cada combinación parcial al 95% de su MDS.....	115
Tabla 31 Costo de las combinaciones parciales estudiadas por m3 de subrasante mejorada (Inc. IGV).	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Producción de azúcar en toneladas desde el año 2000-2019 en el Perú.	8
Figura 2. Balanza comercial de azúcar.	9
Figura 3. Mapa Político del Perú.	11
Figura 4. Mapa Político de la Región Huánuco.	12
Figura 5. Mapa del distrito de Monzón, provincia de Huamalíes.	12
Figura 6. Tramo 1 de la carretera Tingo María – Monzón.	13
Figura 7. Fotografía in situ de la carretera Tingo María – Monzón.	13
Figura 8. Correlaciones típicas entre las clasificaciones de suelos y las propiedades de los suelos con el módulo de resiliencia.	21
Figura 9. Proceso lógico para la identificación del tipo de suelo.	23
Figura 10. Proceso de selección del tipo de estabilización.	23
Figura 11. Guía referencial para la selección del tipo de estabilizador.	24
Figura 12. Guía complementaria referencial para la selección del tipo de estabilizador. ...	25
Figura 13. Esquema de ejecución de una estabilización por mezcla in situ.	26
Figura 14. Geotextiles Tejidos (a) y Geotextiles No Tejidos (b).	27
Figura 15. Geomalla uniaxial (a) y biaxial (b).	27
Figura 16. Camellón para almacenamiento y aplicación de la cal antes y durante la mezcla.	29
Figura 17. Flóculos o conjunto de partículas de arcilla.	29
Figura 18. Carretera estabilizada con bitumen emulsión.	30
Figura 19. Aplicación de Bichofita, compuesto por base de Cloruro de Magnesio en Pucón, Chile.	31
Figura 20. Máquina especializada en estabilizaciones de terrenos.	32
Figura 21. Uso de pedraplén para estabilización de suelos.	33
Figura 22. Polvo de cantera.	33
Figura 23. Bagazo y Ceniza de bagazo de caña de azúcar.	34
Figura 24. Ceniza de cascara de huevo.	34
Figura 25. Ceniza de cascara de arroz.	34
Figura 26. Ubicación de la empresa azucarera AIPSA, en el distrito de Paramonga, Barranca, Lima Provincias.	35
Figura 27. Diagrama de flujo del proceso de producción de azúcar estándar.	36
Figura 28. Esquema del proceso de obtención de la ceniza volante y de fondo.	37

Figura 29. Micrografía MEB del bagazo de caña de azúcar.	39
Figura 30. Curva de distribución de partícula de la ceniza de caña de azúcar.	40
Figura 31. Silo para cemento o ceniza volante.	42
Figura 32 Erosión por tubificación de una carretera.	50
Figura 33. Número de calicatas y profundidad de excavación mínimas requeridas por tipo de carretera.	51
Figura 34. Ubicación del km 392 + 300 de la carretera Casma – Tingo María, ubicación de la Calicata C-1 y punto de partida para las siguientes calicatas C-2 y C-3.	52
Figura 35. Progresiva 392 + 300 de la carretera Casma – Tingo María.	52
Figura 36. Muestra Inalterada C-1 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 392 + 300.	53
Figura 37. Muestra Alterada C-1 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 392 + 300.	53
Figura 38. Muestra Alterada C-2 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 392 + 800.	54
Figura 39. Muestra Alterada C-3 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 393 + 300.	54
Figura 40. Tanques de sedimentación de la ceniza	55
Figura 41. Caldero de Combustión de Bagazo de Caña de Azúcar y Generador eléctrico.	56
Figura 42. Cinta transportadora de ceniza a los tanques hidráulicos.	57
Figura 43. Disposición referencial de la ceniza en volquetes.	58
Figura 44. Muestra de CBCA en estado de disposición final de la planta azucarera AIPSA.	59
Figura 45. Muestra de CBCA posterior a muestreo y descontaminación.	59
Figura 46. Diagrama de fluidez.	65
Figura 47. Diagrama de Plasticidad, líneas características.	66
Figura 48. Clasificación de los materiales de la subrasante de carreteras.	70
Figura 49. Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos en los grupos A 2, A-4, A-5, A-6 y A-7.	71
Figura 50. Signos Convencionales para Perfil de Calicatas según la clasificación AASHTO.	72
Figura 51. Sistema Unificado de Clasificación de Suelo.	73
Figura 52. Carta de Plasticidad.	74

Figura 53. Signos Convencionales para perfiles de calicatas según la clasificación SUCS.	77
Figura 54. Molde metal cilíndrico de 152.4mm $\pm$ 0.66mm de diámetro interior y de 177.8 $\pm$ 0.46mm de altura.	78
Figura 55. Esquema de molde cilíndrico de ensayo y su soporte y pistón de compactación.	79
Figura 56. Determinación del valor de relación de soporte en el laboratorio.	80
Figura 57. Porcentajes efectivos de Cal y CBCA respecto a la masa seca de la muestra patrón, para el caso 1 de 5%.	85
Figura 58. Porcentajes efectivos de Cal y CBCA respecto a la masa seca de la muestra patrón, para el caso 2 de 15%.	85
Figura 59. Porcentajes efectivos de Cal y CBCA respecto a la masa seca de la muestra patrón, para el caso 3 de 25%.	86
Figura 60. Diagrama de flujo del procedimiento experimental y análisis de resultados de la investigación.	87
Figura 61. Curva granulométrica de la muestra alterada de la calicata C-1.	90
Figura 62. Representación Gráfica del tipo de suelo presente en la calicata C-1 por AASHTO y SUCS.	94
Figura 63. Diagrama de líneas de la variación del OCH del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.	102
Figura 64. Diagrama de líneas de la variación de la MDS del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.	104
Figura 65. Diagrama de líneas de la variación del Procentaje de Expansión del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.	106
Figura 66. Diagrama de líneas de la variación del CBR del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.	108
Figura 67. Incremento de CBR relativos al caso combinatorio predecesor: Caso 1 respecto al Patrón (1 / 0), caso 2 relativo al caso 1 (2 / 1) y caso 3 relativo al caso 2 (3 / 2).	111
Figura 68. Aporte de la CBCA en función al incremento de CBR de las combinaciones parciales de CBCA al 25%, 50% y 100% respecto a la otorgada por la Cal al 100% (Línea Base).	112
Figura 69. Gráfico comparativo de los costos de cada combinación parcial por m ³ de subrasante mejorada (Inc. IGV).	116

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La rehabilitación o construcción de una carretera, en general, conlleva la implementación de múltiples etapas de trabajo. Estas se pueden clasificar desde la propia producción de la vía, como el perfilado, compactación y asfaltado; hasta la estabilización del suelo de soporte o subrasante, por deficiencias geotécnicas; los cuales suelen ser incidentes en zonas con alta presencia de limos y arcillas.

El criterio de aceptación de un suelo para ser empleado como subrasante de carretera suele evaluarse a partir del ensayo de Relación de Soporte de California (CBR por sus siglas en inglés). Así pues, si el material posee un CBR mayor o igual al 6%, el Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú (MTC), en su Manual de Carreteras (suelos, geología, geotécnica y pavimentos) sección Suelos y Pavimentos, aprobada en la R.D. N° 10-2014-MTC/14, confiere la disposición de considerarla como una subrasante aceptable por estar dentro de los parámetros de calidad constructiva y seguridad vial de una carreteras; caso contrario, el manual recomienda la elección y aplicación del método de estabilización más eficiente que acondicione el suelo a los parámetros aceptados por la autoridad competente (MTC, 2014).

Entre el amplio abanico de metodologías de estabilización de suelos existe una notoria incidencia a la aplicación de las categorizadas como físico-mecánicas, por ser de fácil ejecución. Este tipo de estabilización, consiste básicamente en el reemplazo íntegro del material deficiente, dentro de la profundidad efectiva de la subrasante, por otro de características granulares (grava), elevando el ángulo de fricción interna del material e incrementando su resistencia al corte (Kennedy, O., 2012). Habitualmente, la obtención de las gravas para su empleo en carreteras con alta presencia de finos, se realiza en canteras improvisadas ubicadas en los cauces de ríos cercanos. La extracción del material granular en este tipo de espacios ha provocado y provoca, aun en la actualidad, impactos ambientales negativos, pues propician la aniquilación de la flora y fauna existente alrededor de los ríos, distorsionan desfavorablemente el paisaje natural, y culminan erosionando gravemente las riberas (Farahani, H. & Bayazidi S., 2017). Por lo tanto, es necesario implementar nuevas

medidas de estabilización de suelos que generen el menor impacto posible al ambiente, manteniendo la eficiencia como un factor importante en su evaluación.

Dentro de los diferentes tipos de estabilización de suelos, existen también las de características físico-químicas, que consisten en proporcionar al suelo inestable de aditivos químicos, valga la redundancia, que propicien mejoras eficaces en su resistencia y un mínimo impacto al entorno respecto a las del tipo físico-mecánicas. Si bien es cierto el MTC indica numerosos tipos de estabilización química (cemento portland, óxido de calcio, cenizas volantes y algunos tipos de hidróxidos), la más eficiente es la proporcionada por la Cal (CaO) en términos de mejoramiento de la resistencia de suelos finos y mucho menor costo de aplicación a comparación del cemento portland. Por este motivo, la estabilización con Cal se ha convertido en una de las técnicas químicas más empleadas para el mejoramiento de suelos deficientes, en su gran mayoría debido a la alta presencia de arcillas en su composición. No obstante, su aplicación conlleva a una inevitable contaminación en el suelo tratado, haciéndola infértil y por tal nocivo para la flora preexistente en el área de influencia de la carretera. Así mismo, la producción comercial de este aditivo involucra necesariamente la calcinación a altas temperaturas de Carbonato de Calcio (CaCO_3), produciendo la liberación de altas concentraciones de CO_2 al ambiente durante su ejecución; siendo este otro impacto ambiental negativo indirecto de su aplicación (Taha, I., Raihan, M., Hameed, Z., & Khan, T., 2014). Entonces, se hace evidente contener lo máximo posible su incidencia en la estabilización de suelos, con el fin de reducir al mínimo su impacto al ambiente.

Es así que en la presente investigación se evaluará la efectividad de la adición de un tipo muy común de ceniza volante orgánica en el Perú, denominado como CBCA (Cenizas Volantes de Caña de Azúcar), para la estabilización de una subrasante arcillosa pobre en sinergia con la Cal hidratada de uso comercial.

Para alinear el desarrollo de la investigación con el objetivo de la misma, se propuso la división temática en 7 capítulos, tal cual se muestra a continuación.

El capítulo 1 relata los antecedentes de la investigación, la situación actual de los materiales a emplear, la problemática que impulsó la elección del presente tema de investigación, la presentación de la propuesta, la definición de la hipótesis y la conceptualización de los objetivos.

El capítulo 2 define los conceptos teóricos que involucrará el desarrollo de la investigación, abarcando conceptos básicos como las partes de una carretera, la importancia de la subrasante, los distintos tipos de fallas y estabilización de suelos, la valoración de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA) y la descripción de los tipos de suelos arcillosos.

El capítulo 3 describe los materiales y la metodología a emplear, indicando y desarrollando los distintos tipos de ensayos físicos y mecánicos que involucrará la experimentación.

El capítulo 4, denominado como programa experimental, relata y fundamenta la dosificación específica de los materiales y el flujo de análisis de resultados que se abordará para la fase posterior a la culminación de la experimentación.

El capítulo 5, denominado como resultados, presenta efectivamente los resultados de todos los ensayos involucrados en la fase experimental de la investigación, dividiéndolos en ensayos físicos (Granulometría, Límites de Consistencia y DRX) y ensayos mecánicos (Ensayo Proctor Modificado y CBR).

El capítulo 6 procesa toda la data generada e indicada en el capítulo anterior, resumiéndolos en gráficos para su adecuado análisis de tendencia.

El Capítulo 7 presenta una dimensión extra de análisis, en el que se abarca el tema económico como un factor determinante para la optimización de los resultados y aportar a conclusiones objetivos y de relevancia.

El Capítulo 8 evidencia las conclusiones finales de la investigación en base a los objetivos planteados y brinda recomendaciones en base a la experiencia absorbida en la fase práctica de la investigación.

Finalmente, en el Capítulo 9 se evidencian las referencias empleadas en la investigación y en el Capítulo 10 los documentos como evidencia fáctica de la ejecución de la fase experimental.

1.2 Antecedentes de la investigación

En el último par de décadas se han implementado cada vez más tipos de estabilizantes para el mejoramiento de suelos de carretera de baja resistencia, dependiendo de la ubicación de la zona de trabajo, así como la exigencia requerida por el proyecto. Resulta evidente considerar que las metodologías de mayor efectividad son las más costosas, por lo que generalmente se prescinde de su empleo en muchos proyectos. Esto conlleva a la implementación de metodologías económicas con resultados cuestionables para reducir el costo de la obra.

Referente a lo mencionado anteriormente, diversos investigadores han visto atractiva la idea de emplear residuos industriales para su aplicación como aditivos efectivos en la estabilización de suelos por su mínimo costo de adquisición, siendo a la vez una opción atractiva y viable en la gestión de este tipo de desechos. Es así, que hasta la fecha se pueden encontrar variados estudios referidos a la efectividad de este tipo de desechos en el mejoramiento de suelos problemáticos, como es el caso de Ceniza del Bagazo de la Caña de Azúcar (CBCA). A continuación, se relatan estos estudios a modo de conformar el estado del arte de la investigación.

En un estudio realizado por James, J., & Pandian, P., (2018), titulado “La Ceniza de bagazo como un aditivo auxiliar a la estabilización con cal de un suelo expansivo: fuerza e investigación microestructural”, demostraron un incremento aceptable en el esfuerzo a la compresión no confinada de un suelo expansivo con la aplicación de un 0.25% de CBCA y 5.5% de cal. Sin embargo, la investigación no desarrolló el análisis propio para una subrasante (ensayo de CBR), sino la referida a una cimentación estructural, siendo el criterio de análisis el ensayo de compresión no confinada.

Otro estudio realizado por Ojedas, O., Mendoza, J., Baltazar, M., (2018), titulado “Influencia de la inclusión de cenizas de bagazo de caña de azúcar en la compactación, CBR y resistencia a la compresión no confinada de un material granular subrasante”, tuvo como finalidad demostrar la influencia de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar en la estabilización de una subrasante granular con la adición de cemento portland. Para tal fin se basó en tres ensayos mecánicos posteriores a la clasificación del suelo, que consistieron en Proctor Modificado, CBR y Compresión No Confinada; así mismo, agregó el estudio mineralógico y microestructural de la ceniza y el compuesto generado por las mezclas de suelo y cemento y ceniza. El artículo concluye con la afirmación de que reemplazando el 25% de la masa de

cemento portland por CBCA, se obtiene el mejoramiento óptimo del suelo granular, resaltando el aporte de CaO , SiO_2 y Al_2O_3 de la ceniza en la reacción puzolánica que propició el incremento en el CBR y la resistencia a la compresión no confinada.

En otra investigación, realizada por los investigadores Yadav, A., Gaurav, K., Kishor, R., Suman, S, (2017) para el artículo “Estabilización de suelos aluviales para subrasante utilizando cenizas de cáscara de arroz, cenizas de bagazo de caña de azúcar y cenizas de estiércol de vaca para carreteras rurales”, se ejecutó un análisis comparativo de las variaciones en mejora de la compactación, resistencia a la compresión y penetración del suelo mezclado con tres tipos de cenizas volantes: de cáscara de arroz, de bagazo de caña de azúcar y de excremento vacuno. El artículo analiza el comportamiento del suelo en estudio, identificado como una Arcilla de Plasticidad media, ante la adición de las cenizas indicadas en proporciones de 0%, 2.5%, 5%, 7.5%, 10% y 12.5% respecto al material arcilloso. Los ensayos próctor modificado, mostraron un incremento en la humedad óptima y una disminución notoria de la máxima densidad seca (MDS) del material, donde la CBCA obtuvo el más bajo incremento de la MDS. No obstante, para un contenido de ceniza de 7.5% respecto al suelo, la CBCA incrementó el CBR no saturado de un valor inicial de 7% a 16.24% y la ceniza de cáscara de arroz de 7% a 18.83%, mientras que los resultados del ensayo en estado saturado, la CBCA incrementó el CBR inicial de 3.27% a 5.88% y la ceniza de cáscara de arroz de 3.27% a 7.68%. Esto permitió concluir a los autores que el óptimo contenido de ceniza en el suelo arcilloso sea de 7.5%, siendo la ceniza de la cáscara de arroz más la efectiva, seguida por la CBCA y considerando finalmente a la ceniza de excremento ovino como un estabilizador no muy bueno.

Relacionando la CBCA con la ceniza de otro material, se presenta la investigación realizada por Castro, A., (2017), titulado “Estabilización de suelos arcillosos con ceniza de cascara de arroz para el mejoramiento de subrasante”, el autor realizó un análisis de variabilidad de resultados de ensayos físicos, mecánicos y químicos, siendo el más resaltante el mecánico por medio del CBR. Los resultados permitieron concluir la efectividad de la ceniza de la cáscara de arroz como agente estabilizador del suelo en adición de cal, incrementando el CBR del suelo de 5% a 38.5% con el 20% de Ceniza de Cáscara de Arroz y 3% de Cal. Además, el estudio muestra un incremento de la resistencia la compresión de 6.91 kgf/cm² a 8.77 kgf/cm².

En otra investigación elaborada por Dang, L., Fatahi, B., Hasan, H., Khabbaz, H., & Terzaghi, S., (2016), titulado “Remediación de suelos expansivos utilizando cenizas de bagazo de residuos agrícolas”, demostró que el empleo de CBCA-Cal decremента más eficientemente el porcentaje de expansión del suelo, respecto a si se aplicara Cal de forma exclusiva.

En base a los estudios anteriormente señalados, se puede inferir que el estudio de la CBCA aún no está totalmente desarrollado. Si bien es cierto, que se ha investigado su influencia en suelos tanto granulares como finos y su comportamiento en adición a otros compuestos químicos (cal y cemento), en todos los casos se han abarcado suelos naturales de resistencia moderada o regular y no a suelos verdaderamente problemáticos ($\text{CBR} < 6\%$ o 3%). Esto no permite comprender fácticamente la efectividad de la CBCA en suelos que necesariamente requieren de estabilización, como es el caso de los suelos con alta presencia de finos que se ubican de forma recurrente en las carreteras de la selva peruana. Es por esta razón que se hace evidente realizar un nuevo análisis que abarque al suelo de una subrasante inadecuada o pobre y evaluar en este caso en particular su tratamiento con CBCA.

1.3 La industria Azucarera en el Perú

Si bien es cierto, el Perú no ha sido indiferente a la creciente popularidad del aprovechamiento de los residuos industriales en actividades productivas. No obstante, su implementación no ha sido integral debido a la baja producción que pudiera tener alguna industria en el país que haga improductiva la implementación de nuevas líneas de procesamiento para sus residuos más valiosos. Siendo una de las razones más importante el amplio margen de empresas informales que laboran en el país, que indirectamente inhiben la madurez y consolidación de la industria a la que pertenecen. En contraste, la industria azucarera peruana ha demostrado ser muy madura e innovadora, debido a la solidez del mercado que asegura el crecimiento constante de la producción (ver Figura 1). Es así que muchos ingenios azucareros ya disponen en la actualidad de líneas que aprovechan los diversos residuos orgánicos que producen, donde se resalta las cenizas orgánicas provenientes de la quema del bagazo de caña de azúcar (CBCA).

Para describir el amplio abanico de productoras de azúcar en todo el territorio nacional podemos referenciar el siguiente artículo periodístico.

“El azúcar en el Perú en promedio mantiene una capacidad de 81 mil 231 hectáreas productivas, las cuales mantienen un rendimiento de 128,1 toneladas por hectárea ocasionando de esta forma que este producto se coloque en el noveno lugar dentro del ranking del PBI agrícola nacional, según cifras del Ministerio de Agricultura. La producción nacional se ve reflejada dentro de dos departamentos los cuales son Lambayeque (33%) y La Libertad (44%). Aquí destaca el territorio del departamento de La Libertad donde se encuentran dos zonas de producción las cuales son Ascope y sus distritos de Casa Grande y Santiago de Cao con el 72% de la producción departamental y Trujillo con el 28%. Por el departamento de Lambayeque, tenemos como principal zona de producción de azúcar los distritos de Pomalca, Tuman y Pucallá, pertenecientes a la provincia de Chiclayo. (RPP, 2017).

Respecto al artículo mostrado, se infiere que el Perú es un país con alta presencia en la producción de azúcar, forjándose como un pilar importante en la economía nacional. Esto debido, a que la mayor área de cultivo azucarero se ubica en la costa, donde el clima imperante propicia la producción en cualquier estación del año (J. Carrera & E. Loyola, 2010). Anteriormente, el país ya fue reconocido en el año 2007 por la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO por sus siglas en inglés) por poseer el mejor rendimiento en la producción azúcar en (toneladas métricas por hectárea cultivada); permitiendo afirmar que el país ha tenido y tiene aún trascendencia en este sector económico en particular (J. Carrera & E. Loyola, 2010).

Figura 1. Producción de azúcar en toneladas desde el año 2000-2019 en el Perú.

Adaptado del “Boletín estadístico mensual El Agro en Cifras del mes de diciembre de 2019”, por DGESEP-DEA, 2020.

En la Figura 1 se observa una tendencia alcista en la producción nacional de caña de azúcar del último par de décadas. Es cierto, que dicho crecimiento ha sido mermado en algunos años, debido principalmente a factores climáticos y económicos tanto nacionales como internacionales. Analizando la coyuntura nacional del último lustro, el impacto más importante que ha mermado la producción agrícola en el país fue el fenómeno del “Niño Costero” del 2016-2017 que afectó a gran parte de la costa peruana (caracterizada por poseer el grueso de área sembrada de caña de azúcar del país), así como la crisis económica que

afronta el país y el mundo a la actualidad a razón del COVID-19 para el cual aún no existen estadísticas que midan la magnitud de afectación que generó al sector. No obstante, las características propias de la industria han demostrado ser una de las más resilientes en el país, demostrando como el sector sigue en crecimiento a pesar de la crisis climática que afrontó en el 2016-2017 y como es altamente posible que continúe posterior a la pandemia que ha teñido de gris la economía mundial del 2020.

En el contexto de la proyección económica del sector se presenta el gráfico de la balanza comercial de azúcar en el país (ver Figura 2), donde se evidencia un alza de tanto la producción nacional de azúcar como las importaciones de la misma, siendo esta última de mucho mayor crecimiento. Esto permite deducir que el crecimiento de la demanda nacional de este insumo alimenticio básico supera a la producción nacional. Dentro de un análisis pesimista, se pensaría que la producción nacional es insuficiente para cubrir la creciente demanda de azúcar del país. Sin embargo, en términos económicos, el gráfico demuestra que la producción nacional tiene la posibilidad financiera de continuar creciendo, permitiendo a los ingenios invertir y desarrollarse sosteniblemente en beneficio propio y de la economía nacional.

Figura 2. Balanza comercial de azúcar.

Adaptado de “Perú, Balanza Comercial de azúcar de caña”, por SUNAT, 2017.

1.3.1 Problemática

Para detallar adecuadamente el problema real al cual está dirigido a dar solución la presente investigación, se dará alcance en primera instancia a la georreferenciación del área de afectada para posteriormente describir el problema y acotar una serie antecedentes a la misma.

1.3.2 Ubicación

La carretera en estudio será la que une la ciudad de Casma (Ancash, Perú) con Tingo María (Huánuco, Perú) (ver Figura 3). Por limitación económica, no se analizará todo el tramo de la carretera, sino el tramo de mayor afección por las características problemáticas de la subrasante, siendo tal la carretera Monzón – Tingo María (ver Figura 4, Figura 5, *Figura 6*, Figura 7). Para georreferenciar de forma precisa los puntos de inicio y fin del tramo de la carretera elegida para el estudio, se hará empleo de las coordenadas geográficas UTM (Universal Transverse Mercator) en complemento de su localización política (ver Tabla 1 Tabla 2).

Tabla 1

Ubicación política y geolocalizada en coordenadas UTM del tramo Monzón – Tingo María.

Punto del tramo Monzón – Tingo María	Ubicación política			Coordenadas UTM
	Distrito	Provincia	Región	
Inicio	Monzón	Huamalíes	Huánuco	390643.5891 E
				8972346.5216 N Zona 18L
Fin	Tingo María	Leoncio Prado	Huánuco	346654.2874 E
				8973923.4257 N Zona 18L

Nota: El tramo de la carretera Monzón – Tingo María inicia en la provincia de Huamalíes y culmina en la de Leoncio Prado, Huánuco, Perú. Elaboración Propia.

Figura 3. Mapa Político del Perú.

Adaptado de “Map N° 3838 Rev. 4 United Nations”, por el Department of Field Support Cartographic Section, 2011.

Figura 4. Mapa Político de la Región Huánuco.

Adaptado de “Directorio Nacional de Municipalidades Provinciales”, por el Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI, 2019.

Figura 5. Mapa del distrito de Monzón, provincia de Huamalés.

Adaptado del “Mapa Político de Huánuco”, por el Gobierno Regional del Huánuco, 2019.

Figura 6. Tramo 1 de la carretera Tingo María – Monzón.

Adaptado de “Carretera Monzón”, por Google Maps, 2019.

Figura 7. Fotografía in situ de la carretera Tingo María – Monzón.

Adaptado de “Carretera Monzón”, por Info región, 2013.

1.3.3 Descripción

Por características propias de la zona donde se aloja el tramo de carretera en estudio, los suelos arcillosos de baja plasticidad son una tipificación común en el desarrollo de la vía. Esta ruta sufre un constante deterioro pese al mantenimiento constante que se le brinda, ello por las constantes lluvias que afectan y deterioran la superficie de rodadura, pese que se emplee material de aporte como grava.

La principal razón por la que la carretera continúa deteriorándose, pese a los trabajos de mantenimiento, es la débil resistencia del suelo que la conforma. La fracción fina, generalmente, supera el 50% en el tramo de estudio, lo que imposibilita que el suelo se mantenga firme aun ante la aplicación de esfuerzos menores. Estas características evidencian que la subrasante de la carretera es inadecuada y no debió conformarse una carretera en dicha zona sin haber ejecutado una estabilización eficaz. Actualmente, dicha carretera se conforma como un factor de riesgo de importancia para el paso vehicular que contempla. Esto debido a que, más allá de quizá no incidir en accidentes vehiculares, propicia la generación de problemas mecánicos en los automóviles que usualmente transitan por esta vía comercial; provocando a la vez deficiencias económicas en los transportistas. Esto último refiere a un problema socioeconómico real para los distritos conectados por la ya mencionada carretera, que debe solucionarse de la forma menos intrusiva posible con el ambiente

1.3.4 Antecedentes

El registro que se tiene para justificar la existencia de suelos deficientes en la carretera de Monzón – Tingo María, son los Estudios de Mecánica de Suelos (EMS) elaborados hasta la fecha que forman parte del expediente técnico del proyecto de “Construcción del Camino Vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi” del distrito de Monzón. Para este caso se presenta el EMS elaborado de un tramo (km 0+000 - km 6+500), que parte de la progresiva km 7+120 de la carretera Monzón - Tingo María (ver Tabla 2).

Tabla 2

Estudio de mecánica de suelos, del camino vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi, carretera Tingo María – Monzón

Calicata	Progresiva	Profundidad (m)	Estrato	Clasificación	LL	LP	Porcentaje Retenido						Proctor g/cm3	CBR
							3/4"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº100	Nº200	
C-00	00+000	1.5	M-1	ROCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C-01	00+500	1.5	M-1	ML	34.87%	26.32%	-	-	-	-	-	-	-	
C-02	01+000	1.5	M-1	CL	30.48%	17.20%	-	-	-	-	-	-	-	1.858 5.90%
C-03	01+500	1.5	M-1	GM	-	-	231	24	9	4.5	8.9	1.5	10.1	
C-04	02+000	1.5	M-1	ROCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C-05	02+500	1.5	M-1	ROCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C-06	03+000	1.5	M-1	GM	-	-	321	35	12	4.5	8.9	2.5	9.8	
C-07	03+500	1.5	M-1	GM	-	-	158	32	11	5.1	11.5	3.1	7.8	1.88 3.80%
C-08	04+000	1.5	M-1	ML	31.66%	26.80%	-	-	-	-	-	-	-	
C-09	04+500	1.5	M-1	ML	33.13%	26.00%	-	-	-	-	-	-	-	
C-10	05+000	1.5	M-1	ROCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C-11	05+500	1.5	M-1	ROCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C-12	06+000	1.5	M-1	ML	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.884 3.80%
C-13	06+500	1.5	M-1	ML	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Nota: En el desarrollo del trayecto se puede observar que se elaboraron 3 ensayos de CBR representativos. Adaptado de “Construcción del Camino Vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi”, por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), 2018.

Tabla 3

Ensayos de Proctor y CBR en las progresivas 00+000 a 06+500 km del camino vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi.

PROGRESIVA	PROCTOR	CBR
00+000 - 02+000 km	1.858 g/cm ³	5.90%
02+000 - 04+500 km	1.880 g/cm ³	3.80%
04+500 - 06+500 km	1.884 g/cm ³	3.80%

Nota: Ensayos de Proctor y CBR en tres tramos individuales de 00+000 - 02+000 km, 02+000 - 04+500 km y 04+500 - 06+500 km. Adaptado de “Construcción del Camino Vecinal: Cuvacu – Nueva Delhi”, por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), 2018.

En base a la evidencia pre existente, el tramo de la carretera Cuvacu – Nueva Delhi presenta porcentajes de CBR menores al 6%, por lo que podría considerarse como subrasantes pobres de insuficiente resistencia para ser empleada en la conformación de una carretera según se detalla más adelante en la Tabla 6.

1.4 Justificación

El problema descrito genera un impacto negativo en la calidad de servicio que debe otorgar una obra de ingeniería, que viene a ser una carretera o vía terrestre para este caso. Se entiende que la función principal de la subrasante es proporcionar el soporte adecuado para el afirmado para el caso de una carretera no pavimentada. No obstante, las fallas presentadas en la superficie de rodadura de la carretera se evidencian un deficiente comportamiento mecánico del material arcilloso de la subrasante.

Aunque la solución evidente a este problema es la estabilización del suelo de subrasante, la elección de la metodología a emplear resulta ser el verdadero cuestionamiento. Para determinar el tipo de estabilización a emplear es necesario atender al problema usando tres criterios aceptación, el impacto ambiental, la eficacia geotécnica y el costo de aplicación. Esto con el fin de optar por la medida que genere óptimos resultados a bajo costo y con el menor impacto ambiental posible.

Haciendo empleo del criterio ambiental, optar por la estabilización que reemplaza el material deficiente por uno de préstamo se descarta a pesar de su simplicidad en la aplicación por el impacto ambiental negativo que estas ocasionan en las canteras. Así mismo, si se emplea el criterio económico, se prescindiría de los distintos tipos de estabilización química por su alto

costo de adquisición y aplicación. Por lo tanto, se hace evidente la necesidad de implementar de una nueva metodología que satisfaga los criterios de aceptación anteriormente señalados.

Ante razón de este cuestionamiento es que se propone a la mezcla de CBCA y Cal como el material estabilizador de la subrasante deficiente de óptimos resultados en materia económica, práctica y ambiental.

1.5 Hipótesis

La combinación de la Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar (CBCA) y Cal, aplicada a subrasantes inadecuadas con alto contenido de arcillas de baja plasticidad, mejoran las propiedades mecánicas del suelo, volviéndola apta para ser empleada en carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Mejorar las propiedades mecánicas de los suelos arcillosos para su empleo como subrasantes de carretera, utilizando Cal y la Ceniza del Bagazo de la Caña de Azúcar como materiales estabilizadores eficaces.

1.6.2 Objetivos específicos

- Clasificar el suelo en estudio mediante ensayos físicos y mecánicos que permitan evaluar su comportamiento como material de soporte de carretera.
- Ejecutar los ensayos geotécnicos combinatorios del suelo natural y los materiales estabilizadores propuestos.
- Realizar un análisis económico de implementación de la Cal y la CBCA como componentes estabilizadores para una subrasante de carretera arcillosa.
- Determinar la combinación óptima de Cal y CBCA aplicada al suelo natural que permita recategorizar la subrasante de estudio a una adecuada.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Carreteras

Por definición, una carretera “es un todo camino público, ancho y espacioso, pavimentado y dispuesto para el tránsito de vehículos” (RAE, 2019). Además, por sus propias características, permite el tránsito urbano seguro y posibilita el comercio efectivo entre ciudades. La diferencia entre los tipos de carreteras radica en el tipo de pavimento empleado según la exigencia técnica requerida para el proyecto, siendo las más comunes el asfalto, concreto reforzado y afirmado.

En el Perú, se tiene establecido, desde el año 2007, el Sistema Nacional de Carreteras (SINAC), la cual jerarquiza todas las arterias viales del país en tres tipos de red vial para su correcta caracterización en materia legal, económica y académica (Ley N° 27181, 2007).

- Red vial nacional: conformada por las principales carreteras longitudinales y transversales del país, constituyendo la base del SINAC.
- Red vial departamental o regional: conformada por las carreteras circunscritas en una región en particular, articulando la red vial nacional con la vecinal o rural.
- Red vial vecinal o rural: circunscrita en el ámbito local, articulando las capitales provinciales y distritales entre sí, y con centros poblados o zonas de influencia local.

Para ejecutar el diseño geométrico y estructural de cualquier tipo de carretera es necesario recolectar y procesar una gran cantidad de información sobre el estado geotécnico y morfológico del terreno, las hipótesis de carga vehicular y el tráfico vial proyectado para la puesta en servicio (MTC, 2014). En líneas generales, la característica más empleada para la evaluación de una carretera es Índice Medio Diario Anual (IMDA), obtenida a partir de lecturas diarias del tránsito vehicular en una semana y corregida por el Factor Estacional (FC) que apruebe el MTC, permitiendo tomar decisiones rápidas y fundamentadas para la exploración del terreno y diseño preliminar de la vía. En la Tabla 4 se muestran las distintas clases de caminos viales en función el IMDA.

Tabla 4
Clases de caminos en función al IMDA

Clases de Caminos	Índice Medio Diario Anual (IMDA)
Autopista de Primera Clase	$IMDA > 6000 \text{ veh/día}$
Autopista de Segunda Clase	$4000 \text{ veh/día} < IMDA < 6000 \text{ veh/día}$
Carreteras de Primera Clase	$2000 \text{ veh/día} < IMDA < 4000 \text{ veh/día}$
Carreteras de Segunda Clase	$400 \text{ veh/día} < IMDA < 2000 \text{ veh/día}$
Carreteras de Tercera Clase	$400 \text{ veh/día} > IMDA$
Trochas Carrozables	$200 \text{ veh/día} > IMDA$

Nota: Las clases de caminos están definidas en función la demanda vehicular existente o proyectada para la vía en vehículos por día (veh/día) para un año específico de estudio según se haya desarrollado el IMDA. Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

2.1.1 Pavimentos

Según el MTC, (2014) un pavimento se define como un sistema estructural multicapa construida sobre la subrasante, cuya función principal es resistir y distribuir los esfuerzos generados por las cargas vehiculares y optimizar el servicio de la carretera. Los niveles o capas de un pavimento se suelen dividir en base, subbase y capa de rodadura.

- Capa de rodadura: está en contacto directo con el tránsito y por sus características puede ser del tipo bituminoso (flexible) o de concreto (rígido).
- Base: se encuentra por debajo de la capa de rodadura que sostiene, distribuye y transmite las cargas a la subbase por un medio granular drenante.
- Subbase: es la capa inferior del pavimento de espesor de diseño que funciona como controlador del drenaje inducido y la capilaridad agua subterránea.

El MTC (2014), dentro de su manual oficial de carreteras, comprende tres tipos de pavimentos: los flexibles, semirrígidos y rígidos. Estos, aunque cumplen la función de soporte directo del tránsito, tienen diferencias arraigadas debido a su estructuración y respuesta al esfuerzo, las cuales se anotan en la Tabla 5.

Tabla 5
Tipos de pavimentos

Pavimento flexible	Pavimento semirrígido	Pavimento rígido
Compuesta por capas granulares y una capa de rodadura asfáltica que no presenta fallas por contracción por elasticidad considerable.	Compuesta por capas asfálticas con espesor total bituminoso (carpeta asfáltica en caliente sobre base tratada con asfalto).	Compuesta por una base granular o rígida y una capa de rodadura de concreto hidráulico que, dependiendo del sistema constructivo, puede poseer juntas de dilatación o no.

Nota: Cuadro comparativo de los tipos de pavimentos comprendidos en la normativa legal del estado peruano. Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

2.1.2 Afirmado

De acuerdo con el MTC (2014) el afirmado consiste en una capa debidamente compactada de material granular natural como compuesta que resiste directamente los esfuerzos producidos por el tránsito vehicular de una carretera no pavimentada. Por consideraciones técnicas el material del afirmado debe poseer una gradación y cohesión tal que permita un adecuado desempeño mecánico y asegure su mantenimiento en el tiempo idóneo de diseño.

2.2 Subrasante

La subrasante de una carretera es la superficie de material granular terminada a nivel del movimiento de tierras, sobre la cual se sostiene el pavimento o afirmado proyectado para la carretera (MTC, 2014). Al ser este material el soporte directo de la estructura en contacto con el tránsito vehicular, se deben tener consideraciones especiales para su adecuada conformación. En términos generales, las características óptimas de diseño y construcción de la subrasante permitirán que la durabilidad de la puesta en servicio de la carretera se conserve ampliamente pues no permitirá deformaciones abruptas que posibiliten la ruptura de la carpeta del pavimento o afirmado. Por tal motivo, muchos autores coinciden que el grado de compactación de la subrasante sea del 95% de la máxima densidad seca como mínimo, pues a menor compactación existe mayor posibilidad que la estructura falle por corte, siendo la erosión por filtración hidráulica una de las principales causantes de los problemas estructurales de una carretera.

2.2.1 Clasificación

El criterio que indica el MTC (2014) para clasificar el nivel de resistencia de una subrasante se realiza mediante el uso del ensayo de la Relación de Soporte de California (CBR por sus siglas en inglés), el cual se desarrollará en amplitud en los siguientes capítulos.

Tabla 6
Categoría de la subrasante según el grado de CBR.

Categoría de Subrasante	CBR
Subrasante Inadecuada	$\text{CBR} < 3\%$
Subrasante Pobre	$3\% \leq \text{CBR} < 6\%$
Subrasante Regular	$6\% \leq \text{CBR} < 10\%$
Subrasante Buena	$10\% \leq \text{CBR} < 20\%$
Subrasante Muy Buena	$20\% \leq \text{CBR} < 30\%$
Subrasante Excelente	$30\% \leq \text{CBR}$

Nota: Clasificación de la subrasante de una carretera según el porcentaje de CBR que posea. Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

Según las consideraciones del MTC (2014), el grado de CBR mínimo para considerar a la subrasante como apta para empelarse en una carretera es del 6%, tanto para pavimentos como para afirmados. En la Tabla 6, se presentan dos categorías con CBR inferior al 6%, siendo estas las subrasantes “Inadecuada” y “Pobre”. En cualquiera de estos casos, el órgano estatal indica que se debe efectuar un método de estabilización efectivo que mejore el CBR a un estado “Regular” como mínimo, siendo el objetivo principal extender el nivel de resistencia a una categoría “Excelente”.

Tal como se presenta en la Figura 8, el MTC (2014) detalla una serie de correlaciones típicas entre la categoría de la subrasante con el tipo de suelo, identificado mediante el sistema AASHTO o SUCS (detallados en el capítulo 3.3.5.).

2.3 Estabilización de Suelos

En general, la estabilización de suelos refiere a la ejecución de distintos tipos de procesos técnicos con el fin mejorar las propiedades físico - mecánicas del mismo, haciendo empleo de aditivos, implementando métodos mecánicos de compactación o incluso desarrollando sistemas no convencionales que mejoren efectivamente el suelo natural (Abood et al, 2007).

2.3.1 Criterio para la estabilización de suelos

Antes de ejecutar algún tipo de mejoramiento en subrasantes inadecuadas o pobres, el MTC (2014) propone siete criterios geotécnicos para establecer la estabilización adecuadamente.

1. Las subrasantes con CBR menor al 6%, o con presencia de humedad local o áreas blandas deberán ser materia de un estudio especializado que defina el método de estabilización idóneo para su mejoramiento, tales como: estabilización mecánica, reemplazo del suelo de cimentación, estabilización con geosintéticos, pedraplenes, capas de arena, elevar la rasante o incluso llegar a modificar el trazo de la vía vehicular proyectada por costos excesivos.
2. En el caso de subrasantes con presencia de material arcilloso o limoso, que tras humedecerse pudieran contaminar las capas granulares del pavimento, deberá incluirse en el proyecto una capa de material anticontaminante de 10 cm de espesor mínimo o un geotextil.
3. Para subrasantes muy buenas o extraordinarias, la superficie de esta debe ubicarse a 0.60 m por encima de napa freática; a 0.80 m para buenas y regulares; a 1.0 m para subrasantes pobres y a 1.20 m para las consideradas como inadecuadas.
4. En lineamientos generales, los suelos susceptibles al congelamiento son los limos y los que contienen menos del 3% de su peso en material de tamaño inferior a 0.02 mm. En este sentido, cuando exista presencia de heladas (zonas sobre los 4000 msnm) se debe evaluar la acción del congelamiento de la subrasante, buscando alejar lo máximo posible la superficie del suelo de la napa freática.
5. Para determinar el tipo de estabilización se debe identificar el tipo de suelo existente siguiendo el flujo de la Figura 9.
6. Los factores considerados para seleccionar el tipo de estabilización eficiente se resumen en el flujo de la Figura 10.
7. Para finalizar, se muestran dos guías referenciales para la elección del tipo de estabilizador idóneo (ver la Figura 11 y Figura 12)

Figura 9. Proceso lógico para la identificación del tipo de suelo.

Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

Figura 10. Proceso de selección del tipo de estabilización.

Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

Área	Clase de suelo	Tipo de Estabilizador Recomendado		Restricción en LL e IP del suelo	Restricción en el porcentaje que pasa la malla 200	Observaciones
1 A	SW o SP	(1)	Asfalto			
		(2)	Cemento Portland			
		(3)	Cal-Cemento-Cenizas volantes	IP no excede de 25		
1 B	SW - SM o SP - SM o SW - SC o SP - PC	(1)	Asfalto	IP no excede de 10		
		(2)	Cemento Portland	IP no excede de 30		
		(3)	Cal	IP no menor de 12		
		(4)	Cal-Cemento-Cenizas volantes	IP no excede de 25		
1 C	SM o SC o SM-SC	(1)	Asfalto	IP no excede de 10	No debe exceder el 30% en peso	
		(2)	Cemento Portland	(b)		
		(3)	Cal	IP no menor de 12		
		(4)	Cal-Cemento-Cenizas volantes	IP no excede de 25		
2 A	GW o GP	(1)	Asfalto			Solamente material bien graduado.
		(2)	Cemento Portland			El material deberá contener cuanto menos 45% en peso de material que pasa la Malla N° 4.
		(3)	Cal-Cemento-Cenizas volantes	IP no excede de 25		
2B	GW – GM o GP - GM o GW - GC o GP-GC	(1)	Asfalto	IP no excede de 10		Solamente material bien graduado.
		(2)	Cemento Portland	IP no excede de 30		El material deberá contener cuanto menos 45% en peso de material que pasa la Malla N° 4.
		(3)	Cal	IP no menor de 12		
		(4)	Cal-Cemento-Cenizas volantes	IP no excede de 25		
2C	GM o GC o GM - GC	(1)	Asfalto	IP no excede de 10	No debe exceder el 30% en peso	Solamente material bien graduado.
		(2)	Cemento Portland	(b)		El material deberá contener cuanto menos 45% en peso de material que pasa la Malla N° 4.
		(3)	Cal	IP no menor de 12		
		(4)	Cal-Cemento-Ceniza	IP no excede de 25		
3	CH o CL o MH o ML o OH o OL o ML-CL	(1)	Cemento Portland	LL no menor de 40 IP no menor de 20		Suelos orgánicos y fuertemente ácidos contenidos en esta área no son susceptibles a la estabilización por métodos ordinarios
		(2)	Cal	IP no menor de 12		
IP = Índice Plástico (b) $IP = 20 + (50 - \text{porcentaje que pasa la Malla N° 200}) / 4$				Sin restricción u observación No es necesario aditivo estabilizador		Fuente: US Army Corps of Engineers

Figura 11. Guía referencial para la selección del tipo de estabilizador.

Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

Tipo de Estabilizador Recomendado	Normas Técnicas	Suelo ⁽¹⁾	Dosificación ⁽³⁾	Curado (Apertura Al Tránsito) ⁽⁵⁾	Observaciones
Cemento	EG-CBT-2008 Sección 3068 ASTM C150 AASHTO M85	A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6 y A-7 LL > 40% IP ≥ 18% CMO ⁽²⁾ < 1.0% Sulfatos (SO ₄ ²⁻) < 0.2% Abrasión < 50% Durabilidad SO ₄ Ca ⁽⁴⁾ - AF ≤ 10% - AG ≤ 12% Durabilidad SO ₄ Mg - AF ≤ 15% - AG ≤ 18%	2 - 12%	7 días	Diseño de mezcla de acuerdo a recomendaciones de la PCA (Portland Cement Association)
Emulsión	ASTM D2397 o AASHTO M208	A-1, A-2 y A-3 Pasante malla N° 200 ≤ 10% IP ≤ 8% Equiv. Arena ≥ 40% CMO ⁽²⁾ < 1.0% Sulfatos (SO ₄ ²⁻) < 0.6% Abrasión < 50% Durabilidad SO ₄ Ca ⁽⁴⁾ - AF ≤ 10% - AG ≤ 12% Durabilidad SO ₄ Mg - AF ≤ 15% - AG ≤ 18%	4 - 8%	Mínimo 24 horas	Cantidad de aplicación a ser definida de acuerdo a resultados del ensayo Marshall modificado o Illinois
Cal	EG-CBT-2008 Sección 3078 AASHTO M216 ASTM C977	A-2-6, A-2-7, A-6 y A-7 10% ≤ IP ≤ 50% CMO ⁽²⁾ < 3.0% Sulfatos (SO ₄ ²⁻) < 0.2% Abrasión < 50%	2 - 8%	Mínimo 72 horas	Para IP > 50%, se puede aplicar cal en dos etapas Diseño de mezcla de acuerdo a la Norma ASTM D 6276
Cloruro de Calcio	ASTM D98 ASTM D345 ASTM E449 MTC E 1109	A-1, A-2, y A-3 IP ≤ 15% CMO ⁽²⁾ < 3.0% Sulfatos (SO ₄ ²⁻) < 0.2% Abrasión < 50%	1 a 3% en peso del suelo seco	24 horas	
Cloruro de Sodio	EG-CBT-2008 Sección 309B ASTM E534 MTC E 1109	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7 8% ≤ IP ≤ 15% CMO ⁽²⁾ < 3.0% Abrasión < 50%	50 - 80 kg/m ³	07 días	La cantidad de sal depende de los resultados (dosificación) y tramo de prueba
Cloruro de Magnesio	MTC E 1109	A-1, A-2 y A-3 IP ≤ 15% CMO ⁽²⁾ < 3.0% pH: mínimo 5 Abrasión < 50%	50 - 80 kg/m ³	48 horas	La cantidad de sal depende de los resultados de laboratorio (dosificación) y tramo de prueba
Enzimas	EG-CBT-2008 Sección 308B MTC E 1109	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7 6% ≤ IP ≤ 15% 4.5 < pH < 8.5 CMO ⁽²⁾ No debe contener Abrasión < 50% % < N° 200: 10 - 35%	1L / 30-33 m ³	De acuerdo a Especificaciones del fabricante	
Aceites sulfonados		Aplicable en suelos con partículas finas limosas o arcillosas, con LL bajo, arcillas y limos muy plásticos CMO ⁽²⁾ < 1.0% Abrasión < 50%		De acuerdo a Especificaciones del fabricante	

Figura 12. Guía complementaria referencial para la selección del tipo de estabilizador.

Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

2.3.2 Proceso de estabilización subrasante con aditivos

El empleo de aditivos para la estabilización de suelos suele darse en zonas con presencia predominante de finos y la casi inexistencia de canteras naturales, tal como sucede en la selva peruana. Al respecto, el MTC (2014) muestra los procedimientos típicos para la ejecución adecuada de este tipo de estabilización la cual se resume en el esquema de la Figura 13 y se detalla en los siguientes puntos.

- En la primera etapa se realiza el proceso de escarificado¹ y pulverizado, antes de aplicar la mezcla en el mismo lugar, con el fin homogenizar el diámetro de partículas del suelo y prepararla para su tratamiento.
- En la segunda etapa se riega el aditivo sobre el suelo escarificado y se adiciona cierto volumen de agua sobre la mayor parte de la superficie posible.
- En una tercera etapa se remueve el terreno, con una motoniveladora o cualquier otra maquinaria, hasta uniformizar la mezcla de suelo, aditivo y agua.
- En una cuarta etapa se realiza la compactación controlada hasta alcanzar la densidad requerida, cuyos valores oscilan entre el 95% y 100% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Estándar o Modificado.
- En una quinta etapa se realiza el proceso de curado del suelo tratado, monitoreando paulatinamente el estado de la carretera hasta que el material haya adquirido sus características definitivas.

Figura 13. Esquema de ejecución de una estabilización por mezcla in situ.

Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos” por el MTC, 2014.

¹Escarificado: Es un proceso que tiene como fin de uniformizar la superficie de la carretera por los baches, ahuellamientos y desniveles que representan un problema para el mantenimiento. MTC, 2015.

2.3.3 Métodos convencionales de estabilización

A continuación, se presentan las distintas metodologías de estabilización de suelos que se ejecutan en proyectos tanto nacionales como internacionales y que comprende el MTC (2014) en su manual oficial de carreteras.

2.3.3.1 Estabilización con geosintéticos

Según Javier, (2007), la estabilización con geosintéticos comprende el empleo de tres tipos materiales igual de efectivos: las geomallas de polietileno de alta densidad (HDPE), las geomallas de poliéster cubierto con PVC y los geotextiles de polipropileno o de poliéster. Todas estas diseñadas y orientadas bajo un mismo principio técnico básico (Sugandini, S., Madhuri, M., 2017). El concepto del método es insertar estos elementos, que trabajan a tracción, en conjunto a toda la masa terrestre a estabilizar. El comportamiento e interacción de estos elementos depende, principalmente, de las características intrínsecas del suelo, seguido por el estrés de la masa fortalecida, la naturaleza de la carga y las características técnicas de los materiales geosintéticos.

Figura 14. Geotextiles Tejidos (a) y Geotextiles No Tejidos (b).

Adaptado de “Stabilization of soils using geosynthetics”, por Sugandini, S. et. al, 2017.

Figura 15. Geomalla uniaxial (a) y biaxial (b).

Adaptado de “Stabilization of soils using geosynthetics”, por Sugandini, S. et. al, 2017.

2.3.3.2 Estabilización química

Diversos estudios técnicos indican que el empleo de aditivos químicos cementantes y/o aglomerantes en los suelos producen alteraciones positivas en las propiedades físico – químicas del compuesto. Estos cambios, se ven reflejados en el mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo, donde el fin es llevar al material a un estado óptimo de resistencia para su empleo como soporte estructural efectivo. La razón por la que los químicos alteran las características del suelo refiere principalmente a los siguientes mecanismos.

- 1) Aumento del tamaño de partícula por cementación, fricción interna entre los aglomerados, mayor resistencia al cizallamiento, reducción en el índice de plasticidad y la reducción del potencial de contracción / hinchamiento.
- 2) Absorción y unión química de las partículas hidratadas que facilita la compactación del material tratado (OGE, 2008).

Los estabilizantes químicos suelen emplearse en proyectos donde se requiera mejorar las propiedades del suelo en corto tiempo por la relativa simplicidad de ejecución (ver Figura 13). Estos métodos de estabilización son aplicables solo para suelos con cimentación poco profunda, o en la base de caminos, pavimentos de campos de aviación, entre otros.

2.3.3.3 Estabilización con cal

La estabilización con cal consiste en adicionar un porcentaje de este material respecto a la masa seca del suelo natural, de modo que su resistencia, durabilidad y rigidez incrementen efectivamente (Kennedy, O., 2014). La acción principal de la cal es elevar la temperatura del suelo para deshidratarlo controladamente y permitir una compactación eficiente; de modo que la densidad del compuesto proporcione las propiedades mecánicas esperadas para el proyecto (LIME, 2004).

El tratamiento con cal suele emplearse en suelo finos con presencia de arcillas, ya que posibilita una reacción inmediata y resultados de amplia resistencia mecánica, siempre en cuando su estructura no sea alterada.

- 1) Los cambios de forma inmediata son:
 - Intercambio entre Iones entre Arcilla y Cal.
 - Floculación entre partículas de arcilla (ver Figura 17).
 - Reducción de la cantidad de agua absorbida por la arcilla.

2) Los cambios en las características resistentes:

- Reacción Puzolánica de cementación
- Carbonatación

Figura 16. Camellón para almacenamiento y aplicación de la cal antes y durante la mezcla.

Adaptado de “Manual de Estabilización de Suelo Tratado con Cal” por Lime Association (LIME), 2004.

Figura 17. Flóculos o conjunto de partículas de arcilla.

Adaptado de “El tratamiento de suelos arcillosos mediante cal”, por Bauzá, J., 2004.

2.3.3.4 Estabilización con bitumen emulsión

La estabilización con Emulsión de Betún se utiliza principalmente para impermeabilizar el suelo con ausencia de material granular y poca cohesión, mejorando las propiedades mecánicas del terreno con una aplicación adecuada. Así mismo, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés), menciona que el tipo de betún a empelar dependerá del tipo de suelo a estabilizar, los métodos de construcción a empelar y las condiciones climáticas propias de la zona de trabajo; por lo que, no se puede estandarizar su uso sin antes ejecutar un análisis adecuado de las condiciones del terreno y las de servicio (O. Moses, 2014).

Figura 18. Carretera estabilizada con bitumen emulsión.

Adaptado de Trico Asphalt (s.f.)

2.3.3.5 Estabilización de suelos con compuesto de cloruros

Según Abood et. al (2007) como se citó en Kennedy, O. (2014) la necesidad de hacer uso de las nuevas tecnologías para estabilizar los suelos impulsó la investigación del empleo de cloruros para el mejoramiento de subrasantes de carretera, sobre todo en países poco desarrollados donde las fallas en las carreteras son muy frecuentes. Diversos estudios, han permitido demostrar que, compuestos de cloruro como NaCl , CaCl_2 , MgCl_2 , KC_1 , entre otros, disminuyen el límite líquido del suelo, aumentando la densidad seca y disminuyendo la humedad óptima de compactación

El proceso de estabilización de suelos con cloruros también conlleva realizar una mezcla homogénea entre el aditivo y el suelo. Su aplicación se realiza, principalmente, luego de la escarificación para estabilizar el suelo en la subrasante (ver Figura 19), sobre todo en arcillas limosas que tienden a expandirse cuando su contenido de agua aumenta, generando deformaciones en la superficie (Afrin, H., 2017).

Figura 19. Aplicación de Bichofita, compuesto por base de Cloruro de Magnesio en Pucón, Chile.

Adaptado de “56 toneladas de Bichofita fueron aplicadas en rutas no asfaltadas en Pucón”, por Pucón Noticias, 2013.

2.3.3.6 Estabilización con materiales cementantes

Según Little et. al, (2010) y Graber, (2006) citados en Kennedy, O. (2014), el material cementante que normalmente se emplea para rigidizar suelos es el cemento portland, por la acción de los calcio-silicato-hidrato y calcio-aluminato-hidrato, formados a partir de la hidratación de los aluminatos de calcio del mortero y los silicatos de la fracción fina del terreno.

Los materiales estabilizados por cemento naturalmente se dividen en dos tipos, suelo-cemento y suelo modificado con cemento. El suelo-cemento se obtiene al mezclar el suelo pulverizado con agregados y cemento portland (entre el 3% al 7%), compactando posteriormente el compuesto ya hidratado para alcanzar la densidad y rigidez solicitada en los requerimientos técnicos. Por otro lado, el material mejorado con cemento se produce al

realizar el proceso de escarificado y adición de cemento portland (menos del 2%) para mejorar solo ciertas propiedades de la subrasante, sin la necesidad de solidificar íntegramente el suelo como en el caso del suelo-cemento (D.N. Little et. al, sf.).

Figura 20. Máquina especializada en estabilizaciones de terrenos.

Adaptado de “Portada Gassó”, por Excavacions Gassó SL, 2012.

2.3.3.7 Estabilización física – mecánica

Según los autores Oge, (2008), Garg, (2005) & Dana, (1998) citados en Kennedy, O. (2012), este método de estabilización comprende la alteración de las propiedades mecánicas del suelo al modificar la gradación del material original con la adición de otros tipos de suelo. Este tipo de estabilización también comprende la densificación de suelos mediante compactación utilizando refuerzos. Así mismo, la estabilización comprende el reemplazo íntegro del suelo, socavando las zonas susceptibles la erosión y colocando en su lugar un material granular mucho más pronunciada que la fracción gruesa del suelo original (ver Figura 21).

Figura 21. Uso de pedraplén para estabilización de suelos.

Adaptado de Tejada, A., 2014.

2.3.3.8 Estabilización con aditivos no cementantes

Según O. Kennedy (2014) existen diversas maneras de mejorar el suelo sin la necesidad usar aditivos como el cemento portland o cal. Es así, como el uso de residuos industriales se muestra como una opción viable económica y ambientalmente para la estabilización de suelos, siendo además muy efectivas para el mejoramiento de sus propiedades físicas y mecánicas.

- 1) El polvo de cantera, obtenido como residuo del proceso de extracción de material.

Figura 22. Polvo de cantera.

Por Arids García, 2018.

- 2) Ceniza de Bagazo de Caña de azúcar, obtenida como residuo de la combustión del bagazo de caña deshidratado para la generación eléctrica en los ingenios azucareros

Figura 23. Bagazo y Ceniza de bagazo de caña de azúcar.

Adaptado de “Experimental Study on Use of Sugar Cane Bagasse Ash in Concrete by Partially Replacement with Cement”, por Patel A. & Dr. Raijiwala D.B., 2015.

- 3) Ceniza de cascara de huevo.

Figura 24. Ceniza de cascara de huevo.

Por Homestead Laboratory (s.f.)

- 4) Ceniza de cáscara de arroz.

Figura 25. Ceniza de cascara de arroz.

Adaptado de “Ceniza Agroindustrial incrementa firmeza del cemento”, por la Universidad Politécnica de Valencia, 2013.

2.4 La Versatilidad de la Caña de Azúcar

2.4.1 Ingenio Azucarero de estudio

Agro Industrial Paramonga S.A.A., es una empresa que se dedica principalmente a la producción de azúcar de caña y otros negocios vinculados, presentándose como un ingenio sostenible y en proceso de consolidar estándares de productividad a nivel internacional. Se encuentra ubicada en el distrito de Paramonga, provincia de Barranca de la región Lima (ver Figura 26). Así mismo, debido a las características de su localización (200 km al norte de la capital peruana) dispone de múltiples accesos a diversas localidades al norte, centro y sur del país.

Figura 26. Ubicación de la empresa azucarera AIPSA, en el distrito de Paramonga, Barranca, Lima Provincias. Adaptado de Google Earth, 2018.

2.4.2 Obtención del azúcar

La producción del azúcar de mesa conlleva numerosas fases de trabajo, cada una de ellas con su propio nivel de complejidad. En un primer instante, se ejecuta la molienda de la caña de azúcar extraída de los campos de cultivo para la separación de la savia dulce del bagazo

de la caña (Payá et al., 2002). Posteriormente, al jugo de la caña se la caldea, clarifica, vaporiza y cristaliza para obtener el azúcar de mesa (ver Figura 27).

Paralelamente a la producción del azúcar, los ingenios aprovechan el bagazo de la caña de azúcar para generar electricidad por medio de calderos y turbogeneradores. El residuo de incinerar el bagazo de la caña de azúcar es su ceniza (CBCA por sus siglas en inglés) que se pueden obtener del fondo de la caldera como también de las pozas de sedimentación de las cenizas volatilizadas durante la combustión. Cabe detallar que la ceniza volante es considerada como un material puzolánico por algunos investigadores por presentar en su composición gran cantidad de SiO_2 (Cordeiro et al., 2008).

Figura 27. Diagrama de flujo del proceso de producción de azúcar estándar.

Adaptado de “Ingenio caso de estudio”, por Constructora Trazos, 2016.

Como se muestra en la Figura 27, en la tercera fase de elaboración de azúcar, se realiza la combustión controlada del bagazo residual, obtenido del proceso de molienda anterior. En este proceso, que tiene como fin generar energía eléctrica por la acción de turbinas vapor, se obtienen las cenizas volantes de bagazo, producto de la combustión de la ya mencionada biomasa.

2.4.3 Características de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA)

Según menciona García, J., et al., 2010, las biomásas combustionadas generan dos tipos importantes de residuos: la ceniza de fondo, constituido del material incinerado, y la ceniza volante, que viene a ser el material de residuo suspendido tras la liberación de los gases de combustión. La ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBCA) es obtenida en ciclones y calderas, siendo esta última la más común; por lo que, su disposición final se da generalmente en recipientes de limitado control. A continuación, se muestra el proceso de generación y captación de la CBCA.

Figura 28. Esquema del proceso de obtención de la ceniza volante y de fondo.

Adaptado de “Estudio para la Utilización de Cenizas Provenientes de la Caldera Cogeneradora Petropower en la Estabilización de Suelos”, por Thenoux, G., Carrillo, H., 2005.

La Figura 28 resume y pone en evidencia la diferencia de la ceniza volante y la de fondo, en la que la diferencia sustancial radica en el diámetro de sus partículas, es decir, por la susceptibilidad del material a suspenderse en el aire (ceniza volante) o no (ceniza de fondo).

Debido a que la variabilidad de condiciones propicia una caracterización distinta de la CBCA, diversos autores han determinado las características químicas de esta ceniza con el fin de estudiarlas más a fondo en el entorno donde ubicaron su investigación. La Tabla 7 presenta dos muestras de diferente autoría y lugar de estudio; una de ellas producidas en el extranjero (India) y la otra en el país del presente estudio (Perú). Al comparar estas evidencias, se desprende la idea de que al CBCA producida en promedio por los ingenios azucareros peruanos, presentan una actividad puzolánica superior a la de la fuente india pues la suma de SiO_2 , Al_2O_3 y Fe_2O_3 es mayor al 70% del total de componentes químicos de la

ceniza (ASTM C618-19). Vinculado al concepto de mejoramiento de suelos arcillosos, esta información permite conocer y comprender de forma inicial el potencial estabilizador de la CBCA, como elemento único o compuesto con Cal, aplicado a una subrasante problemática.

Tabla 7

Composición química de la ceniza de bagazo de caña de azúcar.

Elemento	Autor	
	James, J., Pandian, P. CBCA India	Hernández, U. CBCA Perú
SiO₂ (%)	35.17	67.52
Al₂O₃ (%)	0.281	3.5
CaO (%)	2.07	7.6
Fe₂O₃ (%)	5.22	8.95
K₂O (%)	3.75	3.75
MgO (%)	0.91	3.5
MnO (%)	0.04	-
Na₂O (%)	0.01	2.17
P₂O₅ (%)	1.03	1.7
TiO₂ (%)	0.02	-
SO₃ (%)	0.03	0.03

Nota: Composición química de la ceniza de la CBCA. Adaptado de “Bagasse Ash as an Auxiliary Additive to Lime Stabilization of an Expansive Soil: Strength and Microstructural Investigation”, por James, J., Pandian P., (2018) y “Comportamiento Mecánico y Físico del mortero a base del CBCA como árido en aplanado de muros”, Hernández, U., (2011).

Respecto a la misma muestra india, los autores James, J., Pandian P., (2018) realizaron fotografías de la estructura de la ceniza con un Microscopio Electrónico de Barrido (MEB). La microestructura de la ceniza (ver Figura 29) muestra una estructura de escamas calcinadas bien definidas, debido a la alta temperatura de combustión a la que fue expuesta el bagazo (James, J., & Pandian, P., 2018). Cabe resaltar, que las cenizas de bagazo de partículas más robustas presentan características cristalinas y fracciones orgánicas pirolizadas (James, J., & Pandian, P., 2017). En este sentido, Vidal. D., et al. (2014) afirman que, a partir de los resultados de ensayos a diferentes niveles de calor, la temperatura óptima de combustión del bagazo de caña es de 700°C, pues la CBCA obtenida presenta mayor actividad puzolánica.

Figura 29. Micrografía MEB del bagazo de caña de azúcar.

Adaptado de “Bagasse Ash as an Auxiliary Additive to Lime Stabilization of an Expansive Soil: Strength and Microstructural Investigation”, por James, J., Pandian P. (2018).

Dentro del ámbito de la estabilización de suelos, la granulometría se muestra como un factor importante a tomar en cuenta. La razón principal es que el diámetro de partículas definirá el tiempo de reacción y formación del compuesto. Por ejemplo, los granos de sílice de mayor tamaño demorarán más tiempo en derretirse y formar otros compuestos ante una reacción exotérmica que los producidos por granos pequeños.

Para los ensayos granulométricos de la CBCA, se tomará como referencia a la curva de distribución de partículas de una muestra básica del mismo tipo de ceniza presente en la Figura 30. Cabe resaltar que, con el fin de obtener la ceniza más fina para los ensayos de la presente investigación, las muestras se tamizarán por las mallas comprendidas entre la N° 18 y la N°400.

Figura 30. Curva de distribución de partícula de la ceniza de caña de azúcar.

Adaptado de “Microfotografías MEB y curvas de distribución de tamaño de partículas de la CBCA”, por Ojedas, O., Mendoza, J., Baltazar, M., 2018.

2.4.4 La CBCA como potencial estabilizador de suelos arcillosos

A partir de la literatura revisada, se conoce por el autor Thompson, M., (1967), que el mejoramiento de las características físico-químicas de los suelos se atribuyen a cuatro reacciones principales:

- a) Intercambio Catiónico.
- b) Floculación y Aglomeración.
- c) Carbonatación de la cal.
- d) Reacción Puzolánica.

Estos comportamientos refieren a la interacción esperada del suelo con un determinado tipo de aditivo puzolánico, como es el cemento o cal, que propicia el mejoramiento efectivo de las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Esto con el fin de modificar las condiciones del suelo y permitir su empleo como material de soporte para la construcción de estructuras civiles como carreteras o edificaciones.

Existen tipos de suelos que no poseen los agentes cementantes suficientes para reaccionar con la cal. Ante esta situación, resulta factible emplear CBCA para complementar los niveles de sílice y alúmina y facilitar las condiciones óptimas para las cuatro reacciones anotadas por Thompson, M., (1967); siendo el punto más importante la floculación y aglomeración de la fracción arcillosa. Estas reacciones dan como resultado un cambio aparente en la textura del suelo, donde las partículas de arcilla se agrupan en agregados de mayor tamaño. Al mezclarse el agua, la cal, la CBCA y el suelo se produce una reacción exotérmica, en la cual la estructura molecular de las láminas de arcilla que son como sándwiches compuestos de Sílice, Aluminio y Sodio o Potasio, es alterada reemplazando el Sodio y el Potasio por Calcio. Entonces, la estructura floculada se estabiliza mediante la rápida formación de agentes cementantes de hidrato de aluminato de tetracalcio que unen las partículas floculadas. Lo mencionado se refuerza mediante, “La ceniza volante en sí misma tiene poco valor cementoso, pero en presencia de humedad reacciona químicamente y forma compuestos y atributos cementosos para la mejora de las características de resistencia y compresibilidad de los suelos” (Karthik. S., et. al, 2014, pp.20)

Por otro lado, retornando al objeto de la investigación para la ceniza volante, el valor de CBR, que mide básicamente la resistencia del suelo al punzonamiento, de un material fino arcilloso dependerá principalmente de las características puzolánicas o cementantes del compuesto generado y el grado de fricción de sus partículas. Entonces, siendo la CBCA un material puzolánico al igual que la Cal, pero en proporciones distintas, se podría emplear dichos materiales para incrementar el CBR de un suelo fino gracias a la afinidad mineralógica que poseería con la sílice y alúmina de la arcilla.

2.4.5 Distribución y acopio de la CBCA

Al ser la CBCA un conjunto de partículas muy finas, son propensas a desprenderse por el aire y desperdiciarse en cantidades considerables (en el caso el transporte sea largo). Es por esto que Valencia y Elena, (2001) indica las masas de ceniza volante que se vayan a transportar se deben de humedecer controladamente, antes, durante y después de su transporte al sitio de la obra o empresa donde se le vaya a dar uso a la ceniza, para así evitar pérdidas e incrementar el rendimiento del material. Por tal motivo, el transporte de la ceniza se debe ejecutar con el material humedecido y en volquetes debidamente cubiertos. Del mismo modo, para el almacenamiento, se deberán emplear recipientes herméticos que eviten

la suspensión de las partículas en el aire como es el caso de los silos (ver Figura 31), muy empleados en la industria cementera.

Figura 31. Silo para cemento o ceniza volante.

Adaptado de Fibo Intercon, 2018.

2.5 Suelos Arcillosos

Se denomina suelo arcilloso a aquel en el que predomina la arcilla sobre otro tipo de partículas, como se detalla en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Asimismo, una arcilla se define como un compuesto mineral de diámetro inferior a $3.9\ \mu\text{m}$, que se encuentran enlazadas por agua y presentan propiedades plásticas. Esta última, debido a las variaciones en las fuerzas generadas entre las moléculas superficiales de las partículas adyacentes, como resultado del decremento en el tamaño de estas al ser hidratadas (Mosqueda, A., 1986). La arcilla está constituida por grupos minerales, tales como la

caolinita, illita y montmorillonita, con composición tetraédrica y octaédrica; y una característica peculiar en su sentido mineralógico por sus partículas en forma de láminas (Duque, G., & Escobar, C., 2017).

2.5.1 Grupos de minerales arcillosos

2.5.1.1 Caolinita

Las arcillas caolinitas ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) están formadas por una lámina silícica y otra aluminica, que se superponen indefinidamente. Según Badillo, J., & Rodríguez, R., (2011), la unión entre todas las retículas es lo suficiente consistente para evitar la absorción del agua en ella. En consecuencia, las arcillas de esta categoría poseerán una mayor estabilidad frente a la presencia de agua en su entorno directo. El caolín es la arcilla en la que predomina la mineral caolinita; de color blanco, aunque puede tener diversos colores debido a las impurezas; brillo generalmente terroso mate; es higroscópico (absorbe agua); su plasticidad es de baja a moderada.

2.5.1.2 Illita

Según muestran Badillo, J., & Rodríguez, R., (2011), las arcillas Illitas $[(\text{OH})_4\text{K-y}(\text{SiO-y}) (\text{Al}_4\text{Fe}_4\text{Mg}_4\text{Mg}_6) \text{O}_{20}]$, donde “y” es igual a 1.5 generalmente] se constituyen de manera semejante a las montmorillonitas; no obstante, su constitución interna tiende a formar grumos de materia que a su vez aminora la superficie de contacto entre el suelo y al agua. Por lo tanto, este tipo de suelo suele ser menos expansivo que las montmorillonitas y por tal, de mejor eficacia, desde el punto de vista ingenieril.

2.5.1.3 Montmorillonitas

“Las montmorillonitas $[(\text{OH})_4\text{SiAl}_4\text{O}_{20} \cdot n\text{H}_2\text{O}]$ están formadas por una lámina aluminica entre dos sílicas superponiéndose indefinidamente” (Badillo, J., & Rodríguez, R., 2011). Debido a una débil unión entre las retículas del mineral y a la característica dipolar del suelo, las moléculas de agua pueden penetrar la matriz de la arcilla con relativa facilidad. Esto genera un incremento en el volumen de los cristales, lo que se traduce en la expansión del suelo. Entonces, se puede definir que las arcillas de este grupo son inestables ante la presencia de agua, ya que se expanden y pierden gran porcentaje de su resistencia al corte (Badillo, J., Rodríguez, R., 2011).

2.5.2 Características físico-químicas de las arcillas

La superficie de cada partícula de arcilla posee carga eléctrica negativa. La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así la arcilla atrae a los iones positivos del agua H^+ y a cationes de diferentes elementos químicos, tales como Na^+ , Ka^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. (Badillo, J., Rodríguez, R., 2011). Lo anterior, provoca que cada partícula de arcilla se vea rodeada de una molécula de agua.

Debido a que el agua actúa como un pequeño dipolo permanente, permite a la partícula de carga negativa (a la que encuentra rodeada) interactuar con otros cationes positivos. el espesor de la capa de película de agua absorbida depende del catión con el cual interactúa, siendo diferente para cada uno de ellos (Badillo, J., Rodríguez, R., 2011).

Según WinterKorn y Baver, la presión que existe entre la película de agua absorbida y el cristal de arcilla es de 20 000 kg/cm². Además, en otro estudio realizado por Bridgman, determinó que el punto de congelación de agua a grandes presiones es mayor al valor normal (0°C), definiendo que a presiones mayores de 6 000 kg/cm² el punto de congelación aumenta, detallando que a 10 000 kg/cm² el punto de congelación del agua es de 30°C.

Esto da a entender que el suelo a temperatura normal, la película de agua absorbida tiende a comportarse como un cristal de hielo (sólido). A medida que la capa de agua se aleja de la superficie del cristal de arcilla, la presión disminuye, provocando que el agua se comporte más como un líquido viscoso, ya en última instancia que el agua es totalmente líquida y posee un punto de congelación normal (0°C), siendo esta el agua libre o gravitacional.

Según Terzaghi y Peck, la capa sólida y viscosa puede tener un espesor de 0.005 micras, comportándose muy diferente al agua en estado normal, que se produce a una distancia de 01 micras desde la superficie del cristal de arcilla.

Los cristales de arcilla pueden cambiar los cationes absorbidos en su película superficial; por el ejemplo, una arcilla hidrogenada (con cationes de H^+) puede transformarse en sódica, al transitar por su masa una solución de sal en agua. Esto se da debido a un intercambio de cationes entre el agua y la solución.

Las caolinitas poseen un intercambio de cationes menos susceptible en comparación con las Illitas y montmorillonitas, que poseen un grado medio.

Además, a mayor acidez (PH menor a 7) el suelo presenta mayor susceptibilidad a intercambiar cationes. Así mismo, el intercambio se hace notable cuando la velocidad del flujo de solución y su concentración es alta también (Badillo, J., Rodríguez, R., 2011).

Las propiedades mecánicas de una arcilla pueden cambiar al variar los cationes, ya que, a diferentes cationes ligados, el espesor de la película de agua que las rodeará será también diferente (mayor o menor), que determinará el grado de estabilidad del suelo. Es por esta razón que, desde hace varias décadas, se viene estudiando el intercambio catiónico forzado para mejorar el comportamiento mecánico de determinadas arcillas (Badillo, J., Rodríguez, R., 2011).

Las características importantes de las arcillas radican en sus propiedades físico-químicas y las propiedades de las arcillas dependen principalmente de:

- Su tamaño de partículas
- Su morfología laminar

Sustituciones isomórficas, el cual origina la aparición de cargas en las láminas y presencia de cationes ligados en el espacio interlaminar.

A continuación, se explicarán algunas propiedades principales que poseen las arcillas

2.5.2.1 Plasticidad

La plasticidad es la principal característica de los suelos arcillosos. Esta propiedad es a causa que el agua forma una envoltura sobre las partículas laminares generando un efecto lubricante, esto puede causar un deslizamiento cuando haya esfuerzos generados por una carga. Esta propiedad depende de la morfología laminar y tamaño de partícula. La plasticidad puede ser cuantificada mediante los límites de Atterberg.

2.5.2.2 Hidratación e hinchamiento

La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son propiedades características de las montmorillonitas. El grado de hidratación está relacionado a la naturaleza del catión interlaminar y a la carga de la lámina. El hinchamiento es originado por la absorción del agua, el cual ingresa en los espacios interlaminares separando las láminas. Cuando el agua penetra y las láminas se separan, se originan fuerzas electrostáticas de repulsión entre las láminas, lo que contribuye al proceso de hinchamiento llegando a separar completamente unas láminas de otras.

2.5.2.3 Superficie específica

Las arcillas, por su propia naturaleza, poseen una alta superficie específica. Esta se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna de las partículas por unidad de masa. La superficie específica mantiene una relación inversamente proporcional al tamaño de la partícula, pues aumenta a medida que esta última decrece. Como ejemplo puede citarse el caso del mineral que origina la expansividad de un suelo, la montmorillonita, que tiene una superficie específica del orden de 800 m²/g. (Mosqueda, A., 1986).

2.5.2.4 Tixotropía

Es el fenómeno que consiste en la pérdida de resistencia al ser amasado y su recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas llegan a convertirse en líquido cuando son amasadas. No obstante, cuando se les deja en reposo recuperará su cohesión. Este fenómeno se da cuando el contenido de agua del suelo arcilloso está cerca de su límite líquido y en el caso que el contenido de agua se encuentre en su límite plástico no existirá posibilidad de comportamiento tixotrópico.

2.5.2.5 Capacidad de absorción

Esta propiedad de algunas arcillas está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad), la absorción de moléculas se almacena en los espacios interlaminares de las arcillas.

La absorción (se trata de procesos físicos como la retención por capilaridad) difícilmente se da en forma aislada con la adsorción (se da por la interacción del tipo químico entre el adsorbente, como la arcilla, y el líquido adsorbido, denominado adsorbato).

2.5.2.6 Capacidad de intercambio catiónico

Es un fenómeno reversible y se define como la capacidad de cambiar iones fijados en la superficie exterior de los cristales, en los espacios interlaminares u otros espacios interiores de las arcillas por otros que se encuentran en soluciones acuosas envolventes.

Debido a esta característica, las propiedades mecánicas pueden variar al modificar la cantidad de cationes ligados, generando una variación en espesores de película superficial, el cual se ve reflejado en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo.

La capacidad de intercambio catiónico crece con el grado de acidez, es decir, si el pH es menor, la actividad de intercambio catiónico será mayor. A su vez, también genera un aumento en la velocidad y concentración de la solución que circula a través del suelo.

2.6 Clasificación y uso de la cal.

Las investigaciones realizadas por los autores Laguros, J., et al., (1956), demuestran que el tipo de cal es importante para que se pueda dar la reacción puzolánica en la mezcla. El tipo de óxido de calcio que produjo mayor resistencia en base a las investigaciones realizadas por los autores mencionados, fue la cal dolomítica monohidratada, a comparación de la calcita calcificada hidratada. Asimismo, las resistencias producidas por las calcitas utilizadas también resultan considerables en lo que relatan las investigaciones de los autores. En la presente investigación. En base a lo mencionado, se usará la cal dolomítica monohidratada para obtener óptimos resultados.

2.7 Interacción Físico-Química de la CBCA – Cal – Arcilla

La actividad puzolánica se define como la actitud del material para fijar el CaO a temperatura ambiente y formar compuestos con propiedades hidráulicas. Es decir, compuestos con la capacidad de endurecerse en contacto con el agua. (Santaella L, 2001).

Al dirigir la atención a las relaciones másicas de los componentes de una mezcla puzolánica, en la región de los granos de menor diámetro al grano más abundante ($d_{\text{máx de cal}} = 9\mu\text{m}$), se evidencian intersticios relativamente espaciosos ($>35\mu\text{m}$) que inmediatamente se convierten en zonas especialmente reactivas. Esto debido a la formación de relaciones propicias entre las concentraciones másicas de cal y los granos de menor diámetro y elevada superficie específica de sílice. Consecuentemente, esta relación provoca la formación de sustancias cementantes como los silicatos dicálcicos y tricálcicos de distribución irregular en la estructura topoquímica de los ya mencionados intersticios. (Martínez F., et. al, 2007)

En el caso de estudio, se tienen los siguientes componentes: Cal, CBCA y Suelo Arcilloso. La interacción más rápida que ocurre en la mezcla, tras su hidratación, es la presentada entre la cal y la CBCA. La velocidad con la que desaparece la Cal Hidratada $\text{Ca}(\text{OH})_2$ es un indicador de la formación de los Hidrosilicatos de Calcio (C-S-H).

(James J, 1986)

Al pasar a observar a un plano más pequeño, nos encontramos con los poros, los cuales son característica del incremento de energía de la reacción. Esta característica, viene dada por la precipitación de Hidro Silicatos (C-S-H). Su estructura está formada por una capa densa que radia sobre un grano de sílice en forma de “procubina”. Toda la reacción depende del Ion Calcio que se reporta con

un mínimo de 2 Mol/l. El mecanismo esta completo hasta que se incrementa de la solubilidad del Sílice provocada por el aumento del pH, de modo que alcance alrededor de 25 Mol/l. La conformación del aglomerante sucede cuando la solución que rodea al grano de Sílice reacciona con los iones de calcio para formar un precipitado gelatinoso de hidrosilicato de calcio hidratado, que envuelve al grano como una membrana semipermeable. La difusión del agua a través de esta membrana disuelve aún más la sílice y da lugar a la presión osmótica. Cuando la presión es alta, la membrana estalla y la solución rica en sílice se precipita hacia la solución de Calcio que la rodea. De aquí la justificación de las formas tubulares de los granos de sílice. Los tubos pueden tener sus extremos cerrados o abiertos. El mecanismo de la presión osmótica puede dar una explicación elegante de las morfologías observadas en el gel de C-S-H.

Posteriormente, durante el proceso de curado de la mezcla se evidencia un incremento de su temperatura, siendo este el primer indicio de mejora de las propiedades mecánicas del suelo (Rodríguez S., 2011). En términos estequiométricos, se produce una reacción similar a la del concreto, representada de la siguiente forma:

Además, se resulta factible inferir que existe una liberación exotérmica de energía, de modo que la energía de la reacción se desprende de la mezcla. Por tanto, bajo esta premisa se puede intuir la mejora de las propiedades mecánicas del suelo tratado, suponiendo el endurecimiento del mismo.

2.8 Principales generadores de fallas geotécnicas en obras viales

Sin llegar a desarrollar todos los diversos fenómenos geotécnicos que suscitan en todo tipo de obras viales, se presenta a continuación dos de los factores principales del deterioro y colapso de numerosas carreteras en el Perú. Estas son efectivamente la erosión y tubificación del suelo. Las cuales se documentan en cientos de tramos de carretera alrededor del país, sea pavimentada o no, suscitadas principalmente por la acción imperante del agua. Entendiendo que el tramo de carretera de estudio presenta altos niveles de precipitación anual (selva peruana), comprender como actúan este par de fenómenos geotécnicos resulta necesario para

explicar el impacto que supondrá el presente estudio en la calidad de las obras viales de la región.

2.8.1 Erosión

La erosión es un proceso natural que no puede eliminarse por completo. El riesgo de falla de los terraplenes de las carreteras debido a la erosión por contacto inducida por las fluctuaciones del agua subterránea como consecuencia de lluvias excepcionales se subestima con frecuencia. Como se sabe, los suelos finos pierden sus fuerzas entre partículas y sufren fallas por erosión cuando están expuestos al agua (Bell 2003 & Sherard y Decker 1977).

Diversos autores han declarado que la falla por erosión por contacto ocurre en la interfaz de todas las capas con diferentes partículas. Así mismo, por Beguin (2012) se sabe que el tamaño de constitución del suelo grueso para permitir el paso de las partículas erosionadas y el flujo suficiente para erosionar y transportar partículas son las dos condiciones necesarias para iniciar la falla por erosión por contacto.

2.8.2 Tubificación

La tubificación retrógrada se puede producir en prácticamente todos los suelos (en los no cohesivos si algún estrato o estructura impide el desmoronamiento del túnel), desde aguas abajo hacia aguas arriba, siguiendo preferentemente el camino de concentración de las líneas de filtración. El conducto se forma por las zonas geológicamente más débiles, por planos de estratificación permeable, o en cualquier otra zona de concentración del flujo donde la energía llega sin sufrir grandes pérdidas debidas a la fricción. (Rayano; Manuel, sf.).

Figura 32 Erosión por tubificación de una carretera.

Adaptado de la “carretera autonómica AV-901 en el término municipal de Navatalgordo”, por Hidrología y Conservación, 2018.

3 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

Los materiales que se emplearán en los ensayos a ejecutarse en la etapa experimental se clasificarán de la siguiente manera:

Tabla 8

Representación de los materiales de experimentación.

Material	Tipología	Simbología
Muestra de Suelo	Patrón	C-1
Óxido de Calcio (CaO)	Compuesto Estabilizador 1	Cal
Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar	Compuesto Estabilizador 2	CBCA

Nota: Se muestran a la muestra de suelo in situ como el patrón o base de la experimentación, además de los compuestos de CBCA y Cal como los dos compuestos estabilizadores de la muestra patrón. Elaboración Propia

Las simbologías de los materiales presentados en la Tabla 8 se considerarán en tanto la etapa de análisis de resultados, así como en la presentación de los resultados finales.

3.1.1 Muestra de Suelo

La muestra de suelo fue retirada desde 3 calicatas a 0.8 m de la capa freática y a 1.5 m de profundidad a partir del nivel de subrasante del proyecto, acorde al Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos del MTC (2014) para subrasantes categorizadas como “regular” y “buenas” en carreteras.

El distanciamiento entre calicatas se ejecutó acorde número de calicatas para la exploración de suelos del manual de carreteras del MTC (ver Figura 33. Número de calicatas y profundidad de excavación mínimas requeridas por tipo de carretera.Figura 33), detallando el muestreo de 2 calicatas por kilómetro o a cada 500 m para el IMDA de 400-201 veh/día que rige en el tramo de la carretera, clasificada como de Tercera Clase (ver Tabla 4).

Tipo de Carretera	Profundidad (m)	Número mínimo de Calicatas	Observación
Autopistas: carreteras de IMDA mayor de 6000 veh/día, de calzadas separadas, cada una con dos o más carriles	1.50 m respecto al nivel de sub rasante del proyecto	<ul style="list-style-type: none"> Calzada 2 carriles por sentido: 4 calicatas x km x sentido Calzada 3 carriles por sentido: 4 calicatas x km x sentido Calzada 4 carriles por sentido: 6 calicatas x km x sentido 	Las calicatas se ubicarán longitudinalmente y en forma alternada
Carreteras Duales o Multicarril: carreteras de IMDA entre 6000 y 4001 veh/día, de calzadas separadas, cada una con dos o más carriles	1.50 m respecto al nivel de sub rasante del proyecto	<ul style="list-style-type: none"> Calzada 2 carriles por sentido: 4 calicatas x km x sentido Calzada 3 carriles por sentido: 4 calicatas x km x sentido Calzada 4 carriles por sentido: 6 calicatas x km x sentido 	
Carreteras de Primera Clase: carreteras con un IMDA entre 4000-2001 veh/día, de una calzada de dos carriles.	1.50 m respecto al nivel de sub rasante del proyecto	<ul style="list-style-type: none"> 4 calicatas x km 	Las calicatas se ubicarán longitudinalmente y en forma alternada
Carreteras de Segunda Clase: carreteras con un IMDA entre 2000-401 veh/día, de una calzada de dos carriles.	1.50 m respecto al nivel de sub rasante del proyecto	<ul style="list-style-type: none"> 3 calicatas x km 	
Carreteras de Tercera Clase: carreteras con un IMDA entre 400-201 veh/día, de una calzada de dos carriles.	1.50 m respecto al nivel de sub rasante del proyecto	<ul style="list-style-type: none"> 2 calicatas x km 	
Carreteras de Bajo Volumen de Tránsito: carreteras con un IMDA ≤ 200 veh/día, de una calzada.	1.50 m respecto al nivel de sub rasante del proyecto	<ul style="list-style-type: none"> 1 calicata x km 	

Figura 33. Número de calicatas y profundidad de excavación mínimas requeridas por tipo de carretera.

Adaptado del “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos”, por el MTC, 2014

Los trabajos de extracción de las muestras se realizaron, tanto alteradas como inalteradas, con el fin de analizar las muestras y realizar los trabajos de mejora con el suelo de mayor contenido de arcilla y mayor susceptibilidad a la erosión y/o colapso.

La ubicación de la calicata C-1 se ejecutó en el tramo de carretera Monzón – Tingo María, subtramo de la carretera Casma – Tingo María en el km 392 + 300 (ver Figura 34). Posteriormente se ejecutaron las dos siguientes calicatas C-2 y C-3 de en las progresivas 392 + 800 y 393 + 300 respectivamente. Se realizaron las excavaciones a una distancia no mayor de 2 m de la berma de la carretera (de forma alternada) y a 1.5 m de profundidad a partir de la subrasante proyectada.

Figura 34. Ubicación del km 392 + 300 de la carretera Casma – Tingo María, ubicación de la Calicata C-1 y punto de partida para las siguientes calicatas C-2 y C-3.

Adaptado de Google Maps, 2019.

Figura 35. Progresiva 392 + 300 de la carretera Casma – Tingo María.

Elaboración propia.

Figura 36. Muestra Inalterada C-1 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 392 + 300.

Elaboración propia.

Figura 37. Muestra Alterada C-1 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 392 + 300

Elaboración propia.

Figura 38. Muestra Alterada C-2 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 392 + 800

Elaboración propia.

Figura 39. Muestra Alterada C-3 de suelo extraída de la Carretera Casma - Tingo María km 393 + 300.

Elaboración propia

3.1.2 Muestra de Cal

La cal para usar se conoce como cal viva (CaO). Esta cal es la más comercial para tratamientos de suelos con un contenido alto en calcio y un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio, la razón por la cual se usa la cal viva es porque al hidratarse una vez

mezclado con el suelo produce una reacción exotérmica, liberando energía y generando compuestos más compactos. (LIME, 2004)

3.1.3 Muestra de CBCA

Las muestras de CBCA (Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar) fueron recolectadas de la planta azucarera AIPSA (Agroindustrial Paramonga S.A.) en el distrito de Paramonga – Barranca en estado saturado.

Las muestras se obtuvieron en estado saturado por condiciones propias del proceso industrial. Esto debido a que la ceniza es, tras su paso por las tuberías de expulsión de gases de combustión, encapsulada por rocíos controlados de agua que induce su precipitación en tanques de sedimentación a una temperatura inicial de 70°C (ver Figura 40 y Figura 41). La ceniza es transportada, posterior a su decantación, a un contenedor hidráulico a 4m sobre el nivel del piso para finalmente depositarse en volquetes (ver Figura 42 y Figura 43).

Según la empresa, la producción diaria de caña de azúcar neta es de 4600 toneladas. 11% de esa masa se transforma en azúcar final, mientras que el 1% se convierte en ceniza. Este último dato resulta interesante, pues la ceniza producida al día equivale a 46 toneladas aproximadamente. Esto nos indica que la producción de este material residual, comúnmente utilizado como fertilizante de las tierras de cultivo, tiene un alto potencial de utilización en otras áreas de trabajo por su alta producción.

Figura 40. Tanques de sedimentación de la ceniza

Elaboración propia.

Figura 41. Caldero de Combustión de Bagazo de Caña de Azúcar y Generador eléctrico.

Elaboración propia.

Figura 42. Cinta transportadora de ceniza a los tanques hidráulicos.

Elaboración propia.

Figura 43. Disposición referencial de la ceniza en volquetes.

Elaboración propia.

Debido a que la CBCA siempre está mezclada con Bagazo seco sin incinerar en su estado de disposición final del ingenio azucarero, se debe zarandear el material muestreado hasta separar este bagazo seco de diámetro mínimo de $\frac{1}{4}$ " del resto de ceniza limpia.

Figura 44. Muestra de CBCA en estado de disposición final de la planta azucarera AIPSA.

Elaboración Propia

Figura 45. Muestra de CBCA posterior a muestreo y descontaminación.

Elaboración Propia.

3.2 Procedimiento de mezcla de Suelo, Cal y CBCA.

El procedimiento de mezcla se realizará de la misma forma que el empleado por Singh, A., & Punmia, B., (1965), con el empleo en este caso de los moldes de 6" de diámetro para la ejecución de los ensayos de CBR.

- Registrar las muestras pulverizadas y secadas al horno en recipientes debidamente identificados.
- Almacenar en sobres de plástico las muestras secas de cal y suelo según dosificación planteada en la investigación.
- Verter todo el material de la bolsa hermética sobre un recipiente limpio y registrar la muestra.
- Agregar agua según dosificación planteada para la investigación, de forma que se logre hidratar la muestra uniformemente en el recipiente.
- Remover la muestra repetidamente, simulando el proceso de escarificado que se realiza con el suelo en campo.
- Colocar la muestra en el recipiente de CBR (molde de 6") u otro molde en el cual se va a ensayar la mezcla.
- Realizar el procedimiento de ensayo correspondiente a ejecutar.

3.3 Ensayos Físicos

3.3.1 Determinación del contenido de humedad del suelo (ASTM D2216-10 – MTC-E-108)

El manual de ensayos del MTC, (2016) especifica el procedimiento para determinar el contenido de humedad. El órgano estatal refiere en sus procedimientos a la American Society of Testing Materials (ASTM), la cual propone dos métodos de ejecución: A y B. El método A se basa en una aproximación del 1% y el método B en una aproximación de 0.1% en el contenido de humedad. En caso de solicitar la determinación del contenido de humedad sin especificar cuál, se utiliza el método A por defecto.

3.3.1.1 Materiales y equipos

- Horno de secado (Cumple con las especificaciones E 145)
- Balanzas (Cumple con las especificaciones D 4753).
- Contenedores para especímenes.
- Desecador (opcional).
- Dispositivos para manipulación de contenedores.

3.3.1.2 Cálculos

- Se pesa y registra el suelo en estado natural y en estado seco (obtenido luego de secar el horno por 12 a 16 horas a 110 ± 5 °C).
- Finalmente, se calcula el contenido de humedad de la muestra usando las ecuaciones (1) o (2).

$$w = \left(\frac{W_{\text{cont+suelohumedo}} - W_{\text{cont+sueloseco}}}{W_{\text{cont+suelohumedo}} - W_{\text{cont}}} \right) \times 100\% \quad (1)$$

$$w = \left(\frac{W_{\text{agua}}}{W_{\text{sueloseco}}} \right) \times 100\% \quad (2)$$

Donde:

W : Contenido de Agua en %

$W_{\text{cont+suelo hum}}$: Masa del Contenedor más suelo húmedo, g

$W_{\text{cont+suelo seco}}$: Masa del Contenedor más suelo seco, g

W_{cont} : Masa del contenedor, g

W_{agua} : Masa del Agua = $W_{\text{cont+suelo hum}} - W_{\text{cont+suelo seco}}$, g

$W_{\text{suelo seco}}$: Masa de las partículas sólidas = $W_{\text{cont+suelo seco}} - W_{\text{cont}}$, g

3.3.2 Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422 – MTC-E-107)

El análisis granulométrico por tamizado tiene como efecto clasificar y determinar el suelo según número de partículas y tamaño de partículas. El procedimiento de ejecución responde

a un proceso simple el cual consiste tamizar el material del suelo por distintas mallas, para luego procesar cada porcentaje obtenido en cada tamiz, a esta división también se le conoce como fraccionamiento. El tamiz más fino que se utiliza comúnmente es el de 0.074 mm (Malla No. 200). Pero si el suelo contiene partículas más finas se utiliza el ensayo de hidrometría

3.3.2.1 Materiales y equipos

- Juego de tamices 3", 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", No. 4, No. 10, No. 40, No. 200, tapa y fondo (ver Tabla 9).

Tabla 9

Diámetro de abertura en mm de cada tamiz desde la de 3" hasta la N° 200.

TAMIZ	ABERTURA (mm)
3"	76.2
2 ½"	63.5
2"	50.8
1 ½"	38.1
1"	25.4
¾"	19.1
½"	12.7
3/8"	9.52
¼"	6.35
No. 4	4.76
No. 10	2.00
No. 40	0.420
No. 200	0.075

Nota: Diámetro de cada tamiz normado para la granulometría de suelos. Adaptado de SITECAL.

- Balanza de 0.1gr. de sensibilidad.
- Mortero con su pisón.
- Horno con temperatura constante de 100 – 110° C.
- Taras.
- Cuarteador

3.3.2.2 Cálculos

- Se tamizan los materiales a partir del tamiz de mayor diámetro hasta el inferior (N° 200), registrando los pesos retenidos en cada tamiz
- Se registran el porcentaje retenido de material de la siguiente manera:

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz}}{\text{Peso total}} \times 100\% \quad (3)$$

- Se calcula de forma progresiva los porcentajes que pasan a partir de un 100% de material inicial de la siguiente manera:

$$\% \text{ Pasa} = 100 - \% \text{ Retenido acumulado} \quad (4)$$

- Además, se calcula el porcentaje de humedad higroscópica:

$$\% \text{ Humedad higroscópica} = \frac{W - W_1}{W_1} \times 100\% \quad (5)$$

Donde:

W : Peso del suelo secado al aire.

W₁ : Peso del suelo secado al horno.

- Finalmente, se registran los porcentajes que pasan en una hoja de cálculo y se grafica en función a los tamices detallados a escala logarítmica.

3.3.3 Límites de Atterberg (ASTM 423-668, ASTM D424-59)

3.3.3.1 Generalidades

Los límites de Atterberg son ensayos de laboratorio normalizados que permiten obtener los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (SUCS).

Para realizar los límites de Atterberg se trabaja con todo el material menor que la malla #40 (0.42 mm). Esto quiere decir que no solo se trabaja con la fracción fina del suelo (< N° 200), sino que se incluye igualmente la fracción de arena de menor diámetro.

3.3.3.2 Definiciones

- Contenido de Humedad.

$$w = \left(\frac{W_{agua}}{W_{sueloseco}} \right) \times 100 \quad (6)$$

Donde:

Ws : Peso de Suelo Seco

Ww : Peso de Agua

- Límite Líquido (LL): Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semi-líquido y plástico.
- Límite Plástico (LP): Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semi-sólido y plástico.
- Índice de Plasticidad (IP): Es la diferencia entre los límites líquido y plástico, es decir, el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene plástico:

$$IP = L_L - L_P \quad (7)$$

3.3.3.3 Materiales y Equipos

- Máquina de Casagrande (referencia: norma ASTM N.º D 4318-95A)
- Acanalador (misma referencia)
- Balanza de sensibilidad 0.1g
- Varios: espátula de acero flexible, cápsulas de porcelana, placa de vidrio, horno regulable a 110°, agua destilada.

3.3.3.4 Cálculos

- a. Determinación del Límite Líquido

En la práctica, el límite líquido se determina sabiendo que el suelo remoldeado a $w = w_L$ tiene una pequeña resistencia al corte (aprox. 0.02 kg/cm^2) de tal modo que la muestra de suelo remoldeado necesita de 25 golpes para cerrar en $\frac{1}{2}$ pulgada dos secciones de una pasta de suelo de dimensiones especificadas más adelante.

Figura 46. Diagrama de fluidez.

Adaptado “MTC E 109: Determinación Límite Líquido de los Suelos”, por MTC, 2016

Sobre un papel semilogarítmico se construye la “curva de flujo” como se indica en la Figura 46. Los puntos obtenidos tienden a alinearse sobre una recta lo que permite interpolar para la determinación de la ordenada $\omega-L$ para la abscisa $N = 25$ golpes.

b. Límite Plástico

El límite plástico es el contenido de humedad para el cual el suelo se fractura al ser amasado en bastoncitos de diámetro $\frac{1}{8}$ ” (3 mm) cuando se amasa una pequeña porción de suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa.

Figura 47. Diagrama de Plasticidad, líneas características.

Adaptado de P. Sembenelfi, 1966.

3.3.3.5 Estado de consistencia de los suelos

Los suelos arcillosos, al ser poseer granos muy finos, tienden a presentar comportamientos negativos dentro del campo de la geotecnia. Esto se produce, generalmente, debido al cambio del contenido de humedad del suelo que se traduce en cambios volumétricos importantes, debido a la acción de esfuerzos compresores externos (suelos blandos) o la inacción del mismo (expansión o contracción local).

Estos comportamientos se pueden estimar utilizando los conceptos del Índice de liquidez (IL), Índice de Consistencia (IC) e Índice de Compresión Primario (Cc)

3.3.3.6 Índice de Liquidez (IL)

Se define como la relación de agua intrínseca y la plasticidad del suelo. Se puede deducir de este valor la resistencia del material, ya que muestra el estado en el que se encuentra el suelo en relación a su condición de humedad. Se define de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$IL = \frac{w_n - LP}{IP} \quad (8)$$

Donde:

IL : Índice de Liquidez

w_n : Contenido de Humedad Natural

LP : Límite Plástico

IP : Índice de Plasticidad ($LL - LP$)

Como se mencionó, este índice permite deducir el comportamiento del suelo. Esto se puede contemplar en la Tabla 10.

Tabla 10
Comportamiento del suelo

Índice de Liquidez	Comportamiento del suelo
$IL < 0$	Sólido. No se puede amasar
$0 < IL < 1$	Plástico
$IL > 1$	Masa Viscosa

Nota: Para cada valor de IL dentro de los márgenes indicados se define un comportamiento mecánico especial del suelo. Adaptado de “An introduction to Geotechnical Engineering”, por Kovacs y Holtz, 1981.

3.3.3.7 Índice de Consistencia (IC)

Se define como la cantidad de agua que puede contener un suelo, definido por la siguiente ecuación:

$$IC = \frac{LL - w_n}{IP} \quad (9)$$

Donde:

IC : Índice de Consistencia

w_n : Contenido de Humedad Natural

IP : Índice de Plasticidad ($LL - LP$)

Así mismo, en la Tabla 11 se denota la consistencia del suelo en base a este índice.

Tabla 11
Consistencia del suelo

Índice de Consistencia	Estado	Consistencia del Suelo
$IC < 0$	Líquido	Muy Blanda
$0 < IC < 0.25$	Semilíquido	Blanda
$0.25 < IC < 0.50$	Plástico Muy Blando	Media
$0.50 < IC < 0.75$	Plástico Blando	Rígida
$0.75 < IC < 1.0$	Plástico Duro	Muy Rígida
$IC > 1.0$	Sólido	Dura

Nota: Consistencia del Suelo desde muy blanda a dura en relación a los valores posibles de IC. Adaptado de “An introduction to Geotechnical Engineering”, por Kovacs y Holtz, 1981.

3.3.3.8 Índice de Compresión Primaria (Cc)

Se define como la propiedad del suelo donde se notan los cambios volumétricos del suelo por la acción o inacción de esfuerzos externos.

Los cambios volumétricos tienen una influencia importante en las propiedades del suelo, ya que se modifica la permeabilidad del mismo y se alteran los esfuerzos entre los granos en sentido y magnitud, lo que a su vez modifica la resistencia al esfuerzo cortante.

Para poder deducir este índice se hace uso de la siguiente ecuación lineal propuesta por Terzhagi y Peck (1967), así como la Tabla 12 adjunta de la compresibilidad del suelo.

$$Cc = 0.009(LL - 10) \quad (10)$$

Donde:

Cc : Índice de Compresión Primaria

LL : Límite Líquido

Tabla 12
Compresibilidad del Suelo

Cc	Compresibilidad
0.00 – 0.19	Baja
0.20 – 0.39	Media
0.39 – 0.40	Alta

Nota: Compresibilidad del Suelo de acuerdo al Índice de Compresión Primario. Adaptado de “An introduction to Geotechnical Engineering”, por Kovacs y Holtz, 1981.

3.3.4 Clasificación de suelos

Existen 2 sistemas para la clasificación de suelos, el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

3.3.4.1 Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929, ha sido objeto de muchas revisiones, con una actual propuesta de la Comisión de Clasificación de Materiales en la Norma ASTM D-3282 Método AASHTO M145. Este sistema clasifica el suelo en 7 grupos principales (ver Figura 48). Los suelos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través de la malla N.º 200. Los suelos donde más del 35% pasa la malla N.º 200 se dividen en A-4, A-5, A-6 y A-7 que normalmente resultan ser limo y arcilla. Los criterios tomados en cuenta para clasificar un material son los siguientes:

1) Tamaño del grano

- Grava: Material que pasa el tamiz de 75 mm y es retenido en el de 10mm.
- Arena: Material que pasa el tamiz de 10mm y es retenido en la malla N.º 200.
- Limo y Arcilla: Material que pasa la malla N.º 200.

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina		Limo o grava arcillosa y arena		
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
	A-7 A-7-5* A-7-6†				
Grupo de clasificación	A-4		A-5	A-6	
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)					
Núm. 10					
Núm. 40					
Núm. 200	36 mín.		36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40					
Límite líquido	40 máx.		41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.		10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Suelos limosos			Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo				

*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$

Figura 48. Clasificación de los materiales de la subrasante de carreteras.

Adaptado de “Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones”, por Braja M. D., 2016.

2) Plasticidad

- Limoso: Índice de plasticidad menor o igual a 10.
- Arcilloso: Índice de plasticidad mayor a 10.

Figura 49. Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos en los grupos A 2, A-4, A-5, A-6 y A-7.

Adaptado de “Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones”, por Braja M. D., 2016.

Asimismo, para la evaluación de un material para la subrasante de una carretera se evalúa el Índice de Grupo que determina la calidad del suelo, este se escribe entre paréntesis luego de la designación del grupo o subgrupo.

$$IG = (F - 35)(0.2 + 0.005(LL - 40)) + 0.01(F - 15)(IP - 10) \quad (11)$$

Donde:

F : Porcentaje pasado por el tamiz N° 200.

LL : Límite Líquido.

IP : Índice de Plasticidad

También es necesario tener en consideración algunas restricciones para determinar el Índice de Grupo.

- Si la ecuación (IG) arroja un valor negativo se considera 0.
- El valor del IG se redondea al mayor.
- No hay límite superior para el IG.
- El IG de los grupos A-1, A-2 y A-3 y sus subgrupos es 0.
- Solo para los grupos A-2-6 y A-2-7 se utiliza el IG de forma parcial con la siguiente ecuación: $IG = 0.01(F-15) (PI-10)$.

Según el MTC (2014), se puede llegar a conclusiones preliminares sobre el comportamiento de la subrasante con los índices de grupo (ver Tabla 13).

Tabla 13
Clasificación de suelos según el Índice de Grupo.

Índice de Grupo	Suelo de Sub rasante
IG > 9	Inadecuado
IG está entre 4 a 9	Insuficiente
IG está entre 2 a 4	Regular
IG está entre 1 a 2	Bueno
IG está entre 0 a 1	Muy Bueno

Nota: Esta es una evaluación preliminar que no reemplaza la obtenida por medio de la evaluación del CBR. Adaptado de “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos”, por el MTC, 2014.

Para finalizar, la AASHTO comprende una serie de simbologías gráficas para clasificar los suelos obtenidos en las calicatas, comprendido por el MTC (ver Figura 50).

Simbología	Clasificación	Simbología	Clasificación
	A - 1 - a		A - 5
	A - 1 - b		A - 6
	A - 3		A - 7 - 5
	A - 2 - 4		A - 7 - 6
	A - 2 - 5		Materia Orgánica
	A - 2 - 6		Roca Sana
	A - 2 - 7		Roca Desintegrada
	A - 4		

Figura 50. Signos Convencionales para Perfil de Calicatas según la clasificación AASHTO.

Adaptado de “Manual de Carreteras: Sección Suelos y Pavimentos”, por el MTC, 2014.

3.3.4.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El modelo Original fue propuesto por Casagrande en 1948, desde entonces se ha venido utilizando. Actualmente es utilizada como norma ASTM D-2487 por los ingenieros, dicho sistema logra clasificar el suelo en dos grandes categorías.

- 1) Suelos de Grano grueso, que representa a los suelos que tienen un porcentaje que pasa la malla N° 200 igual o menor que el 50%. Además, se conoce que el prefijo G se utiliza en las gravas y el prefijo S en las arenas.
- 2) Suelos de Grano fino, que representa a los suelos que tienen un porcentaje que pasa la malla N° 200 mayor al 50%. Para este suelo, el prefijo M es Limo inorgánico, el prefijo C es Arcilla Inorgánica, el prefijo O para Limos orgánicos y arcillas y Pt para la turba. Así mismo, se hace necesario el uso de la carta de plasticidad (ver Figura 52) para identificar si el suelo se trata de una arcilla o un limo.

Cabe anotar, están los símbolos: W: Bien Graduada, P: Pobrementemente Graduada, L: Baja Plasticidad (límite líquido menor a 50) y H: Alta Plasticidad (límite líquido mayor a 50).

Esta clasificación se resume en la Figura 51:

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Arenas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM
		Más de 12% finos ^{b,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC
	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL	
		$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML	
	Orgánico	Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
		Límite líquido: no secado		
	Inorgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH	
		Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH	
	Orgánico	Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH
		Límite líquido: no secado		
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico			Pt

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

^c $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Figura 51. Sistema Unificado de Clasificación de Suelo.

Adaptado de "Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones", por Braja M. D., 2016.

Figura 52. Carta de Plasticidad.

Adaptado de “Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones”, por Braja M. D., 2016.

3.4 Ensayos mecánicos

3.4.1 Ensayo de compactación Proctor Modificado (NTP 339.141 – ASTM D1557)

Este ensayo deriva del R.R. Proctor, conocido como la Prueba de Proctor estándar, considerado el primer método en lo que a este ensayo se refiere. Su variación fundamental, radica en el incremento de la energía de compactación, acondicionando el método a las nuevas exigencias la construcción moderna.

El alcance del método comprende el determinar las relaciones entre el contenido de agua y el peso unitario de los suelos (curva de compactación).

Se utilizan para suelos que tienen el 30% o menos en peso de sus partículas retenidas en el tamiz de 19mm ($\frac{3}{4}$ pulg).

Existen tres procedimientos que se basarán en la gradación del material, como se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14

Resumen de los tres métodos de aplicación en base a los tres métodos.

MÉTODO	A	B	C
Molde de trabajo	4"	4"	6"
Emplear material que pasa	N° 4	3/8"	3/4"
Condición	Si la malla N° 4 retiene (acumulado) 20% o menos	Si la malla N°4 retiene (acumulado) más del 20% y la malla 3/8" retiene (acumulado) 20% o menos	Si la malla 3/8" retiene (acumulado) más del 20% y la malla 3/4" menos del 30%

Nota: Para el método A o B usar 2500gr. de muestra de suelo natural y para el método C usar 5000gr. de muestra de suelo natural. Adaptado de la norma ASTM D1557, 2000.

3.4.1.1 Cálculos

1) Densidad húmeda

$$\rho_m = 1000(M_t - M_{md})/V \quad (12)$$

Donde:

ρ_m : Densidad húmeda del espécimen compactado, Mg/m³.

M_t : Masa del espécimen húmedo y molde, kg.

M_{md} : Masa del molde compactado, kg.

V : Volumen del molde de compactación, m³.

2) Densidad seca

$$\rho_d = \rho_m(1 + w/100) \quad (13)$$

Donde:

ρ_d : Densidad seca del espécimen compactado, Mg/m³.

w : Contenido de agua, %.

3) Peso Unitario Seco

$$\gamma_d = 62.43 \rho_d \frac{lbf}{ft^3} \quad (14)$$

$$\gamma_d = 9.807 \rho_d \frac{kN}{m^3} \quad (15)$$

Donde:

γ_d : Peso unitario del espécimen compactado.

4) Contenido de humedad al 100% de saturación.

$$w_{sat} = \frac{(\gamma_w)G_s - \gamma_d}{(\gamma_d)(G_s)} \times 100\% \quad (16)$$

Donde:

w_{sat} : Contenido de agua para una completa saturación, %.

γ_w : Peso unitario del agua, 62.43 lbf/ft³ (9.807 kN/m³).

γ_d : Peso unitario del suelo seco.

G_s : Gravedad específica del suelo.

Del mismo modo que en la clasificación AASHTO, la clasificación SUCS agrega a su análisis la representación gráfica de los tipos de suelo presente en las calicatas de exploración, siendo mostradas en la Figura 53.

Grava bien graduada mezcla, grava con poco o nada de materia fino, variacion en tamaños granulares		Materiales finos sin plasticidad o con plasticidad muy bajo
Grava mal granulada, mezcla de arena-grava con poco o nada de material fino		Arena arcillosa, mezcla de arena-arcillosa
Grava limosa, mezcla de grava, arena limosa		Limo organico y arena muy fina, polvo de roca,arena fina limosa o arcillosa o limo arcilloso con ligera plasticidad
Grava arcillosa, mezcla de grava-arena-arcilla; grava con material fino cantidad apreciable de material fino		Limo organico de plasticidad baja o mediano, arcilla grava, arcillaarenosa, arena limosa, arcilla magra
Arena bien graduada, arena con grava, poco o nada de material fino. Arena limpia poco o nada de material fino, amplia variacion en tamaños granulares y cantidades de particulas en tamaños intermedios		Limo organico y arcilla limosa organica, baja plasticidad
Arena mal graduada con grava poco o nada de material fino. Un tamaño predominante o una serie de tamaños con ausencia de particulas intermedios		Limo inorgánico, suelo fino gravoso o limoso, micacea o diatometacea, limo elástico

Arcilla inorgánica de elevada plasticidad, arcilla gravosa
Arcilla orgánicas de mediana o elevada plasticidad, limo orgánico
Turba, suelo considerablemente orgánico

Figura 53. Signos Convencionales para perfiles de calicatas según la clasificación SUCS.

Adaptado de “Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones”, por Braja M. D., 2016.

3.4.2 Ensayo de Relación de Soporte de California CBR (ASTM D-1883 – AASHTO T-193 – MTC E 132-2000)

El objetivo de este ensayo es determinar el índice de resistencia de los suelos denominado valor de relación de soporte. Se puede realizar en muestras inalteradas, pero normalmente se realiza sobre un suelo preparado en laboratorio. Se suele usar este ensayo para evaluar la capacidad de soporte de subrasantes, base, subbase y afirmado en el campo de la ingeniería vial.

3.4.2.1 Materiales y Equipos

Los materiales normados que se utilizan en este tipo de ensayo se muestran en la Figura 54, la Figura 55 y la Figura 56. Los cuales se tienen que utilizar con cuidado para obtener resultados representativos y evitar correcciones futuras.

Figura 54. Molde metal cilíndrico de $152.4\text{mm} \pm 0.66\text{mm}$ de diámetro interior y de $177.8 \pm 0.46\text{mm}$ de altura. Adaptado del “Taller de Mecánica de Suelos”, por la Universidad Nacional de Ingeniería, 2006.

Figura 55. Esquema de molde cilíndrico de ensayo y su soporte y pistón de compactación.

Adaptado del “MTC E 132: CBR de Suelo (Laboratorio)”, por el MTC, 2016.

Figura 56. Determinación del valor de relación de soporte en el laboratorio.

Adaptado del “MTC E 132: CBR de Suelo (Laboratorio)”, por el MTC, 2016.

3.4.2.2 Cálculos

Para realizar el cálculo se tiene que, en primera instancia, obtener el contenido de humedad del suelo natural (h). Con este dato, se obtiene el porcentaje de agua a añadir para la ejecución del ensayo de Compresión (Proctor).

$$\% \text{ de agua a añadir} = \frac{H - h}{100 + h} \times 100\% \quad (17)$$

Donde:

H : Humedad prefijada

h : Humedad natural

Luego, se obtiene la densidad máxima y humedad óptima del suelo mediante el ensayo Proctor modificado.

- Se calcula el agua absorbida del suelo.
- Se calcula la presión de penetración del material, previamente saturado por inmersión de 04 días en agua, con el uso de un penetrómetro.
- Se calcula la expansión del suelo mediante la diferencia entre las lecturas del deformímetro antes y después de la inmersión.

$$\% \text{ de expansión} = \frac{L2 - L1}{127} \times 100\% \quad (18)$$

Donde:

L1 : Lectura inicial en mm.

L2 : Lectura final en mm

3.5 Metodología de Combinación de Materiales

Numerosas investigaciones predecesoras a esta definieron como metodología de combinación de materiales para la experimentación, al suelo patrón como muestra base y una serie de proporciones, relativas de ella, del material estabilizante a estudiar. Así mismo, en la investigación realizada por Castro (2017), añadió al estudio del estabilizante especial, constituido por la ceniza de cáscara de arroz, una adición constante de Cal al 3% que no varió el esquema de análisis, sino el número de ensayos.

En este caso se utilizará el esquema de ensayos con proporciones generales y parciales para la realización de los ensayos. Así podemos notarlo en el estudio realizado por Ojeda, Mendoza y Baltazar (2018), donde utilizaron dicha metodología para la determinación de la proporción de Ceniza de Bagazo de Caña de Azúcar y Cemento Portland óptimos para la

estabilización de una subrasante granular y resaltar el aporte de la ceniza en la reducción del uso de cemento como agente estabilizador.

Esta metodología consiste en definir una serie de “proporciones generales” de un “material estabilizador compuesto” respecto a la muestra de suelo. Simultáneamente, se varía la proporción de este material compuesto de forma “parcial”, es decir, realizando otra serie de combinaciones de los componentes presentes en el “material estabilizador compuesto”.

En la tabla 15 se muestra una clara representación de la metodología planteada

Tabla 15

Representación de la metodología de proporciones generales y parciales.

Muestra de Suelo	Material Estabilizador (General)	Componentes del Material Estabilizador (Parcial)
A	p% de A	[x% de B] + [(100-x)% de C]
		[y% de B] + [(100-y)% de C]
		[z% de B] + [(100-z)% de C]
A	q% de A	Se repite esquema combinatorio
A	r% de A	Se repite esquema combinatorio

Nota: Se muestran las proporciones generales “p”, “q” y “r” por ciento de material estabilizador con respecto a la muestra de suelo “A”, además de las proporciones parciales de los componentes “B” y “C” del material estabilizador a “x”, “y” y “z” por ciento de un componente particular (“B”) con su complemento porcentual restante (“C”). Adaptado de “Influence of sugar cane bagasse ash inclusion on compacting, CBR and unconfined compressive strength of a subgrade granular material”, por Ojeda, Mendoza y Baltazar, 2018.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Dosificación de materiales en la mezcla Suelo, Cal y CBCA.

En base a la metodología descrita en el capítulo 3.5 para la combinación de los materiales se presenta a continuación el diseño de mezcla de los componentes estabilizadores descritos al inicio de la presente investigación, Cal y CBCA, en función del peso seco del suelo natural.

4.1.1 Casos combinatorios generales de material estabilizador

Los casos combinatorios a emplear en el proceso de experimentación serán tres, partiendo de un caso que represente el mínimo aporte a otro máximo, insertando un caso intermedio para fines de análisis. El primer caso será cuando el material estabilizador (compuesto por a combinación parcial de Cal y CBCA) sea equivalente al 5% de la masa seca de la muestra de suelo natural, siendo este caso el de *mínimo* aporte. El segundo caso será cuando el material estabilizador represente el 15% de la masa seca de la muestra de suelo, siendo este caso en *intermedio*. Por último, el tercer caso será cuando el material estabilizador represente el 25% de la masa seca de la muestra de suelo, siendo este caso el máximo dentro del análisis. En la Tabla 16 se resumen los porcentajes de material estabilizador por caso combinatorio.

Tabla 16
Porcentajes de material estabilizador compuesto

Casos	Material Estabilizador (%)
1	5
2	15
3	25

Nota: Porcentajes de material estabilizador a usarse respecto a la masa seca de la muestra. Elaboración Propia.

4.1.2 Combinaciones parciales de Cal y CBCA

Ya habiendo definido los casos combinatorios que se emplearán en la fase de experimentación, es necesario definir las combinaciones parciales de Cal y CBCA que se emplearán en cada una de ellas. En cada una de estas combinaciones la proporción que se le otorgue a un componente tiene que ser complementado con el otro para siempre representar el 100% de la unidad porcentual de material estabilizador al que pertenezca. Es así que se definieron 4 combinaciones parciales, siguiendo el siguiente criterio:

1. La combinación parcial 100% de Cal + 0% de CBCA se utilizará como *Línea Base*, es decir, representará la combinación con resultados de efectividad garantizada. En base a la literatura referenciada en el capítulo 1 y 2, la Cal tiene una factibilidad asegurada en el mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo tratado. Entonces, al implementar la CBCA en combinación Cal, se podrán resaltar las variaciones con esta *Línea Base* para visibilizar el aporte positivo o negativo de la ceniza en los resultados.
2. La combinación parcial de 75% de Cal + 25% de CBCA representará el aporte de la CBCA al 25% en la mezcla, siendo esta incidencia la mínima aplicable.
3. La combinación parcial de 50% de Cal + 50% de CBCA representará el aporte de la CBCA al 50% en la mezcla, siendo esta incidencia la intermedia.
4. La combinación parcial de 0% de Cal + 100% de CBCA representará el aporte de la CBCA al 100% en la mezcla, siendo esta incidencia la máxima aplicable.

Los criterios mostrados se resumen en la Tabla 17.

Tabla 17

Esquema combinatorio de CBCA y Cal

Caso	Material Estabilizador (%)	Criterio de Análisis
n	100%Cal + 0%CBCA	Línea Base
	75%Cal + 25%CBCA	Aporte de CBCA al 25%
	50%Cal + 50%CBCA	Aporte de CBCA al 50%
	0%Cal + 100%CBCA	Aporte de CBCA al 100%

Nota: Se muestras las 4 combinaciones a realizarse para cada ensayo dentro del caso “n” de proporción general de material estabilizador. Elaboración Propia.

Cabe resaltar que estas combinaciones parciales se presentan relativas al porcentaje de material estabilizante, por lo que a continuación, se presentarán las proporciones totales de cada componente estabilizador: Cal y CBCA para cada caso, con respecto a la masa seca del suelo arcilloso (patrón).

Figura 57. Porcentajes efectivos de Cal y CBCA respecto a la masa seca de la muestra patrón, para el caso 1 de 5%.

Elaboración Propia.

Figura 58. Porcentajes efectivos de Cal y CBCA respecto a la masa seca de la muestra patrón, para el caso 2 de 15%.

Elaboración Propia.

Figura 59. Porcentajes efectivos de Cal y CBCA respecto a la masa seca de la muestra patrón, para el caso 3 de 25%.

Elaboración Propia.

4.2 Diagrama de Flujo del Procedimiento Experimental y Análisis de Resultados

Para comprender la metodología de experimentación que se empleará en el capítulo siguiente, es necesario hacer recordar cuál es el objetivo de la investigación. Como se mostró en el capítulo 1.7. el objetivo principal es “Mejorar las propiedades mecánicas de los Suelos Arcillosos para subrasantes de carretera, utilizando la Ceniza del Bagazo de la Caña de Azúcar y la Cal como materiales estabilizantes”. Para llegar a este objetivo es necesario confirmar la hipótesis, entregando la combinación óptima de CBCA y Cal para la estabilización del Suelo en estudio, otorgando el sustento técnico y teórico pertinente. La metodología experimental y los criterios de análisis se muestran el siguiente Diagrama de Flujo (ver Figura 60).

Figura 60. Diagrama de flujo del procedimiento experimental y análisis de resultados de la investigación.

Elaboración Propia.

5 RESULTADOS

Haciendo empleo de la bibliografía presentada en el capítulo introductorio de la investigación se anotó y aplicó el criterio de utilizar como muestra representativa solo el material geotécnicamente crítico para la aplicación de la experimentación programada. Para asegurar, de esta forma, el adecuado cumplimiento del objetivo, optimizando con carácter técnico el presupuesto del trabajo de investigación, el cual tiene como fin determinar y demostrar fácticamente el mejoramiento de la subrasante de la carretera en estudio con el empleo de la Cal y la CBCA como materiales estabilizantes de bajo costo de implementación.

En relación a lo indicado anteriormente, se implementó el plan de identificar al material con el mayor contenido de finos en su composición, haciendo uso del tamiz N°200. Este criterio básico se fundamenta con la relación que mantiene la resistencia mecánica de un suelo, en especial la de corte, con el tamaño predominante de partículas, siendo mayor a medida que el diámetro de partícula predominante supere la brecha de 0.075 mm de diámetro que divide a la fracción fina de la gruesa (Braja M. D., 2016). Es así como se determinó a la muestra de la calicata C-1 (alterada e inalterada) como material propicio para la ejecución de los ensayos geotécnicos por su alto nivel de finos y baja consistencia aparente, siendo inferior a la otorgada por las calicatas C-2 y C-3.

Cabe anotar que previo al proceso experimentación se tuvo en consideración una advertencia planteada por el autor Rodríguez S. (2010) que menciona que la carbonatación de la CBCA, entendida como el contacto del material con el CO₂ del ambiente, disminuye la capacidad cementante de esta. Es por ello, que todas las muestras de CBCA, que fueron recolectadas del ingenio azucarero AIPSA, se transportaron y almacenaron en recipientes plásticos herméticos hasta su utilización en los ensayos que se indican a continuación.

5.1 Resultados en la ejecución de los ensayos físico – químicos de los materiales

5.1.1 Análisis granulométrico por tamizado (ASTM-D422 – MTC-E-107) y determinación del contenido de humedad del suelo (ASTM D2216-10 – MTC-E-108)

El Análisis Granulométrico se realizó con la finalidad de identificar de forma precisa el diámetro de las partículas que conforman el suelo en estudio y así comprender las propiedades intrínsecas de este, siguiendo el procedimiento indicado en la normativa vigente.

Tal y como se mencionó al inicio del capítulo, se realizaron los ensayos de granulometría por tamizado con la muestra alterada obtenida en la calicata C-1 (en adelante llamada muestra C-1), correspondiente a la progresiva 392+300 de la Carretera Casma – Tingo María. La Tabla 18 y la Figura 61 resume los resultados del análisis granulométrico.

Tabla 18

Tabla Granulométrica de la muestra de suelo C-1

Tamiz Serie Americana	GRANULOMETRÍA			
	Abertura (mm)	Peso Neto (g)	Retenido (%)	Pasa (%)
-	-	-	-	100
3"	76.200	-	-	100.0
2 1/2"	63.500	-	-	100.0
2"	50.800	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	-	-	100.0
3/4"	19.050	34.10	4	100.0
1/2"	12.700	17.05	2	100.0
3/8"	9.525	25.57	3	100.0
1/4"	6.350	85.25	10	100.0
N° 4	4.760	59.67	7	100.0
N° 6	3.360	68.20	8	100.0
N° 8	2.380	59.67	7	97.0
N° 10	2.000	25.57	3	94.9
N° 16	1.190	76.72	9	93.9
N° 20	0.840	25.57	3	92.9
N° 30	0.590	25.57	3	90.6
N° 40	0.426	17.05	2	85.7
N° 50	0.297	25.57	3	80.7
N° 80	0.177	25.57	3	76.0
N° 100	0.149	25.57	3	72.3
N° 200	0.074	51.15	6	66.6
< 200		204.59	24	0.0

Nota: Representación numérica del contenido retenido y pasante de material en cada diámetro de abertura de tamiz, según la ASTM-D422 y el MTC-E-107

Figura 61. Curva granulométrica de la muestra alterada de la calicata C-1.

Elaboración Propia.

Con el empleo de la muestra C-1 (inalterada en esta ocasión) y la ejecución del ensayo de determinación del contenido de humedad natural, acorde al MTC-E-108 – ASTM D2216-10, se concluye que la humedad natural del suelo patrón es del 26.10% respecto a la masa seca del mismo.

Con el fin de determinar la proporción relativa de grava, arena y finos de la muestra patrón, muy importante para determinar el tipo el suelo en estudio, se detalla en la tabla 18 los porcentajes retenidos entre los tamices 2'', N°4 y N°200, diámetros límites para su clasificación según SUCS.

Tabla 19

Porcentaje retenido de suelo en las mallas 2'', N° 4 y N° 200.

Muestra	Gravas	Arenas	Finos
	N°4 < Ø < 2''	N°200 < Ø < N°4	Ø < N°200
C-1	0 %	33.4 %	66.6 %

Nota: Se muestra la relación de material de suelo retenido en los tamices indicados, definiendo el porcentaje de Gravas, Arenas y Finos de la muestra patrón. Elaboración Propia.

A partir de la Tabla 19, se puede desprender que el material predominante pasa el tamiz N°200, siendo el porcentaje retenido de 66.6 %. Por lo tanto, según el criterio de clasificación de SUCS (mayor al 50%), la muestra se puede clasificar como un suelo fino.

5.1.2 Límites de Atterberg (ASTM 423-668, ASTM D424-59)

Los límites de Atterberg o límites de consistencia del suelo se realizan con la finalidad de conocer e interpretar con precisión el comportamiento del suelo en estudio con la adición y sustracción del agua en su composición. El ensayo tuvo como resultado el porcentaje de Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP) y, por la diferencia numérica de estos, Índice de Plasticidad (IP). Se resumen los resultados indicados en la Tabla 20.

Tabla 20

Resultados del Ensayo de los Límites de Atterberg

Muestra	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
C-1	36.71 %	22.1 %	14.61 %

Nota: Resultados numéricos del porcentaje de humedad del suelo necesarios para adquirir el estado plástico (IP) y líquido (LL), así como su índice de plasticidad (LL - LP). Elaboración Propia.

Partiendo de los parámetros detallados en la Tabla 20, se pueden llegar diversas conclusiones sobre el comportamiento natural del suelo en estudio.

5.1.2.1 Comportamiento del suelo

Según relatan los investigadores Kovacs y Holtz (1981), es posible anotar una relación entre el Índice de Liquidez del suelo y el comportamiento que posee el mismo en estado natural, tal como se muestra en la Tabla 11. Para esto es necesario calcular el IL, que se obtiene empleando la ecuación adimensional (8) y reemplazando los valores que detalla el mismo.

$$IL = \frac{26.1 - 22.1}{14.61}$$

$$IL = 0.27$$

El IL del suelo patrón es 0.27, por tal, haciendo uso de la Tabla 10 de comportamiento del suelo, es posible concluir que la muestra tiene un comportamiento **Plástico**. Esto nos permite inferir en que el suelo natural no tiene un buen comportamiento como carpeta subrasante de carretera porque se deformará con relativa facilidad ante la aplicación de esfuerzos puntuales de moderada intensidad, como es la producida por ruedas de vehículos pesados.

5.1.2.2 Consistencia del suelo

Continuando con los lineamientos propuestos por Kovacs y Holtz (1981), es posible determinar la consistencia que mantiene el suelo en estudio en función a otro parámetro adimensional, denominado como el Índice de Consistencia (IC). Para determinar el IC es necesario aplicar la ecuación (9), que reemplazando los parámetros requeridos y operando se obtiene lo siguiente:

$$IC = \frac{36.71 - 26.1}{14.61}$$

$$IC = 0.72$$

Se obtiene un IC de 0.72 que, ubicándolo en la Tabla 11 de consistencia del suelo, es posible categorizar a la muestra con un estado **Plástico Blando** y una consistencia **Rígida**. Esto nos indica que suelo presenta un comportamiento que la hará aceptable tras su compactación. Sin embargo, debido al alto contenido de agua en su composición natural, la hará susceptible a variaciones de volumen y con posibles asentamientos puntuales ante esfuerzos del mismo tipo.

5.1.2.3 Compresibilidad del suelo

La compresibilidad del suelo en estudio se puede obtener con la relación que plantearon Kovacs y Holtz (1981) con el Índice de Compresión Primaria (Cc) de la muestra. Para esto se tiene que calcular el valor de Cc. Existen numerosas ecuaciones que nos permiten obtener este parámetro adimensional a partir de determinados parámetros geotécnicos del suelo, dependiendo del autor y del nivel del nivel de detalle que se tenga de la muestra en estudio. Para esta ocasión se empleará la ecuación (10) propuesta por Terzhagi y Peck (1967), para la obtención del parámetro adimensional Cc a partir del límite líquido (LL) de la muestra en estudio.

$$Cc = 0.009(36.71 - 10)$$

$$Cc = 0.24$$

Entonces, el suelo al poseer un Cc de 0.24, se puede categorizar como **Medianamente Compresible**, como se puede observar en la Tabla 12. Esta característica indica que el suelo

es susceptible a deformaciones por esfuerzos de compresión inducidos a corto plazo, siendo mayor la deformación a medida que el esfuerzo es aplicado durante el tiempo.

A partir de la evidencia detallada y conociendo estas tres categorías intrínsecas del suelo, tales como su comportamiento mecánico, su grado de compresibilidad y su nivel de consistencia; tenemos como resultado un suelo patrón que es geotécnicamente inapropiado como material de subrasante y en general como material de soporte para altas cargas y abrasión constante. Es por esta razón que urge la necesidad de estabilizar este suelo, que a este nivel de análisis ya se presenta como un material de subrasante inadecuado para la realización de una carretera.

5.1.3 Clasificación del suelo (SUCS – AASHTO)

Este análisis se realizó en base a dos distintas metodologías de clasificación de suelos, las cuales son las propuestas por AASHTO y SUCS.

La metodología AASHTO permite clasificar el suelo en función a su calidad como material de soporte de carretera. Para aplicar esta clasificación se evalúa las características del suelo en la carta de clasificación de los materiales de la subrasante de carreteras (ver Figura 48) y la carta de plasticidad para suelos en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7 (ver Figura 49). Asimismo, se agrega un parámetro denominado Índice de Grupo (IG) el cual se obtiene mediante la aplicación de la ecuación (11) que usa como parámetros el Porcentaje pasado por el tamiz N° 200 (F), el LL y el IP.

La metodología SUCS permite clasificar el suelo de forma general para comprender el tipo de material presente en la muestra, sea grava, arena, limo o arcilla, y notar su graduación o nivel de plasticidad de estas. Para aplicar esta clasificación se emplea el criterio de asignación de símbolos de grupo del SUCS en la Figura 51 y la carta de plasticidad de la Figura 52.

Tras la evaluación de la muestra de suelo patrón con las dos metodologías indicadas, se puede describir de forma precisa al suelo como una Arcilla arenosa de Baja Plasticidad. La simbología es la que se muestra a continuación:

- Clasificación SUCS: **CL**
- Clasificación AASHTO: **A-6 (8)**

Figura 62. Representación Gráfica del tipo de suelo presente en la calicata C-1 por AASHTO y SUCS.

Elaboración propia.

Acorde con la clasificación AASHTO el suelo estudiado corresponde al grupo A-6 tratándose de un suelo arcilloso, deficiente para un terreno a nivel de subrasante. Así mismo el índice de grupo o simplemente IG, en base a sus índices de consistencia y porcentaje de material pasante el tamiz N°200 del suelo, se definió como 8.

5.2 Resultados en la ejecución de los ensayos mecánicos de los componentes combinados

5.2.1 Ensayo de compactación Proctor Modificado (NTP 339.141 – ASTM D1557)

Este ensayo permite obtener los parámetros de Máxima Densidad Seca (MDS) y Óptimo Contenido de Humedad (OCH). Resulta fundamental conocer estas propiedades pues, en la construcción de una carretera, el grado de compactación del suelo refiere directamente en la durabilidad de la misma. Así también lo explica Badillo, J., & Rodríguez, R., (2011), la compactación de los suelos es un tratamiento mecánico que tiene como fin mejorar las propiedades mecánicas del suelo y reducir el impacto de la intemperie en su estructura.

Como se indicó en el capítulo 4.1, las combinaciones generales y parciales de material de suelo patrón y los componentes estabilizantes, como es la Cal y la CBCA, se indican en las siguientes páginas.

5.2.1.1 Muestra patrón

El ensayo de Proctor Modificado de la muestra patrón C-1 de suelo arcilloso tipo CL (SUCS) y A-6 (8) (AASHTO) dio como resultado lo siguiente:

Tabla 21

Resultados del Ensayo Proctor Modificado para la muestra patrón de arcilla.

Muestra	Óptimo Contenido	Máxima Densidad
	de Humedad (%)	Seca (g/cm ³)
C-1	21	1.34

Nota: Se identificaron los valores de máxima densidad seca (g/cm³) y óptimo contenido de humedad (%) solo para la muestra patrón de arcilla. Elaboración Propia.

5.2.1.2 Caso 1: Material estabilizador al 5%

Las combinaciones parciales aplicadas al 5% de material estabilizador contribuyeron a que el suelo presentara un incremento en su MDS y el OCH, siendo los resultados los siguientes:

Tabla 22

Resultados del Ensayo Proctor Modificado para el caso 1.

Muestra	Óptimo Contenido de Humedad (%)	Máxima Densidad Seca (g/cm ³)
100% Cal + 0% CBCA	20	1.95
75% Cal + 25% CBCA	20.1	2.191
50% Cal + 50% CBCA	19.8	2.073
0% Cal + 100% CBCA	18.4	1.604

Nota: Se identificaron los valores de máxima densidad seca (g/cm³) óptimo contenido de humedad (%) para cada caso combinatorio. Elaboración Propia.

5.2.1.3 Caso 2: Material estabilizador al 15%

Cuando el porcentaje de material estabilizador aplicado es del 15% respecto a la masa seca del suelo patrón, se obtiene una variación considerable en la MDS y OCH de la muestra, según se detalle en la siguiente tabla:

Tabla 23

Resultados del Ensayo de Próctor Modificado para el caso 2.

Muestra	Óptimo Contenido de Humedad (%)	Máxima Densidad Seca (g/cm ³)
100%Cal + 0%CBCA	19	2.01
75%Cal + 25%CBCA	20.1	2.201
50%Cal + 50%CBCA	19	2.101
0%Cal + 100%CBCA	17.3	1.681

Nota: Se identificaron los valores de máxima densidad seca (g/cm³) y óptimo contenido de humedad (%) para cada caso combinatorio. Elaboración Propia.

5.2.1.4 Caso 3: Material estabilizador al 25%

En este caso se aplicó un 25% de material estabilizador, simbolizando el máximo aceptable de material estabilizador aplicable a un suelo en tratamiento. Entonces, tras el ensayo de las combinaciones parciales se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 24

Resultados del Ensayo de Próctor Modificado para el caso 3.

Muestra	Óptimo Contenido de Humedad (%)	Máxima Densidad Seca (g/cm ³)
100%Cal + 0%CBCA	18	2.053
75%Cal + 25%CBCA	19.5	2.218
50%Cal + 50%CBCA	18.95	2.115
0%Cal + 100%CBCA	16.8	1.703

Nota: Se identificaron los valores de máxima densidad seca (g/cm³) y óptimo contenido de humedad (%) para cada caso combinatorio. Elaboración Propia.

5.2.2 Ensayo de Relación de Soporte de California CBR (ASTM D-1883 – AASHTO T-193 – MTC E 132-2000)

El ensayo de Relación de Soporte de California (CBR por sus siglas en inglés) es una prueba que mide la resistencia a la penetración del material en estudio en relación a la otorgada por una muestra de piedra triturada o grava que actúe como referencia (100% de CBR). Para realizar mencionado ensayo, se realizaron las mezclas de material acorde al Capítulo 4.1. El ensayo de CBR permite resaltar dos tipos de resultados, la relación de soporte y el porcentaje de expansión del suelo. El primer resultado se obtiene en dos condiciones de compactación, cuando el material está al 100% y 95% de su Máxima Densidad Seca (MDS) y Óptimo Contenido de Humedad (OCH) obtenida en el ensayo Proctor estándar o de energía modificada. El segundo resultado se obtiene previo a la penetración del material, el cual se midió a las 96 horas de inmersión con un peso de 4.54 kgf (10 lb), siendo este tiempo y peso los mínimos para la muestra cohesiva ensayada.

5.2.2.1 Muestra patrón

Se realizó el ensayo de CBR a la muestra patrón de suelo arcilloso tipo CL (SUCS) y A-6 (10) (AASHTO), obteniendo los resultados siguientes:

Tabla 25

Resultados del Ensayo de CBR para la muestra patrón de arcilla.

Muestra	CBR (%)	EXPANSIÓN (%)
C-1	3.7	5.9

Nota: Se indican el resultado de CBR al 95%MDS solo para la muestra patrón de arcilla. Elaboración Propia.

5.2.2.2 Caso 1: Material estabilizador al 5%

Los resultados de las distintas combinaciones parciales para el presente caso, mostraron un incremento sustancialmente alto del CBR respecto al otorgado por el material patrón. Así mismo el porcentaje de expansión del suelo se vio mermado tal y como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 26
Resultados del Ensayo de CBR para el caso 1.

Muestra	CBR (%)	EXPANSIÓN (%)
Patrón	3.7	5.9
100%Cal + 0%CBCA	7.5	4.7
75%Cal + 25%CBCA	8.1	3.2
50%Cal + 50%CBCA	7.8	4.9
0%Cal + 100%CBCA	5.5	3.9

Nota: Se identificaron los valores de CBR al 95%MDS para cada caso combinatorio. Elaboración Propia.

5.2.2.3 Caso 2: Material estabilizador al 15%

Cuando el porcentaje de material estabilizador fue de 15% respecto a la masa seca de la muestra de suelo se obtuvieron incrementos relativos del grado de CBR de la muestra y se redujeron, en algunos casos de forma sustancial, los porcentajes de expansión del material. A continuación, se muestran los resultados para el presente caso combinatorio.

Tabla 27
Resultados del Ensayo de CBR para el caso 2.

Muestra	CBR (%)	EXPANSIÓN (%)
Patrón	3.7	5.9
100%Cal + 0%CBCA	7.8	4.4
75%Cal + 25%CBCA	8.4	3.2
50%Cal + 50%CBCA	8.1	4.9
0%Cal + 100%CBCA	6.2	3.6

Nota: Se identificaron los valores de CBR al 95%MDS para cada caso combinatorio. Elaboración Propia.

5.2.2.4 Caso 3: Material estabilizador al 25%

En el caso 3, donde el material estabilizador utilizado fue del 25% respecto a la masa seca del suelo patrón, el CBR obtenido alcanzó los dos mayores resultados ante la aplicación de las dos combinaciones ya anotadas en los dos casos anteriores. Además, se obtuvo el mínimo porcentaje de expansión del suelo para el caso máximo aparente. A continuación, se muestran dichos resultados:

Tabla 28

Resultados del Ensayo de CBR para el caso 3.

Muestra	CBR (%)	EXPANSIÓN (%)
Patrón	3.7	5.9
100%Cal + 0%CBCA	8.2	4.1
75%Cal + 25%CBCA	8.7	2.9
50%Cal + 50%CBCA	8.5	4.7
0%Cal + 100%CBCA	7.3	3.2

Nota: Se identificaron los valores de CBR al 95%MDS para cada caso combinatorio. Elaboración Propia.

Elaboración propia.

6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Como se ha observado en los resultados obtenidos hasta el momento, tanto Próctor Modificado como el de CBR, los valores de cada caso combinatorio y combinación parcial resultan complicados de analizar y dar a entender un resultado objetivo a partir de ellos tal cual están presentados. Esta situación es entendible pues la data generada tiene dos variables (Cal y CBCA) que además fueron combinadas en dos dimensiones, una de ellas perteneciente a la otra (parcial y general). Dicha metodología, a primera vista complicada, se implementó con el fin reducir la incertidumbre en la búsqueda de la combinación óptima de las dos variables presentadas, realizando un barrido detallado de las proporciones de material estabilizador aplicable al suelo natural, partiendo del 5% (mínimo) al 25% (máximo) de material estabilizador respecto a la masa seca del suelo. Es entonces que la propia metodología sugiere la aplicación de herramientas de análisis gráfica y didáctica, que haga comprensible la variación de los resultados en cada ensayo. Para resolver dicho dilema se implementó el *Diagrama de Líneas*, que permite analizar la variación de las combinaciones parciales obtenidas en función a su caso combinatorio para los ensayos Próctor Modificado y CBR; siendo este último valor el de mayor relevancia pues definirá la aprobación o rechazo de la muestra ensayada como subrasante de carretera. Del mismo modo, para visualizar la variación exclusiva entre casos combinatorios en función a los valores obtenidos en sus combinaciones parciales se hizo empleo del *Gráfico de Barras*; siendo esta herramienta la idónea para ubicar el caso combinatorio de mayor relevancia, en materia de eficiencia. De esta manera se obtendrá el caso combinatorio óptimo y las combinaciones parciales de mayor relevancia de Cal y CBCA para la estabilización de la subrasante de carretera en estudio.

Una vez culminada esta fase de análisis, se debe hacer la siguiente reflexión: ¿La combinación parcial máxima del caso combinatorio óptimo es realmente la proporción óptima?

6.1 Efectos en las características de compactación del suelo

Como se tiene entendido por la bibliografía presentada, las características de compactación refieren directamente a la Máxima Densidad Seca (MDS) del suelo, pues este valor denota el grado de compactación que poseerá el mismo una vez se hidrate y apisone adecuadamente a su Óptimo Contenido de Humedad (OCH).

Antes de empezar, se tiene que mencionar que a este nivel de análisis aun no es posible determinar una proporción óptima en relación a la resistencia del suelo, pues eso lo define el ensayo de CBR, sin embargo, es importante anotar el comportamiento de la MDS del suelo ante la aplicación de los componentes estabilizadores, pues esta refiere directamente a la resistencia que poseerá el mismo.

6.1.1 Óptimo Contenido de Humedad (OCH)

Al observar el diagrama de líneas de la variación del OCH de cada muestra ensayada de la Figura 63, se puede resaltar el descenso de los porcentajes de agua a medida que se aplica un mayor porcentaje de material estabilizador, siendo mayor cuando se aplica la CBCA al 100%. Según Badillo, J., & Rodríguez, R. (2011), el descenso del OCH implica un incremento en la MDS del material siempre y cuando el material de aporte no permita que el OCH descienda de forma exagerada, pues referiría a un material granular de baja densidad y por tal bajo grado de compactación máxima.

Aunque la Cal al 100% aporta a la reducción del OCH de un 21% inicial a un mínimo del 18% para el caso 3, la CBCA obtiene un decremento mayor, reduciendo el OCH a un 16.8%. Esta reducción, a primera instancia se puede deducir del impacto de la CBCA en la estructuración del material y su interacción con la sílice de la arcilla, reduciendo el contenido de vacíos, aumentando la densidad del suelo y por tal, reduciendo el OCH del material ensayado. Sin embargo, como ya se mencionó, disminuir demasiado el OCH conlleva a la mitigación de la compactación del suelo, y al ser la ceniza un material de baja densidad y con diámetro de partícula superior al de la arcilla, sin la aplicación de un porcentaje extra de CaO que permita una reacción puzolánica eficiente, la MDS del material se verá reducida. Tal motivo explicaría como la cal en sociedad con la CBCA en proporciones de 75/25 y 50/50 obtuvieron reducciones menores de OCH, sin embargo, mayores valores de MDS.

Figura 63. Diagrama de líneas de la variación del OCH del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.

Elaboración propia.

6.1.2 Máxima Densidad Seca (MDS)

En el diagrama de líneas que presenta la variación de la máxima densidad seca (ver Figura 69) se observa que la MDS de la muestra patrón es de 1.34 g/cm³, siendo este valor muy pobre para lo que se espera de una subrasante de carretera. Así mismo, resulta evidente inferir que todos los resultados obtenidos superan de forma consistente la MDS patrón en todos los casos combinatorios propuestos.

Como se describió en el capítulo 4.3, la *línea base* es la representada por la combinación parcial de uso exclusivo de Cal (100% Cal + 0% CBCA). Esta combinación permitió incrementar la MDS patrón en un 45.52%, 50.0% y 53.21% para los casos 1, 2 y 3 respectivamente, siendo el mínimo valor de 1.95 g/cm³ y el máximo de 2.053 g/cm³, demostrando una alta efectividad como material de aporte.

Ante el aporte de 25% de CBCA en la mezcla (75% Cal + 25% CBCA) se logró obtener la mayor gráfica de mejoramiento de MDS, permitiendo el aumento del grado de compactación patrón en un 63.51%, 64.25% y 65.52% para los casos 1, 2 y 3 respectivamente, siendo el

mínimo valor de 2.191 g/cm³ y el máximo de 2.218 g/cm³. Si bien el incremento fue sustancialmente alto, para determinar el verdadero aporte de la CBCA se lo debe comparar con la *línea base*. Es así que la ceniza a cambio de reducir la incidencia de Cal en un 25%, permite incrementar la MDS del material sobre la *línea base* en un 12.36%, 9.50% y 8.04% para los casos 1, 2 y 3 respectivamente

Ante el aporte de 50% de CBCA en la mezcla (50% Cal + 50% CBCA) se obtuvo un mejoramiento de la *línea base* en un 6.31%, 7.74% y 8.46% para los casos 1, 2 y 3 respectivamente, demostrando ser superior al empleo exclusivo de la Cal reduciendo su incidencia a la mitad. Así mismo demostró mejorar el valor de MDS del material en 19.70%, 25.45% y 27.0% para los casos 1, 2 y 3 respectivamente, siendo el valor mínimo de 2.073 g/cm³ y el máximo de 2.115 g/cm³. Estos resultados presentan a esta combinación como la segunda en orden de grado de mejoramiento, superando, junto a la mezcla de 75% Cal y 25% CBCA, a la Cal al 100%.

En el caso del 100% de aporte de CBCA en el suelo, se puede observar una leve mejora de la MDS del suelo patrón, siendo el incremento de apenas 19.70%, 25.45% y 27.09% para los casos 1, 2 y 3 respectivamente. Estos resultados son muy inferiores a los obtenidos por los dos anteriores porcentajes de aporte de ceniza. Además, la ceniza como componente estabilizador único no logró superar la *línea base* en ninguno de los tres casos combinatorios, permitiendo demostrar que el la CBCA no realiza un aporte considerable si es aplicado de forma aislada en el suelo.

Otra explicación que refiera a este mejoramiento sustancial del grado de compactación tras la interacción Suelo-Cal-CBCA se puede deber a la tensión por la succión de los poros dentro de la mezcla, de modo que los espacios se ven más reducidos produciendo el fenómeno de adherencia entre las partículas a causa de las presiones negativas o fuerzas capilares, también conocidas como cohesión aparente y que provocarían este reacomodo de partículas y la floculación del material ensayado (Suarez, J., 2009).

Figura 64. Diagrama de líneas de la variación de la MDS del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.

Elaboración propia

En resumen, en esta etapa de análisis, las combinaciones parciales de 75% de Cal + 25% de CBCA y de 50% de cal + 50% de CBCA, se muestran como las mezclas de mayor impacto para el mejoramiento de la resistencia del suelo, siendo el caso de mayor incremento relativo el 1 y de mayor incremento absoluto el 3.

6.2 Efectos en el CBR y la expansibilidad del material

Como se ha venido explicando a lo largo de la investigación, el CBR es el ensayo de mayor importancia en lo que a estabilización de suelos de subrasante refiere, pues permite determinar la capacidad de resistencia a la penetración de la muestra y así clasificarla como apta o insuficiente para ser empelada como material de soporte de una carretera con o sin pavimento. Es así que este ensayo permite rescatar dos resultados, la relación de soporte y el porcentaje de expansión del material. El primer dato de salida del ensayo permite clasificar el suelo en función a su nivel de semejanza a una muestra granular de referencia; mientras el segundo dato permite conocer, más allá del grado de resistencia mecánica del suelo, el comportamiento del mismo tras su interacción con el agua.

6.2.1 Porcentaje de Expansión del Suelo

Para comenzar se anotará el comportamiento del material respecto a su porcentaje de expansión, la cual se puede apreciar en el diagrama de líneas de la Figura 65.

En general todas las combinaciones parciales lograron reducir el grado de expansión del suelo en todos los casos combinatorios, siendo el de mayor efectividad el de CBCA al 25%, seguido del de CBCA al 100%, superando al de la Cal al 100% (Línea Base) y por último el de CBCA al 50%. Además, es posible apreciar que existe un solo descenso abrupto del grado de expansión del suelo (caso 1 al 5% de material estabilizador), debiéndose este comportamiento al corto periodo de reacción de los aditivos químicos con el suelo durante las 96 horas de inmersión del material, entendiéndose que a más volumen de aditivo se requerirá más tiempo para su reacción máxima.

Respecto a lo anteriormente señalado, se puede inferir que en la interacción Suelo-Cal-CBCA predominarían los enlaces secundarios, porque se obtiene una reducción del porcentaje de expansión para cualquier caso combinatorio; debido a que, mientras más enlaces se genere, el espacio entre partículas será menor. En contraste, si en la reacción predominarán las cargas negativas o enlaces primarios, las partículas se repelerían unas a otras, aumentando el espacio entre partículas y por tal la expansión del material (Sowers, George B., 1972).

Figura 65. Diagrama de líneas de la variación del Procentaje de Expansión del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.

Elaboración propia

6.2.2 Porcentaje de CBR

Se tiene entendido por el MTC (2014) que una Subrasante con el CBR menor al 6% no debe utilizarse como soporte de una carretera, debido a su susceptibilidad a deformarse o erosionarse. En este contexto, la muestra patrón, de 3.7% de CBR (ver Figura 66), no estaría calificada para emplearse en una carretera por ser muy inconsistente y poseer una capacidad de soporte muy inferior a la mínima recomendable por el MTC. De forma precisa, la muestra patrón se puede clasificar como una *Subrasante Pobre*, ya que el CBR del suelo se encuentra entre el 3% y el 6% (ver Tabla 6).

Esta condición subestándar del suelo patrón se debe a las propias características del mismo, los cuales se detallaron en el capítulo 5.1. La gran cantidad de finos cohesivos en la muestra patrón permitió esta deficiencia mecánica, alrededor del 66.6% de material pasante del tamiz N° 200, que tras obtener su límite líquido (LL) e índice plástico (IP), se la pudo identificar como una Arcilla Inorgánica de Baja Plasticidad (CL) según SUCS y un tipo A-6 con índice de grupo 8 según AASHTO; por tal categorizada como un suelo muy deficiente para su utilización como material de carretera. Así mismo, usando los parámetros adimensionales

de consistencia del suelo (IL, IC y Cc), se pudo clasificar su comportamiento, el cual tuvo como resultado parcial, un suelo *Plástico Blando Medianamente Compresible*; una conclusión primaria muy acertada, pues esta condición es la que propició que el suelo presente una resistencia a la penetración muy baja del orden del 3.7% de CBR. De forma preliminar se puede entonces afirmar que la necesidad de estabilizar el suelo en estudio está justificada y se reafirma la necesidad de realizar dicho mejoramiento para la conformación de una carretera en el tramo donde fue recogida la muestra.

Como ya se ha referido anteriormente, el MTC (2014) indica que una subrasante con un CBR que oscile entre el 6% y 10% recibe la categorización de *Subrasante Regular* (ver Tabla 6), logrando así la autorización para ser empleada como soporte de carretera dentro de los parámetros de calidad y seguridad vial exigidas para este tipo de construcciones civiles. Si bien es cierto, existen más categorías de subrasante, como *Buena*, *Muy Buena* y *Excelente* para determinados rangos de CBR (ver Tabla 6), los resultados no comprenden estas categorías por el amplio margen de mejora que implicaría pasar de un suelo con un CBR muy bajo de 3.7% a uno de 20% con el uso de CBCA y Cal, donde la mejora tendría que significar un orden del 540.54%, como se alcanzaría al ejecutar ensayos de CBR en condiciones especiales (suelo no saturado, etc.), donde la reacción de la sílice de la CBCA y la cal del suelo es más efectiva cuando la humedad relativa no supera la brecha de saturación (Yadav, et. al, 2017). Lo cual significaría un análisis desacertado para su aplicación in situ. En este sentido, la realidad meteorológica de la selva peruana, donde el suelo natural se encuentra gran parte del año en estado saturado y semisaturado debido a la alta tasa de precipitación pluvial anual, condiciona a la investigación con la aplicación de ensayos de CBR con estado saturado, acorde a las consideraciones del manual MTC-E-132, donde el material a ensayar se satura sumergiéndolo en agua por (04) días (MTC, 2014). Es así que, para facilitar el análisis de los resultados, se considerará a la ordenada del 6% de CBR como la *Brecha mínima de CBR* para una subrasante de carretera (ver Figura 66).

En el diagrama de líneas de la variación del porcentaje de CBR del material (ver Figura 66), resalta el hecho de que todos los casos y combinaciones parciales superaron la *Brecha mínima de CBR*, para considerarse aptas como material de soporte de caminos vehiculares, a excepción de la combinación parcial de CBCA al 100% para el caso 1, el cual consiguió incrementar el CBR patrón (*Subrasante Pobre*) de 3.7% a apenas 5.5%. De forma paralela se observa que las fluctuaciones en los resultados tienen una notable afinidad a la resaltada

en el diagrama de líneas de la variación de la MDS en el ensayo Proctor Modificado (ver Figura 64). Esta similitud en la variabilidad de los resultados no debe considerarse como una relación singular, ya que diversos autores anotan esta correlación como resultado de la vinculación del ensayo de compactación con el de CBR, siendo este último mucho más complejo que el anterior. Entonces, para llegar a una conclusión mucho más precisa, evitando repetir de forma análoga el análisis practicado en la variación de la MDS, se aplicarán dos gráficos más para medir el incremento relativo de CBR por caso combinatorio y el aporte de la CBCA en el mejoramiento del CBR sobre el ejercido por la Cal al 100%, denominado como Línea Base.

Figura 66. Diagrama de líneas de la variación del CBR del material por combinación parcial en función cada caso combinatorio.

Elaboración propia

6.2.2.1 Incremento relativo de CBR y Aporte de la CBCA

El incremento Relativo de CBR hace referencia a lo practicado en el ensayo Proctor Modificado para la MDS, relacionando el resultado generado en un caso combinatorio con el anterior caso inmediato o, en su defecto, con el origen (patrón). Esto con el fin de

reconocer en qué caso se genera el mayor incremento de CBR y, si superaran la *Brecha mínima de CBR* (62.16% de incremento relativo al CBR patrón), identificarla como la de óptimos resultados y eficiente proporción de material estabilizador. Para este análisis se hará empleo de un gráfico de barras para facilitar la comprensión al lector (ver Figura 67).

Para empezar, abordemos el caso combinatorio 1 (al 5% de material estabilizador). En este caso, el incremento relativo está referenciado directamente al CBR patrón (3.7%) por ser el primer grupo de combinaciones parciales. A partir del gráfico de variaciones (ver Figura 67) se percibe que todas las combinaciones parciales, a excepción de la de CBCA al 100%, superaron ampliamente la *Brecha mínima de CBR*, logrando recategorizar la subrasante a *Regular*. Los valores máximos de CBR obtenidos fueron de 8.1%, 7.8% y 7.5% para las proporciones de Cal y CBCA de 75/25, 50/50 y 100/0 respectivamente; valores altos de CBR en comparación el otorgado por la muestra patrón de apenas 3.7% de CBR (ver Figura 66 y Figura 67).

En esta etapa se define que la CBCA al 100% no resulta eficaz pues no logró superar la *Brecha mínima de CBR* ni la *Línea Base*, siendo su incremento relativo de 48.6% y aporte de CBR de -26.7%, llegando a 5.5% de CBR (ver Figura 67 y Figura 68). Sin embargo, los dos casos máximos que lograron incrementar el CBR patrón en un 118.9% (75% Cal + 25% CBCA) y 110.8% (50% Cal + 50% CBCA) superaron la *Línea Base* de Cal al 100%, evidenciando un aporte real de la CBCA en un 8% y 4% respectivamente por la reducción de la incidencia de Cal en un 25% y 50% (ver Figura 68).

Para el segundo caso combinatorio (15% de material estabilizador), todos los valores de CBR incrementaron respecto al caso anterior. Sin embargo, dicho “incremento” no resultó ser de la misma magnitud que el caso 1, siendo mucho menor de lo esperado para un porcentaje de material estabilizador 3 veces mayor al anterior (ver Figura 67). En el caso combinatorio 1 se obtuvieron aumentos relativos de CBR de 48.6% (mínimo) y 118.9% (máximo). En contraste, el caso combinatorio 2 logró aumentar 3.8% (mínimo) y 12.7% (máximo), siendo este máximo incremento otorgado por la CBCA al 100% (la combinación parcial menos eficaz del anterior caso). Si bien es cierto que el aporte de La CBCA es mayor que el caso anterior, su reducido incremento relativo la inadecua como un caso combinatorio eficiente.

Para el tercer y último caso combinatorio (25% de material estabilizador), el esquema incremental se repite en base a lo recolectado en el caso anterior, siendo el aumento relativo máximo de 3.6% (mínimo) y 17.7% (máximo), siendo este máximo incremento nuevamente otorgado por la CBCA al 100% (la combinación parcial menos eficaz del caso 1). De igual forma al caso combinatorio 2, sin la necesidad de visualizar el aporte de la CBCA, el presente esquema combinatorio no se muestra como eficiente por su reducido incremento relativo ante un volumen de material estabilizador 5 veces mayor al primer caso y 1.67 veces mayor al segundo caso.

En síntesis, el caso combinatorio de eficientes resultados fue otorgado por la aplicación de un 5% de material estabilizador respecto a la masa seca del suelo natural (caso 1). El cual logró los mayores incrementos eficaces de CBR, superando ampliamente al Brecha mínima de CBR de 6% (logrando estabilizar el suelo categorizándola como una *Subrasante Regular*) y evidenciando un aporte real de CBCA respecto a la otorgada por la Línea Base de Cal al 100%. Estas combinaciones máximas fueron el 75% de Cal + 25% de CBCA (CBR = 8.1%) y el 50% de Cal + 50% de CBCA (CBR = 7.8%).

Figura 67. Incremento de CBR relativos al caso combinatorio predecesor: Caso 1 respecto al Patrón (1 / 0), caso 2 relativo al caso 1 (2 / 1) y caso 3 relativo al caso 2 (3 / 2).

Elaboración propia.

Figura 68. Aporte de la CBCA en función al incremento de CBR de las combinaciones parciales de CBCA al 25%, 50% y 100% respecto a la otorgada por la Cal al 100% (Línea Base).

Elaboración propia.

En esta etapa de análisis ya se ha logrado comprender fácticamente como ha variado el CBR en función a las combinaciones involucradas y se ha obtenido el caso combinatorio y combinaciones parciales de mayor eficiencia lógica. No obstante, resulta importante detallar además el comportamiento que genera este aumento del CBR ante la adición de los componentes estabilizadores (Cal y CBCA), para así entender de forma técnica la naturaleza físico-químicas de estos cambios.

Para empezar, la Cal es un material que genera reacciones químico puzolánicas en adición a la arcilla; así mismo, al mezclarla con cenizas volantes, como es el caso de la CBCA recolectada del ingenio azucarero AIPSA, son capaces de generar características cementosas en su composición y así incrementar la resistencia a la penetración del suelo tratado (Badillo, J., & Rodríguez, R., 2011). En este sentido se puede entender el incremento del CBR de los ensayos realizados por el aporte de la CBCA como material puzolánico en estado natural en

aporte un porcentaje de CaO extra (Cal), los cuales al hidratarse intensifican el intercambio catiónico y floculación-aglomeración del Ca(OH)_2 con el SiO_2 y Al_2O_3 de la arcilla, para formar los llamados Hidrosilicatos de Calcio (H-S-C). Estos últimos, se caracterizan por los poros y formaciones en su capa, causados por el incremento de energía de la reacción. Dicha reacción, que da origen a estos compuestos, inicia con el ion Calcio. El cual incrementa la solubilidad de la Sílice a causa del aumento de pH. A base de esto, se forma un precipitado gelatinoso, representado como una membrana de hidrosilicato de calcio hidratado, que, a consecuencia del aumento de presión, estalla. Finalmente, bajo el concepto de la presión osmótica la membrana da lugar a formaciones tubulares radiando el grano de sílice y posibilitando la formación de partículas de mayor diámetro que posibilitan la reducción del límite líquido (LL) y por tal la interacción friccionante de las partículas; incrementando la resistencia a la penetración del material simbolizado en el aumento del CBR (James, J., & Subba, M. 1986).

7 ANÁLISIS ECONÓMICO

Como se detalló a la culminación del capítulo anterior, el análisis comparativo de resultados permitió inferir en el comportamiento del material ante la aplicación de la Cal y la CBCA, demostrando la efectividad del método cuando se proporciona un 5% de material estabilizador respecto a la masa seca del suelo natural mediante las combinaciones parciales de 75% de Cal + 25% de CBCA (CBR = 8.1%) y el 50% de Cal + 50% de CBCA (CBR = 7.8%). Resulta evidente comprender que la combinación máxima es la de 75% de Cal + 25% de CBCA. Sin embargo, al principio de dicho capítulo se acotó reflexionar al lector sobre la idoneidad de la combinación máxima como la óptima, debido que podría inferir a un exceso empleo de Cal, la cual tiene evidentemente mayor costo que la CBCA. Entonces, para responder a la pregunta propuesta es necesario ejecutar un último análisis económico de implementación para cada combinación parcial y referente a cada caso combinatorio.

Para empezar, es necesario identificar los costos de adquisición de cada material estabilizador. Es así que se identificó el precio de CBCA mediante el contacto directo con el ingenio azucarero productor de la ceniza, siendo de S/0.05 (Inc. IGV) por kg de ceniza volátil en estado seco. Este precio difiere de otros ingenios, donde el costo es prácticamente nulo, por el hecho de que este material tiene un valor intrínseco para la empresa, ya que se emplea comúnmente en la fertilización de áreas de cultivo, reduciendo sus gastos en abonos orgánicos. Así mismo, el precio de la Cal se obtuvo en referencia a la cotizada en el mercado nacional, siendo el precio de alrededor de S/0.49 (Inc. IGV) por kg de material. La siguiente tabla resume los costos por componente estabilizador.

Tabla 29

Precio de componentes estabilizadores por kg (Inc. IGV).

Estabilizante	Precio (S/) por kg.
Cal	0.49
CBCA	0.05

Nota: El precio de la CBCA fue obtenido previa consulta con el Gerente de Planta del ingenio azucarero AIPSA y el precio de la cal se determinó tras identificar los catálogos de distintos proveedores nacionales en la ciudad de Lima, Perú. Elaboración Propia.

Para fines prácticos, el análisis se hará en referencia a 1 m³ de subrasante mejorada, siendo el peso de cada combinación parcial la obtenida al 95% de su máxima densidad seca (ver

Tabla 30). Esto con el fin de adecuar las condiciones del material a las que se presentarían en campo y referenciar un costo aproximado al volumen real de la subrasante.

Tabla 30

Peso de cada combinación parcial al 95% de su MDS

CASO	Porcentaje De Material Estabilizador (%)	100% Cal	75% Cal	50% Cal	0% Cal
		0% CBCA (kgf/m3)	25% CBCA (kgf/m3)	50% CBCA (kgf/m3)	100% CBCA (kgf/m3)
0	0	1852.50	2081.45	1969.35	1523.80
1	5	1909.50	2090.95	1995.95	1596.95
2	15	1950.35	2107.10	2009.25	1617.85
3	25	1852.50	2081.45	1969.35	1523.80

Nota: Los pesos por m3 se determinaron para el 95% de la MDS, datos determinados en el Ensayo Próctor Modificado para cada combinación parcial. Elaboración Propia.

A continuación, se presentan los precios de cada combinación parcial y caso combinatorio para 1 m3 de subrasante mejorada al 95% de su MDS. Considerar en los siguientes precios la inclusión del IGV (18%) según la Tabla 33.

Tabla 31

Costo de las combinaciones parciales estudiadas por m3 de subrasante mejorada (Inc. IGV).

CASO	Porcentaje De Material Estabilizador (%)	100% Cal	75% Cal	50% Cal	0% Cal
		0% CBCA (S/ por m3)	25% CBCA (S/ por m3)	50% CBCA (S/ por m3)	100% CBCA (S/ por m3)
1	5	47.78	41.63	27.99	4.01
2	15	147.74	125.46	85.09	12.61
3	25	251.49	210.71	142.76	21.29

Nota: Los precios por m3 se determinaron con el precio de la Cal y la CBCA de la Tabla 33 para cada m3 de subrasante estabilizada compactada a su Máxima Densidad Seca (MDS). Elaboración Propia.

Para visualizar adecuadamente la variación de costos, se hace uso de un gráfico de líneas en las que detallamos los costos por de cada combinación parcial por caso combinatorio, agregando unas barras de incremento volumétrico al varias de porcentaje de material estabilizador (ver Figura 69). En el gráfico se identifican los costos de la combinación parcial 75% de Cal + 25% de CBCA, de S/ 39.55 por kg, y la de 50% de Cal + 50% de CBCA de S/26.59. Haciendo una comparación entre ambos costos, se infiere que la combinación de 25% de CBCA tiene un costo 49% mayor que la de 50% de CBCA, debido principalmente a la alta incidencia de Cal (75%) en la combinación parcial inicial. Si visualizamos la variación de CBR obtenido en ambos, la combinación de 25% de CBCA tiene apenas un 3.85% más de resistencia a la penetración que la de 50% de ceniza (ver Figura 66). Entonces, utilizando este análisis, se puede concluir que el beneficio económico de la combinación parcial equitativa de Cal y CBCA (50/50) es mucho mayor que la ventaja en CBR aportada por la combinación de 25% de CBCA.

Figura 69. Gráfico comparativo de los costos de cada combinación parcial por m3 de subrasante mejorada (Inc. IGV).

Elaboración Propia.

Como se ha podido observar, la segunda combinación parcial en orden de mejoramiento de CBR, resultó la óptima en materia económica, puesto que reduce la incidencia de Cal en un 50%, siendo esta ventaja realmente alta en la evaluación de los costos de implementación. Además, si hiciéramos un análisis global, se puede observar que los costos incrementan de forma abrupta a medida que se aumenta el volumen de los materiales estabilizadores, siendo los casos de mayor costo, evidentemente, los de 15% y 25% respecto a la masa seca del suelo natural, ratificando categóricamente la viabilidad práctica y económica del caso 1 de experimentación.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

- El suelo natural del tramo de estudio fue identificado como una arcilla arenosa de baja plasticidad (CL o A-6) con un índice de grupo igual a 8. Así mismo, debido a que el mismo posee un porcentaje de CBR de 3.7%, no se la puede considerar como soporte apto para una carretera (inferior al 6% mínimo que dispone el MTC para ser empleado como una subrasante regular). En este sentido, se reafirma la necesidad de su estabilización.
- Las distintas combinaciones de Suelo-Cal y Suelo-CBCA mostraron resultados poco relevantes en contraste al uso combinado de estos materiales. Esto debido a que la CBCA y la Cal, al hidratarse y acentuar el nivel de Ca(OH)_2 en el compuesto, intensifican el intercambio catiónico y la floculación-aglomeración del compuesto con el SiO_2 y el Al_2O_3 presentes en el suelo arcilloso, propiciando la formación de partículas de arcillas más grandes que permiten la reducción del LL; lo cual propicia la interacción friccionante de las partículas y por tal el incremento de la resistencia del suelo.
- El análisis sobre la variabilidad de resultados del ensayo de CBR, demuestra que el incremento de mayor eficiencia se suscita con la aplicación del 5% de material estabilizador respecto a la masa seca del suelo natural, superando ampliamente al Brecha mínima de CBR del 6%. En contraste, a medida que se aplica más cal y CBCA, el incremento de CBR se aminora, debido principalmente a la reducción excesiva del material arcilloso por el casi reemplazo de este ante las amplias dosificaciones del material estabilizador.
- Los resultados sobre la expansibilidad del suelo demuestran que la CBCA, en acción exclusiva o en sociedad con la cal, logra mitigar efectivamente el carácter expansivo del suelo arcilloso natural, presentando un descenso continuo para cada caso

combinatorio hasta alcanzar un mínimo de 2.9% cuando la relación suelo-ceniza llega a 4:1.

- En el análisis económico sobre la implementación del método de estabilización propuesto se evidenció el incremento abrupto de los costos a medida que la incidencia de la Cal también la hacía. Esto debido a que el costo de la Cal resulta 9.8 veces mayor que la CBCA, aumentando así los costos de adquisición. Es así que se clasificó a la combinación parcial de 50% de Cal + 50% de CBCA como la de eficientes resultados económicos, pues mantuvo un costo 49% menor que su par de 75% de Cal + 25% de CBCA; ambos considerados las máximas combinaciones para el caso combinatorio óptimo (5% de material estabilizador) en la etapa de análisis comparativo de resultados. Cabe recalcar que, debido al incremento volumétrico de materiales, se ratificó la inviabilidad económica de los casos 2 y 3 por sus elevados costos de implementación.
- El mejoramiento óptimo del grado de CBR de la muestra patrón de arcilla, en materia de eficiencia técnico-económica, se obtiene con la dosificación 50:50 de Cal y CBCA para un 5% de material estabilizador respecto a la masa seca del suelo natural (ver Figura 57 y Figura 66). En otro términos, el uso de 2.5% de Cal + 2.5% de CBCA respecto a la masa seca de la arcilla propiciará los resultados óptimos de mejora en la resistencia del suelo; debido a que esta dosificación propicia el incremento de la máxima densidad seca (MDS) de 1.34 g/cm³ a 2.034 g/cm³, reduciendo el porcentaje de expansión de 5.9% a 4.9% y aumentando el CBR de 3.7% a 7.8%; recategorizando el material, tras la superación de la *Brecha mínima de CBR* de 6%, a una subrasante del tipo *Regular*; logrando así la autorización para ser empleada como soporte de carretera dentro de los parámetros de calidad y seguridad vial exigidas por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú para este tipo de construcciones civiles.

8.2 Recomendaciones

- La literatura evidencia que valoración de los distintos tipos de desechos industriales viene en aumento, por lo que se hace necesario realizar más investigaciones que realcen su efectividad práctica y económica como material de aporte en la construcción civil. Siendo esto, una propuesta viable para la disposición del gran volumen de desechos industriales que se producen en el país cada año, en beneficio de la sociedad y medio ambiente.
- Para entender mejor la naturaleza del fenómeno físico-químico de una reacción puzolánica y comprender íntegramente el comportamiento de la Cal y la CBCA (o cualquier tipo de ceniza volante) tras su interacción con una muestra arcillosa de suelo, resulta necesario producir imágenes que demuestren fácticamente la formación de partículas nuevas en el suelo mejorado, solo posible con un Microscopio Electrónico de Barrido (SEM por sus siglas en inglés), dependiendo del nivel de análisis que se desee realizar.
- En los ensayos mecánicos de importancia, como es el caso del CBR, se realizaron con tiempo de curado de mezcla (suelo, cal y CBCA) de 4 días por razones prácticas para su saturación efectiva. Por tal razón se recomienda realizar los trabajos de experimentación con tiempo de curado mayor, de 7 a 14 días, para obtener resultados menor dispersos y evidenciar claramente la variabilidad de los resultados a diferentes combinaciones.
- Las propiedades de la Ceniza de Caña de Azúcar pueden ser modificadas e incluso potenciadas con otros componentes distintos a la Cal, denominados como *activadores*, que son componentes químicos en su gran mayoría. Es así que un segundo estudio interesante que se podría realizar sería la de evaluar los resultados la CBCA como un estabilizante activado, y compararlo con los resultados actuales obtenidos para determinar su viabilidad.

9 REFERENCIAS

- Agroindustrial Paramonga (2018). “Empresa”. Recuperado de http://www.agroparamonga.com/quienes_somos.php?id=Empresa#.W-JUeZnKhPY [Consultado: 21 de Setiembre de 2018].
- Asocaña, “El sector azucarero colombiano más que azúcar, una fuente de energía renovable”, junio 2016 [en línea]. Disponible en: <http://www.asocana.org/modules/documentos/10392.aspx>
- Asocaña, “Aspectos generales del sector azucarero 2013-2014”, Asocaña, Cali, Colombia, Informe anual 2014 [en línea]. Disponible en: <http://www.asocana.org/modules/documentos/10572.aspx>
- ASTM International. (2006). ASTM D422-63 Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. Recuperado de <https://doi.org/10.1520/D0422-63R07E02>
- ASTM International. (2012). ASTM D698-12 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)). Recuperado de <https://doi.org/10.1520/D0698-12E02>
- ASTM International. (2016). ASTM D1883-16 Standard test method for california bearing ratio (cbr) of laboratory-compacted soils. Recuperado de <https://doi.org/10.1520/D1883-16>
- ASTM International. (2016). ASTM C618-19 Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete. Recuperado de <https://doi.org/10.1520/C0618-19>.
- ASTM International. (2017). ASTM D4318-17 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. Recuperado de <https://doi.org/10.1520/D4318-17E01>
- ASTM International. (2019). ASTM D2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. Recuperado de <https://doi.org/10.1520/D2216-19>

- Badillo, J., & Rodríguez, R. (2011). *Mecánica de Suelos. Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México, D.F.: Editorial Limusa.
- Balakrishnan, M., & Batra, V. (2011). Valorization of solid waste in sugar factories with possible applications in India: a review. *Journal of Environmental Management*, (92), 2886–2891.
- Bauzá., J. (2003). *Mezclas con cemento en las infraestructuras del transporte*. [Presentación para INTEVÍA]. Recuperado de <http://www.elabora.es/index.php/divulgacion/item/56-estabilizacion-de-suelos-con-cal> [Consulta: 25 de mayo de 2019].
- Behak, L., & Peres, W. (2008). Caracterización de un material compuesto por suelo arenoso, ceniza de cáscara de arroz y cal potencialmente útil para su uso en pavimentación. *Revista ingeniería de construcción*, 23, 34-41.
- Betancourt S., Martinera J., Middendorf V., Rubio A., Martínez L., López I y López R . (2010) Propiedades puzolánicas de desechos de la industria azucarera (primera parte). *Materiales de Construcción*, 50, pp. 71-78.
- Castro, A. (2017). Estabilización de suelos arcillosos con ceniza de cascara de arroz para el mejoramiento de subrasante (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Comisión de Reglamentos Técnicos y Comerciales, (1999). Norma Técnica Peruana NTP 393.141. INDECOPI.
- Constructora Trazos. (24 de agosto de 2016). Industrialización: Método de obtención de azúcar a través de la caña [Entrada en Blog]. Recuperado de <http://constructoratrazos.blogspot.com/2016/03/industrializacion.html> [Consulta: 26 de setiembre de 2018].
- Cordeiro, G., Toledo, R., Tavares L. & Rego E. (2008). Ultrafine Grinding of Sugar Cane Bagasse ash for Application as Pozzolanic Admixture in Concrete. *Cement and concrete research*, (39), 110-115.

- Coudert, E., Paris, M., Dennele, D., Russo, G., Tarantino, A. (2019) Use of alkali activated high-calcium fly ash binder for kaolin clay soil stabilisation: Physicochemical evolution. *Construction and Building Materials*, 201, pp: 539-552.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México, D.F.: Cengage Learning Editores.
- Dang, L., Fatahi, B., Hasan, H., Khabbaz, H., & Terzaghi, S. (2016). Remediation of Expansive Soils Using Agricultural Waste Bagasse Ash. *Procedia Engineering*, 143, 1368-1375.
- Duque, G., & Escobar, C. (2017). *Geotecnia para el trópico andino*. Universidad Nacional de Colombia. Manizales, Colombia.
- Farahani, H., Bayazidi S. (2017). Modeling the assessment of socio-economical and environmental impacts of sand mining on local communities: A case study of Villages Tatao River Bank in North-western part of Iran. 55, 87-95.
- Furlan, A, P., Razakamanantsoa, A., Ranaivomanana, H., Levacher, D. Katsumi., T. (2018). Shear strength performance of marine sediments stabilized using cement, lime and fly ash. *Construction and Building Materials*, 184, pp: 454-463.
- García, J., Hidalgo, A., Alonso, M., Luxán, M., Fernandez, L. (2010). Caracterización De Residuos Procedentes De Los Procesos De Combustión De Biomasa. Viabilidad De Uso Como Materiales De Construcción. XI Congreso Nacional de Materiales, (16), 946-949.
- George B., George F. (1972). *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Mexico. Editorial Limusa-Wiley S.A.
- Habiba Afrin. (2017). Stabilization of Clayey Soils Using Chloride Components. *American Journal of Civil Engineering*, 5, N.º 6, 365-370.
- Hernández J., Villa M., Veloz N., et al. (2009). Comparative hydrolysis and fermentation of sugarcane and agave bagasse. *Bioresource Technology*, 100, 45-1238.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, United States of America: Prentice Hall.

- James, J., Pandian P. (2017). A short review on the valorisation of sugarcane bagasse ash in the manufacture of stabilized/sintered earth blocks and tiles. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2017, 1-15.
- James, J., Pandian P. (2018). Bagasse Ash as an Auxiliary Additive to Lime Stabilization of an Expansive Soil: Strength and Microstructural Investigation. *Advances in Civil Engineering*, 2018, 1-16.
- James J., Subba Rao M., (1986). Reactivity of rice Husk Ash., *Cement and Concrete Research*, 16, pp 296-302.
- Jamsawang, P., Poorahong, H., Yoobanpot, N., Songpiriyakij, S., Jongpradist, P. (2017). Improvement of soft clay with cement and bagasse ash waste. *Construction and Building Material*, 154, 61-71
- Jayminkumar A. Patel & Dr. D. B. Raijiwala. (2015). Experimental Study on Use of Sugar Cane Bagasse Ash in Concrete by Partially Replacement with Cement. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 4, pp 2228-2232.
- Jonathan Q. Addo, PE, Thomas G. Sanders, Ph.D., PE & Melanie Chenard, E.I.T. (2004). Road Dust Suppression: Effect on Maintenance Stability, Safety and the Environment Phases 1-3. Mountain-Plains Consortium North Dakota State University, 1, 74 p.
- Karthik, S., Ashok, E., Gowtham, P., Elango, G., Gokul, D., Thangaraj, S. (2014). Soil Stabilization By Using Fly Ash. *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 10, 20-26.
- Kennedy, O. (2012). Soil Stabilization Techniques and procedures in the developing Countries-Nigeria. *Global Jour Of Engg & Tech*. 5, 65-69.
- Kumar, A. Utilization of Bagasse Ash and Lime Sludge for Construction of Flexible Pavements in Expansive Soil Areas. India: Department of Civil Engineering ITER, SOA University.
- Laguros, J., et al., (1956). Evaluation of Lime for Stabilization of Loess. *Proceedings of ASTM*, 56.

- Ley N° 27181, Ley General de Transporte y Tránsito Terrestre, Decreto Supremo N° 017-2007-MTC, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima, Perú, 25 de mayo de 2007.
- Little, D., Males, E., Prusinski, J., Stewart, B. (2000). Cementitious Stabilization. Transportation Research Board, 1, 1-7.
- Loh, Y., Sujan, D., Rahman M., Das, C. (2013). Sugarcane bagasse—The future composite material: A literature review. Resources, Conservation and Recycling, (75), 14-22.
- Martínez, L., Quintana P., Martirena, H. & José Fernando. (2007). Aglomerante puzolánico formado por cal y ceniza de paja de caña de azúcar: la influencia granulométrica de sus componentes en la actividad aglomerante. Revista ingeniería de construcción, 22(2), 113-122. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732007000200005>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014). Manual de Carreteras-Suelos, Geología y Pavimentos: Sección Suelos y Pavimentos. Diario El Peruano. http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/4515.pdf
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016). Manual de Ensayo de Materiales. Diario El Peruano. https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual%20Ensayo%20de%20Materiales.pdf
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018). Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG - 2018. Diario EL Peruano. https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual.de.Carreteras.DG-2018.pdf
- Mosqueda, A., (1986). Identificación de arcillas. Dirección General de Irrigación y Drenaje SARH. <http://www.revistatyca.org.mx/ojs/index.php/tyca/article/view/514/451>
- Oates J.A.H. (1998). Lime and Limestone. Chemistry and Technology, Production and Uses. Wiley-VCH.
- Ojedas, O., Mendoza, J., Baltazar, M. (2018). Influencia de la inclusión de ceniza de bagazo de caña de azúcar sobre la compactación, CBR y resistencia a la compresión simple de un material granular tipo subrasante. Revista ALCONPAT, 8, No 2, 194-208.

- Olivier Cuisinier , Tangi Le Borgne , Dimitri Deneele & Farimah Masrouri . (2011). Quantification of the effects of nitrates, phosphates and chlorides on soil stabilization with lime and cement. *Engineering Geology*, 117, pp 229-235.
- Pandey A., Soccol C., Nigam P., Soccol V.. (2000). Biotechnological potential of agro-industrial residues. I: sugarcane bagasse. *Bioresource Technology*, (74), 69–80.
- Payá, J., Monzó, J., Borrachero, M., Díaz-Pinzón, L., & Ordóñez, L. (2002). Sugar-cane bagasse ash (SCBA): studies on its properties for reusing in concrete production. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, (77), 321-325. Recuperado de <https://eurekamag.com/pdf/003/003953088.pdf> [Consultado el 26 de setiembre de 2018].
- Perez, C. (2016). Estabilización de suelos arcillosos con cenizas de carbón para su uso como subrasante mejorada (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- REAL ACADEMIA ESPAÑOLA: Diccionario de la lengua española, 23.^a ed., [versión 23.3 en línea]. <https://dle.rae.es> [consultado el 25 de junio de 2020].
- Reddy M., Chandrasekharaiah M., Govindaiah T., Reddy G. (1993). Effect of physical processing on the nutritive value of sugarcane bagasse in goats and sheep. *Small Ruminant Research*, (10), 25–31.
- RPP. (6 de junio del 2017) ¿Cuánta azúcar se produce en el norte y se importa al Perú? *RPP*. Recuperado de <https://rpp.pe/peru/lambayeque/cuanta-azucar-se-produce-en-el-norte-y-se-importa-al-peru-noticia-1055855>
- SALES, A.; LIMA, S.A. Use of Brazilian sugarcane bagasse ash in concrete as sand replacement. *Waste Manajeent.* 2010. Versão on-line. doi: 10.1016/j.wasman.2010.01.026
- Santaella L. (2001). Caracterización Física, Química y Mineralógica de las Cenizas Volantes. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 10, pp. 47-62.
- Singh, A., & Punmia, B., (1965). A new laboratory compaction device and its comparison with the proctor test. *Highway Research News*, vol. 17, pp. 37–41.

- Sugandini, S., Madhuri, M., (2017). Stabilization of soils using geosynthetics. ARIIE, 3, Issue 6, pp. 1118- 113.
- Taha, I., Raihan, M., Hameed, Z., Khan, T. (2014). Soil Stabilization Using Lime: Advantages, Disadvantages and Proposing a Potential Alternative. Engineering and Technology. 8, 520-510.
- Tamadher T. Abood, Anuar Bin Kasa & Zambri Bin Chik. (2007). STABILISATION OF SILTY CLAY SOIL USING CHLORIDE COMPOUNDS. Journal of Engineering Science and Technology, 2, No 1, 102-110.
- Taylor H.F., (1997): Cement Chemistry (2.^a ed.). Academic Press; Thomas Telford. (Original publicado en 1990)
- Thenoux, G., Carrillo, H. (2005). Estudio para la Utilización de Cenizas Provenientes de la Caldera Cogeneradora Petropower en la Estabilización de Suelos. CIIV Centro de Ingeniería e Investigación Vial, DICTUC S.A., Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- Thompson, M., (1967). Factors influencing the plasticity and strength of lime-soil mixtures. University of Illinois. <https://trid.trb.org/view/120424>
- United States Department of Agriculture Foreign (2019). Recuperado de <https://www.fas.usda.gov/regions/peru> [Consultado: 21 de Setiembre de 2018].
- Yadav, A., Gaurav, K., Kishor, R., Suman, S. (2017). Stabilization of alluvial soil for subgrade using rice husk ash, sugarcane bagasse ash and cow dung ash for rural roads. 10, 254-261.
- Youn W., Han, Edwin A., Catalano, Ciegler A. (1983). Chemical and physical properties of sugarcane bagasse irradiated with γ rays. Journal Agricultural Food Chemistry, 31, 8-34.

10 ANEXOS

10.1 ANEXO N°1. Análisis granulométrico de suelos por tamizado

Universidad Nacional
Federico Villarreal

Facultad de Ingeniería Civil

"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D 422

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES
UBICACIÓN : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO
SOLICITANTE : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON
FECHA : jueves, 04 de abril de 2019

Calicata: C- 1		Muestra: M - 1		Prof.: 1.10 m		Progresiva:
Diámetros (mm)	TAMICES ASTM	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Descripción de la Muestra
76.2	3"					CLASIFICACION DE SUELOS: AASHTO = A-6 SUCS = CL
63.5	2 1/2"					
50.8	2"					
38.1	1 1/2"					COEFICIENTES: Cc = 1.50 Cu = 6.00
25.4	1"					
19	3/4"					
12.7	1/2"					LIMITES ATTERBERG: L.L.= 36.80 * L.P.= 22.10 I.P.= 14.70
9.525	3/8"					
6.35	1/4"					
4.76	Nº 4				100.0	% H.N = 26.10
2.3	Nº 8	25.2	3.0	3.0	97.0	
2	Nº 10	17.9	2.1	5.1	94.9	
1.18	Nº 16					Observaciones: - Arcilla inorganica de baja plasticidad
0.84	Nº 20	17.5	2.1	7.1	92.9	
0.59	Nº 30	19.5	2.3	9.4	90.6	
0.42	Nº 40	41.0	4.8	14.3	85.7	
0.297	Nº 50	42.5	5.0	19.3	80.7	
0.25	Nº 60	20.3	2.4	21.6	78.4	
0.18	Nº 80	20.0	2.4	24.0	76.0	
0.149	Nº 100	31.6	3.7	27.7	72.3	
0.074	Nº 200	48.2	5.7	33.4	66.6	
	< Nº 200	565.8	66.6	100.0	0.0	
	Peso Inicial	849.5	100.0			

CURVA GRANULOMETRICA

NOTA.- LAS MUESTRA FUERON TRAJIDAS POR EL SOLICITANTE A ESTE LABORATORIO

OPERADOR: TEC. FREDY VILLANUEVA OSORIO

Fredy Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay), N°206-Magdalena del Mar, Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

10.2 ANEXO N°2. Límites de Atterberg

Universidad Nacional
Federico Villarreal

Facultad de Ingeniería Civil

"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO, E ÍNDICE DE PLASTICIDAD ASTM D 4318

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

UBICACIÓN : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO

SOLICITANTE : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

FECHA : jueves, 04 de abril de 2019

Calicata:	C-1	Muestra:	M-1	Prof.:	0.80 m.			
	LÍMITE LIQUIDO				LÍMITE PLASTICO			
Nº DE GOLPES	35	23	15	—	—	—	—	—
TARRO Nº	12	1	2	—	A-1	C-37	—	—
Suelo húmedo+tarro	30.71	32.49	30.47	—	21.59	20.62	—	—
Suelo seco+tarro	26.18	27.95	25.99	—	20.12	19.27	—	—
Peso del Agua	4.53	4.54	4.48	—	1.47	1.35	—	—
Peso del Tarro	13.31	15.75	14.46	—	13.46	13.17	—	—
Peso del Suelo Seco	12.87	12.20	11.53	—	6.66	6.10	—	—
Humedad (%)	35.20	37.21	38.86	—	22.07	22.13	—	—
L.L.	36.71	%	L.P.		22.10	%	I.P.	14.61
								%

OPERADOR: TEC. FREDY VILLANUEVA OSORIO

Fredy Villanueva Osorio
Fredy Villanueva Osorio
T E C N I C O
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

10.3 ANEXO N°3. Resultados del ensayo de Próctor Modificado

Universidad Nacional
Federico Villarreal

Facultad de Ingeniería Civil

"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTES
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD

FECHA : 04/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 1.340 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 21.0 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Aguino Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - UNFV.

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : 100 % CAL (5% CAL+95% ARCILLA)

FECHA : 06/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 1.950 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 20.0 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy J. Villarreal
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADO

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : 100 % CAL (15% CAL+85% ARCILLA)

FECHA : 06/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.010 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 19.0 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Zúñiga P. Manuella Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAKES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO

MATERIAL : 100 % CAL (25% CAL+75% ARCILLA)

FECHA : 04/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.053 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 18.0 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Agüero Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) - N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : 75 % CAL+25%CBCA (5%)

FECHA : 09/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.191 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 20.1 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Aguayo Villarreal Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO

MATERIAL : 75 % CAL+25%CBCA (15%)

FECHA : 09/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.201 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 20.1 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Villarreal
Fredy Villarreal
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Manuel Cruz Chuyes
ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : 75 % CAL+25%CBCA (25%)

FECHA : 05/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.218 gr/cm³
Óptimo Contenido de humedad : 19.5 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Ing. Diego de Agüero
TÉCNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO
DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
REGION HUANUCO

MATERIAL : 50 % CAL+50%CBCA (5%)

FECHA : 09/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.073 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 19.8 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Aguino Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYÉS
RESPONSABLE
Laboratorio de Suelos
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO

MATERIAL : 50 % CAL+50%CBCA (15%)

FECHA : 09/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.101 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 19.0 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Freddy Aguayo Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

FING. MANUEL CRUZ CHUYES
Laboratorio RESPONSABLE de Suelos
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTES
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : 50 % CAL+50%CBCA (25%)

FECHA : 05/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 2.115 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 18.95 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO

MATERIAL : 100 % CBCA (5% CBCA+95% ARCILLA)

FECHA : 08/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 1.604 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 18.4 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Agüero Villarreal
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES, REGION HUANUCO

MATERIAL : 100 % CBCA (15% CBCA+85% ARCILLA)

FECHA : 08/04/2019

Método : A
Máxima Densidad Seca : 1.681 gr/cm³
Optimo Contenido de humedad : 17.3 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Freddy Aguero Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

PROCTOR MODIFICADO

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL
 USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO
 DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,
 REGION HUANUCO

MATERIAL : 100 % CBCA (25% CBCA+75% ARCILLA)

FECHA : 04/04/2009

Método : A
Máxima Densidad Seca : 1.703 gr/cm³
Óptimo Contenido de humedad : 16.8 %

ESPECIFICACIONES : El ensayo respondió a la norma de diseño ASTM D - 1557

NOTA : La muestra fue traída a este laboratorio por el interesado

Fredy Aguiño Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

10.4 ANEXO N°4. Resultados del ensayo de California Bearing Ratio (C.B.R)

Universidad Nacional
Federico Villarreal

Facultad de Ingeniería Civil

"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
 CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
 TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD

FECHA : 04/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A
Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 1.340
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 21.0

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	1.340	1.253	1.085
Contenido de Humedad	21.0	21.0	21.0

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	47	1000	4.7
II	0.1	35	1000	3.5
III	0.1	21	1000	2.1

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 4.7 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 3.7 %

d).- Expansión (%) : 5.9

Fredy Villarreal Osorio
TECNICO
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Manuel Cruz Chuyes
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ESPECIFICACIONES:
Fredy Aguilar Villanueva Osorio
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D 1583.
Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
LIMA - PERU

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
 CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
 TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 100 % CAL (5% CAL+95% ARCILLA)

FECHA : 04/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 1.950

Óptimo Contenido de Humedad (%) : 20.0

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	1.950	1.789	1.621
Contenido de Humedad	20.0	20.0	20.0

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	87	1000	8.7
II	0.1	66	1000	6.6
III	0.1	38	1000	3.8

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 8.7 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 7.5 %

d).- Expansión (%) : 4.7

Freddy Aguirre Villanueva
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Diego Agüero
Diego Agüero
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D-1586

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 100 % CAL (15% CAL+85% ARCILLA)

FECHA : 04/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.010

Optimo Contenido de Humedad (%) : 19.0

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.010	1.852	1.735
Contenido de Humedad	19.0	19.0	19.0

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	91	1000	9.1
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	38	1000	3.8

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.1 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 7.8 %

d).- Expansión (%) : 4.4

Fredy Aguirre
FREDY AGUIRRE
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Fredy Ag. No. 1111111111
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES:

El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1583

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
 CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
 TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 100 % CAL (25% CAL+75% ARCILLA)

FECHA : 04/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A
Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.053
Optimo Contenido de Humedad (%) : 18.0

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.053	1.869	1.759
Contenido de Humedad	18.0	18.0	18.0

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	95	1000	9.5
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	46	1000	4.6

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.5 %
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 8.2 %

d).- Expansión (%) : 4.1

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Manuel Cruz Chaves
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Fredy Aguirre Villanueva Osorio

TECNICO

SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES:

El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 75 % CAL+25%CBCA (05%)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.191

Optimo Contenido de Humedad (%) : 20.1

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.191	1.992	1.863
Contenido de Humedad	20.1	20.1	20.1

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	94	1000	9.4
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	50	1000	5.0

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.4 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 8.1 %

d).- Expansión (%) : 3.2

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Manuel Cruz Chuyes
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Prody Aguirre Orduña Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883.

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 75 % CAL+25%CBCA (15%)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.205

Óptimo Contenido de Humedad (%) : 20.1

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.205	1.996	1.873
Contenido de Humedad	20.1	20.1	20.1

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	98	1000	9.8
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	46	1000	4.6

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.8 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 8.4 %

d).- Expansión (%) : 3.2

Fredy Aguino Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Manuel Cruz Chuyes
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay), N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Fredy Aguirre
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883.

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 75 % CAL+25%CBCA (25%)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.218

Optimo Contenido de Humedad (%) : 19.5

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.218	1.990	1.845
Contenido de Humedad	19.5	19.5	19.5

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	101	1000	10.1
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	45	1000	4.5

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 10.1 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 8.7 %

d).- Expansión (%) : 2.9

Fredy Aguirre Villanueva
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Manuel Cruz Chuyes
ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
TECNICO

SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883

1883. *17*
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
 CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
 TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 50 % CAL+50%CBCA (5%)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.073

Optimo Contenido de Humedad (%) : 19.8

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.073	1.902	1.742
Contenido de Humedad	19.8	19.8	19.8

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	90	1000	9.0
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	45	1000	4.5

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.0 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 7.8 %

d).- Expansión (%) : 3.9

Fredy Aguayo Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883.

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
T E C N I C O
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 50 % CAL+50%CBCA (15%)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A
Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.101
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 19.0

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.101	1.955	1.768
Contenido de Humedad	19.0	19.0	19.0

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	93	1000	9.3
II	0.1	76	1000	7.6
III	0.1	45	1000	4.5

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.3 %
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 8.1 %

d).- Expansión (%) : 3.6

Fredy Aguilar
FREDY AGUILAR
TECNICO
CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Fredy Aguero Villanueva Osorio

TECNICO

SUELO CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D 1586

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.

COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAKES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 50 % CAL+50%CBCA (25%)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A

Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 2.115

Óptimo Contenido de Humedad (%) : 19.0

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	2.115	1.920	1.744
Contenido de Humedad	19.0	19.0	19.0

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	98	1000	9.8
II	0.1	73	1000	7.3
III	0.1	45	1000	4.5

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 9.8 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 8.5 %

d).- Expansión (%) : 3.2

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Suelos

Fredy Aguayo Villanueva
ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
 * JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE
 CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA
 TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 100 % CBCA (05% CBCA+95% ARCILLA)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A
Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 1.604
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 18.4

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	1.604	1.424	1.250
Contenido de Humedad	18.4	18.4	18.4

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	63	1000	6.3
II	0.1	49	1000	4.9
III	0.1	42	1000	4.2

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 6.3 %
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 5.5 %

d).- Expansión (%) : 4.9

Fredy Aguirre Villanueva
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883

Fredy Aguirre Villarreal
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 100 % CBCA (15% CBCA+85% ARCILLA)

FECHA : 05/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A
Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 1.681
Optimo Contenido de Humedad (%) : 17.3

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	1.681	1.482	1.346
Contenido de Humedad	17.3	17.3	17.3

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	73	1000	7.3
II	0.1	54	1000	5.4
III	0.1	47	1000	4.7

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 7.3 %
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 6.2 %

d).- Expansión (%) : 4.9

Fredy Aguero Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CHUYES
RESPONSABLE
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

FE. 01/04/2019 DE ING. CIVIL - UNFV.

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax-2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Fredy Aguirre Villanueva
Fredy Aguirre Villanueva

TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO
ESPECIFICACIONES:

El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D 1583

FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Teléfono 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.)

SOLICITA : * SERGIO FELICIANO, TORRES MONTESINOS
* JAQUES YITZHAK, LANDA ALARCON

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS EN SUBRASANTE MEDIANTE EL USO DE CENIZAS DE BAGAZO DE CAÑA DE AZUCAR Y CAL EN EL TRAMO DE CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES

LUGAR : CARRETERA TINGO MARIA - MONZON EN LA PROVINCIA DE HUAMALIES,

MATERIAL : 100 % CBCA (25% CBCA+75% ARCILLA)

FECHA : 04/04/2019

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D-1557

Método : A
Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : 1.703
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 16.8

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	12
Densidad Seca (gr/cm^3)	1.703	1.596	1.491
Contenido de Humedad	16.8	16.8	16.8

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	85	1000	8.5
II	0.1	69	1000	6.9
III	0.1	51	1000	5.1

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 8.5 %
C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 7.3 %

d).- Expansión (%) : 4.7

Fredy J. Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ING. MANUEL CRUZ CUYES
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - UNFV.
RESPONSABLE
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central -Telefónica 7480888- anexo 9719 – 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

Fredy Aguirre Villanueva Osorio
TECNICO
SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

ESPECIFICACIONES: El ensayo responde a la norma de diseño ASTM D - 1883

[Signature]
FACULTAD DE ING. CIVIL - UNFV.
Laboratorio de Mecánica de Suelos
COORDINADOR

Jr. Diego de Agüero 206 (Ex Yungay) N°206-Magdalena del Mar-Lima
Central-Telefónica 7480888- anexo 9719 - 9727 Teléfono fax 2638046
Correo institucional: dpbs.fic@unfv.edu.pe

10.5 ANEXO N°6. Panel Fotográfico

MUETRAS EXTRAÍDA CALICATA 1 (C-1)

MUETRAS EXTRAÍDA CALICATA 2 (C-2)

MUETRAS EXTRAÍDA CALICATA 1 (C-1)

ENSAYO DE CBR DE LA MUESTRA DE SUELO NATURAL C-1

ENSAYO DE CBR DE LA MUESTRA DE SUELO NATURAL C-1 + CENIZA DE
BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR (CBCA) AL 5%

ENSAYO DE CBR DE LA MUESTRA DE SUELO NATURAL C-1 + CENIZA DE
BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR (CBCA) AL 15%

ENSAYO DE CBR DE LA MUESTRA DE SUELO NATURAL C-1 + CENIZA DE
BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR (CBCA) AL 25%