

**Estabilización de suelos derivados de ceniza volcánica mediante activación alcalina de
residuos de quema de bagazo de caña**

José Fernando Cruz Henao

Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad del Cauca

Trabajo de grado

Dr. Lucio Gerardo Cruz Velasco

Dr. Jaime Rafael Obando

Octubre 26, 2022

**Estabilización de suelos derivados de ceniza volcánica mediante activación alcalina de
residuos de quema de bagazo de caña**

José Fernando Cruz Henao

Director: Dr. Lucio Gerardo Cruz Velasco

Codirector: Dr. Jaime Rafael Obando

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

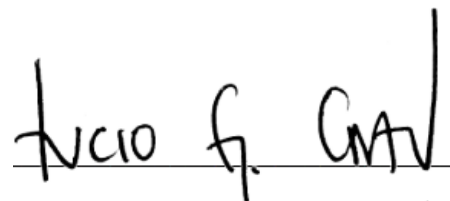
Universidad del Cauca

Facultad de Ingeniería Civil

Popayán, 2022

Nota de aceptación:

En virtud que se cumplieron los objetivos del trabajo de grado en modalidad de investigación, se aprueba el documento soporte producido del mismo. .

A handwritten signature in black ink, appearing to read "VICIO G. GAV", written over a horizontal line.

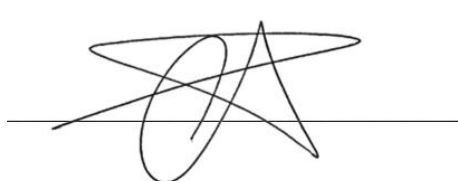
Firma Director

A handwritten signature in black ink, consisting of a large, stylized loop and a diagonal stroke, written over a horizontal line.

Firma Codirector

A handwritten signature in black ink, consisting of several overlapping loops and a final vertical stroke, written over a horizontal line.

Firma Jurado

A handwritten signature in black ink, consisting of a large, stylized loop and a diagonal stroke, written over a horizontal line.

Firma Jurado

Martes 20 de diciembre del 2022. Ciudad de Popayán

DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico a mi madre Liliana Henao Castaño, a mi abuela María Ruth Castaño Grisales y a mis hermanos Daniela Cruz Henao y Juan José Cruz Henao.

AGRADECIMIENTOS

Gracias, primero a Dios, por guiarme en el camino, así como a mi familia por la inspiración y ayuda que siempre me han brindado para cumplir mis objetivos. Gracias a mi compañera Karen Vanessa González Camacho por apoyarme durante todo este tiempo. Gracias a los ingenieros Lucio Gerardo Cruz Velasco y Jaime Rafael Obando Ante por compartir su conocimiento y experiencia, claves en el desarrollo de esta investigación. Gracias también a todo el equipo del laboratorio de suelos por su colaboración y por hacer más ameno el espacio de trabajo. Gracias a la ingeniera Andrea Carolina Paredes Cerón y al ingeniero Henry Mauricio Muñoz Trochez por todos los comentarios constructivos que aportaron a esta investigación.

INDICE GENERAL

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	ANTECEDENTES	2
1.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.3	JUSTIFICACIÓN	5
1.4	OBJETIVOS	6
1.4.1	Objetivo general	6
1.4.2	Objetivos específicos	6
1.5	ALCANCE Y LIMITACIONES	7
2	MARCO DE REFERENCIA	8
2.1	MARCO TEORICO	8
2.1.1	Suelos derivados de cenizas volcánicas (SDCV)	8
2.1.2	Estabilización de suelos.	16
2.1.3	Cemento portland	17
2.1.4	Materiales alternativos al cemento portland	19
2.1.5	Activación alcalina	20
2.1.6	Geopolímeros	21
2.1.7	Residuos de quema o cenizas	25
2.2	ESTADO DEL ARTE	26
2.2.1	Estabilización con polímeros	26
2.2.2	Estabilización con cenizas	28

2.2.3	Estabilización con geopolímeros.....	29
2.2.4	Estabilización de suelos derivados de ceniza volcánica.....	30
3	METODOLOGIA	32
3.1	MARCO GEOGRÁFICO.....	32
3.2	MARCO NORMATIVO	34
3.3	DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.....	35
3.3.1	APOYO DE INFORMACION SECUNDARIA.....	36
3.3.2	TRABAJO DE CAMPO	36
3.3.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	39
4	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE MATERIALES EN ESTADO NATURAL O NO ESTABILIZADO.....	50
4.1	GRANULOMETRÍA	50
4.1.1	Suelo 1 – Facultad.....	50
4.1.2	Suelo 2 – Pueblillo	52
4.1.3	Ceniza de bagazo de caña de azúcar - CBC	54
4.2	LÍMITES DE CONSISTENCIA	56
4.2.1	Suelo 1 – Facultad.....	56
4.2.2	Suelo 2 – Pueblillo	57
4.3	GRAVEDAD ESPECÍFICA (GS).....	58
4.3.1	Suelo 1 – Facultad.....	58

4.3.2	Suelo 2 – Pueblillo	59
4.3.3	Ceniza de bagazo de caña de azúcar - CBC	59
4.4	CBR	59
4.4.1	Suelo 1 – Facultad	60
4.4.2	Suelo 2 – Pueblillo	65
4.5	PRUEBA DE SEED	72
4.5.1	Suelo 1 – Facultad	73
4.5.2	Suelo 2 – Pueblillo	74
4.6	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (RCS)	76
4.6.1	Resistencia a la compresión simple de muestras en estado natural:	76
4.6.2	Resistencia a la compresión simple de muestras de suelo compactadas:	80
5	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE MEZCLAS ESTABILIZADAS	93
5.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (RCS) Y DEFORMACIÓN UNITARIA	93
5.1.1	Mezclas de suelo estabilizadas con diferentes porcentajes de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC):	93
5.1.2	Mezclas de suelo estabilizadas con diferentes concentraciones del activador alcalino:	98
5.1.3	Mezclas de suelo estabilizadas con diferentes porcentajes de ceniza y concentración molar del activador alcalino constante:	104

5.1.4	Mezclas de suelo estabilizadas con el porcentaje óptimo de ceniza y diferentes concentraciones del activador alcalino:	110
5.1.5	Determinación del efecto puro de la ceniza de bagazo de caña (CBC) sobre la resistencia a la compresión simple de los especímenes ensayados.....	116
5.2	EXPANSIÓN LIBRE DE MEZCLAS ÓPTIMAS	117
5.2.1	Suelo 1 – Facultad.....	117
5.2.2	Suelo 2 – Pueblillo.	119
5.3	ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE MEZCLAS ÓPTIMAS	120
5.3.1	Suelo 1 – Facultad.	121
5.3.2	Suelo 2 – Pueblillo.	123
6	ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	126
7	CONCLUSIONES	137
8	RECOMENDACIONES PARA CONTINUAR CON LA INVESTIGACION.....	139
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	140

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Transformación de cenizas volcánicas en depósitos de suelo.....	9
Ilustración 2. Ubicación de volcanes y suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia.	15
Ilustración 3. Componentes de sistemas cementantes activados por álcalis.....	23
Ilustración 4. Modelo de desarrollo del geopolímero.	24
Ilustración 5. Ubicación del Departamento del Cauca, Colombia.	32
Ilustración 6. Ubicación de Popayán, Departamento del Cauca.	33
Ilustración 7. Ubicación de los suelos estudiados.....	34
Ilustración 8. Toma de muestras de suelo.	37
Ilustración 9. Preparación del activador alcalino	38
Ilustración 10. Tamizado para ensayo de granulometría.	39
Ilustración 11. Ensayo del hidrómetro.	41
Ilustración 12. Ensayo de límite líquido.	42
Ilustración 13. Ensayo de límite plástico.	43
Ilustración 14. Ensayo de gravedad específica.....	44
Ilustración 15. Ensayo de CBR.	46
Ilustración 16. Ensayo de Resistencia a la compresión simple (RCS).....	48
Ilustración 17. Prueba de expansión libre.	49
Ilustración 19. Estabilidad hidráulica Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado.....	121
Ilustración 20. Estabilidad hidráulica Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado.....	121

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Curva granulométrica – Suelo 1 – Facultad.....	52
Gráfica 2. Curva granulométrica – Suelo 2 – Puebla.....	54
Gráfica 3. Curva granulométrica – CBC.....	55
Gráfica 4. Diagrama de fluidez – Suelo 1 – Facultad.....	57
Gráfica 5. Diagrama de fluidez – Suelo 2 – Puebla.....	58
Gráfica 6. Humedad de compactación VS Densidad seca – Suelo 1 – Facultad.....	61
Gráfica 7. Humedad de compactación VS Expansión – Suelo 1 – Facultad.....	62
Gráfica 8. Penetración VS Carga unitaria – Suelo 1 – Facultad.....	63
Gráfica 9. Humedad de compactación VS CBR – Suelo 1 – Facultad.....	64
Gráfica 10. CBR VS Densidad seca – Suelo 1 – Facultad.....	65
Gráfica 11. Humedad de compactación VS Densidad seca – Suelo 2 – Puebla.....	67
Gráfica 12. Humedad de compactación VS Expansión – Suelo 2 – Puebla.....	68
Gráfica 13. Penetración VS Carga unitaria – Suelo 2 – Puebla.....	69
Gráfica 14. Corrección de la curva Penetración VS Carga unitaria.....	70
Gráfica 15. Humedad de compactación VS CBR – Suelo 2 – Puebla.....	71
Gráfica 16. CBR VS Densidad seca – Suelo 2 – Puebla.....	72
Gráfica 17. Expansión vs Tiempo – Suelo 1 – Facultad.....	74
Gráfica 18. Expansión vs Tiempo – Suelo 2 – Puebla.....	75
Gráfica 19. Diagrama esfuerzo deformación de muestras en estado natural – Suelo 1 – Facultad.....	78
Gráfica 20. Diagrama esfuerzo deformación de muestras en estado natural – Suelo 2 – Puebla.....	80

Gráfica 21. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	82
Gráfica 22. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	84
Gráfica 23. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	86
Gráfica 24. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	88
Gráfica 25. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	90
Gráfica 26. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	92
Gráfica 27. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	94
Gráfica 28. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad.....	95
Gráfica 29. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	95
Gráfica 30. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	97

Gráfica 31. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 2 – Pueblillo.	97
Gráfica 32. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	98
Gráfica 33. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	99
Gráfica 34. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad.....	100
Gráfica 35. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	100
Gráfica 36. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	102
Gráfica 37. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado y la resistencia del suelo en estado natural – Suelo 2 – Pueblillo.	103
Gráfica 38. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	103
Gráfica 39. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	105

Gráfica 40. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad..... 106

Gráfica 41. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad..... 106

Gráfica 42. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo..... 108

Gráfica 43. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 2 – Pueblillo. 109

Gráfica 44. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo..... 109

Gráfica 45. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado – Suelo 1 – Facultad. 111

Gráfica 46. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad..... 112

Gráfica 47. Deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado – Suelo 1 – Facultad. 112

Gráfica 48. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	114
Gráfica 49. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 2 – Pueblillo.	115
Gráfica 50. Deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	115
Gráfica 51. Diferencia entre la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con 5% CBC y 0% CBC para un tiempo de curado de 7 días – Suelo 1 – Facultad.	116
Gráfica 52. Diferencia entre la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con 5% CBC y 0% CBC para un tiempo de curado de 7 días – Suelo 2 – Pueblillo.	117
Gráfica 53. Expansión vs Tiempo – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M).	118
Gráfica 54. Expansión vs Tiempo – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M).	120
Gráfica 55. Diagrama esfuerzo deformación – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.	122
Gráfica 56. Diagrama esfuerzo deformación – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.	124

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Composición mineralógica de los suelos derivados de ceniza volcánica	12
Tabla 2. Características físicas y químicas de la CBC y el cemento.	25
Tabla 3. Composición química de la biomasa y ceniza de Café.....	26
Tabla 4. Ubicación de los suelos estudiados.....	33
Tabla 5. Propiedades físicas y químicas del hidróxido de sodio.....	38
Tabla 6. Datos del ensayo de granulometría – Suelo 1 – Facultad.	50
Tabla 7. Resultados finales del ensayo de granulometría – Suelo 1 – Facultad.	51
Tabla 8. Datos del ensayo del hidrómetro – Suelo 1 – Facultad.....	51
Tabla 9. Datos del ensayo de granulometría – Suelo 2 – Pueblillo.....	53
Tabla 10. Resultados finales del ensayo de granulometría – Suelo 2 – Pueblillo.....	53
Tabla 11. Datos del ensayo del hidrómetro – Suelo 2 – Pueblillo.	53
Tabla 12. Datos del ensayo del hidrómetro – CBC.....	55
Tabla 13. Resultados de los límites de consistencia y clasificación SUCS – Suelo 1 – Facultad.....	56
Tabla 14. Resultados de los límites de consistencia y clasificación SUCS – Suelo 2 – Pueblillo.	57
Tabla 15. Resultados del ensayo de gravedad específica – Suelo 1 – Facultad.....	58
Tabla 16. Resultados del ensayo de gravedad específica – Suelo 2 – Pueblillo.	59
Tabla 17. Resultados del ensayo de gravedad específica – CBC.....	59
Tabla 18. Resultados del ensayo CBR – Suelo 1 – Facultad.	60
Tabla 19. Resultados del ensayo CBR – Suelo 2 – Pueblillo.....	66
Tabla 20. Grado de expansión de los suelos según Seed.	72

Tabla 21. Resultados de la prueba de Seed – Suelo 1 – Facultad.	73
Tabla 22. Resultados de la prueba de Seed – Suelo 2 – Puebla.	75
Tabla 23. Datos del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 1 – Facultad.	77
Tabla 24. Resultados finales del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 1 – Facultad.	78
Tabla 25. Datos del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 2 – Puebla.	79
Tabla 26. Resultados finales del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 2 – Puebla.	80
Tabla 27. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	81
Tabla 28. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	82
Tabla 29. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 2 – Puebla.	83
Tabla 30. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 2 – Puebla.	84
Tabla 31. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	85
Tabla 32. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	86
Tabla 33. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 2 – Puebla.	87

Tabla 34. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	88
Tabla 35. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	89
Tabla 36. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	90
Tabla 37. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	91
Tabla 38. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	92
Tabla 39. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	94
Tabla 40. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	96
Tabla 41. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.	99
Tabla 42. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.	102
Tabla 43. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	105

Tabla 44. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	108
Tabla 45. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado – Suelo 1 – Facultad.....	111
Tabla 46. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.....	114
Tabla 47. Resultados de la prueba de Seed– Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M).....	118
Tabla 48. Resultados de la prueba de Seed – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M).....	119
Tabla 49. Datos del ensayo RCS – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.	122
Tabla 50. Resultados finales del ensayo RCS – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.....	123
Tabla 51. Datos del ensayo RCS – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado después de inmersión.	124
Tabla 52. Resultados finales del ensayo RCS – Suelo 2 – Pueblillo– Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado después de inmersión.....	125
Tabla 53. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC.....	129

Tabla 54. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes concentraciones del activador alcalino.....	130
Tabla 55. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC y activador alcalino (2M). .	131
Tabla 56. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con 5% de CBC y diferentes concentraciones del activador alcalino.....	132
Tabla 57. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC de acuerdo a los tres ensayos realizados por condición.	134
Tabla 58. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes concentraciones del activador alcalino de acuerdo a los tres ensayos realizados por condición.....	134
Tabla 59. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC y activador alcalino (2M) de acuerdo a los tres ensayos realizados por condición.	135
Tabla 60. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con 5% de CBC y diferentes concentraciones del activador alcalino.	135
Tabla 61. Coeficientes de variación típicos en la determinación de diferentes parámetros geotécnicos.....	136

1 INTRODUCCIÓN

La capacidad de desarrollo de un país depende en gran medida de su red vial, es así como la búsqueda de nuevas tecnologías que estimulen la extensión de la infraestructura de carreteras en el territorio colombiano toma gran importancia.

Las vías terciarias son las vías que unen cabeceras municipales con sus veredas o unen veredas entre sí; de acuerdo al Ministerio de Transporte, de los 206.708 km que componen la malla vial del país, el 68.83%, es decir, 142.284 km corresponden a la red terciaria nacional, donde un 33.5% se encuentra en buen estado, otro 38.4% en estado regular, y el 28.1% restante se encuentra en mal estado, además, sólo el 6% de dicha red se encuentra pavimentada (Vega Acosta, 2021).

El mal estado de estas vías conlleva afectaciones a la gran mayoría de la población, por ejemplo, un gran porcentaje de estas se encuentra en sectores rurales y zonas de importante producción agrícola que necesita llegar a las ciudades principales en buen término de calidad y tiempo; además, debido a las bajas especificaciones constructivas que aplican en los proyectos de esta red vial, existe importante capital que se destina cada año únicamente al mantenimiento de vías terciarias (Triana et al., 2018).

De forma general, para llevar a cabo procesos de mejoramiento de subrasantes en los proyectos viales se utilizan agentes estabilizadores como el cemento o la cal, cuya producción genera importantes problemas medioambientales como la emisión de grandes cantidades de gases de efecto invernadero como el dióxido de carbono, además, existe también un problema relacionado

con el creciente volumen de residuos sólidos generados por las diferentes industrias, lo cual implica la destinación de nuevos espacios para ampliar los rellenos sanitarios.

Por lo tanto se proyecta una investigación en la que se evalúe el uso de las adiciones de residuos de quema activados mediante álcalis en los procesos de estabilización de subrasantes muy típicas y también problemáticas en la región como son los suelos derivados de ceniza volcánica, con el fin de reemplazar totalmente el cemento para reducir los costos de construcción asociados a su uso y al mismo tiempo ser más amigables con el medio ambiente en los diferentes proyectos de la red nacional de vías terciarias. Dado el panorama, este tipo de adiciones podría ser una alternativa muy favorable y para definir esto se requiere la realización de estudios que permitan caracterizar el comportamiento geotécnico de mezclas de suelos derivados de ceniza volcánica estabilizados mediante la activación alcalina de residuos de quema.

1.1 ANTECEDENTES

El concepto de estabilización tiene más de 5000 años de antigüedad, de acuerdo a McDowell (1959), se ha mezclado cal con arcilla y otros materiales como gravas o arenas para construir estructuras como las pirámides de Shensi, las zapatas de puentes en China, las presas de mampostería en la India y las subbases de las calzadas romanas.

La técnica del suelo-cemento se practica desde hace casi 100 años pues sirve para modificar las propiedades mecánicas y de ingeniería del suelo y se ha utilizado como material base en las medidas adoptadas para mejorar diversos proyectos, como la protección de taludes de presas y terraplenes, el pavimento de carreteras, la estabilización de cimientos, etc. (Firoozi et al., 2017).

Pese a las importantes mejoras que aporta la estabilización química mediante agentes tradicionales como la cal y el cemento al comportamiento geotécnico de los suelos tratados, los

procesos de producción de estos materiales implican costes energéticos y ambientales muy elevados y debido al creciente énfasis en la conservación de la energía y la protección del planeta, está en auge la investigación de materiales conglomerantes alternativos económicos y de menor impacto ambiental.

Con el propósito de cumplir estos requerimientos se ha optado por investigar subproductos industriales disponibles en grandes cantidades como las cenizas ya que tienen propiedades puzolánicas (aluminosilicatos) y cuyo reciclaje permitirá ahorrar los recursos destinados para su eliminación, así como reducir el costo del cemento de forma general.

En el estudio realizado por Miraki et al., (2022), se indicó que los geopolímeros se sintetizan a partir de la reacción química entre un precursor amorfo, rico en alúmina (Al_2O_3) y sílice (SiO_2) con un activador a base de sodio o potasio y afirmó que son la nueva generación de materiales ecológicos para la sustitución del cemento.

Según Provis & Bernal (2014) los sistemas aglutinantes activados por álcalis como los geopolímeros, ofrecen una alternativa al cemento Portland de gran volumen, asequible y de baja emisión de CO_2 en una amplia gama de importantes aplicaciones de infraestructuras.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La población colombiana se concentra en su mayoría sobre la región andina, la cual está localizada en el centro del país y también es la más activa económicamente. Esta zona se caracteriza por la gran diversidad de suelos existentes, especialmente por la presencia de depósitos de suelos residuales formados a partir de la meteorización de cenizas volcánicas. Este tipo de suelo presenta propiedades mineralógicas y un comportamiento mecánico distintivo en comparación con los depósitos de origen sedimentario, reconociéndose por los importantes cambios que presenta

tanto su estado de esfuerzos como estructura general, estos cambios están asociados con la variación de humedad, cualidad que caracteriza ambientes tropicales como el de nuestro país; por ende estos suelos están relacionados con varios problemas de tipo geotécnico, como ejemplo se tiene: consistencia muy blanda, baja resistencia, agrietamiento, erodabilidad e inestabilidad de taludes.

La mayor parte de la malla vial terciaria de nuestro país está en condiciones críticas debido a que para su construcción se usan agregados sin tratar o incluso la misma subrasante como superficie de rodadura y aunque existe normatividad para la estabilización de suelos a través de materiales convencionales como emulsiones asfálticas, cemento portland y concreto hidráulico, estos métodos implican elevados costos de construcción que para esta red de carreteras en específico resultan inviables por las bajas especificaciones y el limitado capital que invierte el estado en estos proyectos. Es así como adquiere relevancia la búsqueda de procesos de estabilización alternativos y la capacidad de establecer requisitos mínimos en métodos constructivos que permitan utilizar algunos subproductos industriales como, por ejemplo, residuos de quema (cenizas), en calidad de estabilizadores no tradicionales para mejorar los parámetros geotécnicos de resistencia de subrasantes problemáticas típicas de la zona andina colombiana como una opción sustentable desde el aspecto económico y ambiental.

Dentro de las cenizas de quema se pueden mencionar las cenizas procedentes de la incineración de residuos sólidos urbanos, las cenizas que provienen de la incineración de biomasa, las cenizas volantes y las cenizas de fondo o escorias. En el departamento del Cauca abundan, por ejemplo, las cenizas de biomasa, especialmente cenizas de productos agroindustriales como el café, la caña de azúcar, el coco y el arroz. En general, este tipo de residuos cuentan con características

puzolánicas, pero tienden a desecharse, ocupando grandes volúmenes de los rellenos sanitarios y contribuyendo a la contaminación generada por la actividad antrópica.

1.3 JUSTIFICACIÓN

La infraestructura vial es determinante en el desarrollo integral de cualquier país debido a que la facilidad del desplazamiento además de permitir una extensión del mercado también genera empleo, promueve la recreación y permite acceder a servicios hospitalarios y educativos. Cuando se habla de la infraestructura vial de Colombia es importante mencionar el atraso que presenta debido al mal estado de sus carreteras, en especial las de la red terciaria, que se deterioran y no reciben el mantenimiento adecuado de forma oportuna a razón de la baja inversión de recursos financieros por parte del estado y las instituciones a cargo de éstas. Por este motivo impera la necesidad de evaluar alternativas de materiales resistentes, de bajo costo de producción y mantenimiento para estabilizar principalmente las vías que conectan veredas con municipios y otras veredas.

Estudios han demostrado que diversos subproductos industriales como las cenizas volantes, escorias, polvo de vidrio y cenizas de biomasa, entre otros, pueden ser utilizados como agentes estabilizadores en procesos de mejoramiento de suelos; este trabajo de investigación se enfoca en el potencial que tiene la activación alcalina de residuos de quema como la ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) para estabilizar subrasantes problemáticas típicas de la zona andina como son los suelos derivados de ceniza volcánica (SDCV), método que puede llegar a constituirse como una gran alternativa desde el punto de sustentabilidad económica y ambiental y por ende permitirá optimizar la infraestructura vial de la red terciaria del departamento del Cauca.

Las principales ventajas de este tipo de materiales conocidos como geopolímeros son, en primer lugar, la reutilización de una cantidad considerable de residuos industriales que normalmente ocupan importantes volúmenes en los rellenos sanitarios generando alta contaminación; segundo, el reemplazo del cemento, a cuya industria se le atribuye del 5% al 8% de la emisión total de CO₂ y, por último, de acuerdo con diversos estudios, estas adiciones llegan a aportar prestaciones mecánicas considerables.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

- Estudiar los suelos derivados de ceniza volcánica -SDCV- de Popayán estabilizados mediante activación alcalina de cenizas de caña de azúcar (CBC) con una solución de hidróxido de sodio (NaOH).

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar los parámetros que influyen directamente en la elaboración y el desarrollo de las propiedades de las mezclas estabilizadas.
- Determinar el efecto de la dosificación de la CBC en la aplicación del mejoramiento de subrasantes de SDCV.
- Desarrollar diseños de mezclas de suelo modificado con CBC activadas mediante una solución de NaOH para estabilizar subrasantes de SDCV.
- Estudiar mediante ensayos de laboratorio las propiedades físicas y mecánicas de las mezclas obtenidas.

1.5 ALCANCE Y LIMITACIONES

El presente proyecto de investigación se enfocará en la ejecución de los procedimientos de laboratorio experimentales y estudios científicos citados, para cumplir los objetivos propuestos, con el fin de alcanzar los resultados más óptimos, teniendo en cuenta que el estudio sobre procesos de geopolimerización sigue vigente por la existencia de diversas fuentes de aluminosilicatos, las cuales reaccionan de manera diferente así como también la gran variedad de minerales arcillosos presentes en los suelos derivados de cenizas volcánicas que influyen directamente en su comportamiento mecánico.

Por lo tanto, la estabilización de las subrasantes objetivo (SDCV) mediante los precursores de aluminosilicatos propuestos en esta investigación (CBC y CCC) se desarrollará de forma minuciosa, empleando la norma vigente para la preparación de especímenes y ejecución de ensayos.

2 MARCO DE REFERENCIA

2.1 MARCO TEORICO

2.1.1 Suelos derivados de cenizas volcánicas (SDCV)

2.1.1.1 Origen y proceso de formación

Los suelos son productos naturales de la superficie terrestre. Están formados por una variedad de materiales parentales que incluyen rocas, minerales, organismos, etc. Las propiedades de los suelos dependen, en general, del clima, la topografía, los periodos de formación del suelo y las actividades biológicas, así como de los materiales primarios (Nanzyo, 2005).

Los suelos derivados de cenizas volcánicas o suelos alofánicos son suelos residuales cementados de reciente formación. En Colombia, las cenizas volcánicas que dieron origen a los suelos emanaron durante las erupciones del complejo de volcanes Ruiz-Tolima en el Pleistoceno y Holoceno del período Cuaternario (recientes 20.000 años) (Lizcano et al., 2006). La transformación de cenizas volcánicas en depósitos de suelo ha ocurrido mediante procesos de meteorización química que facilitan la disolución y reprecipitación de nuevos minerales tales como alófana, imogolita y haloisita (Herrera, 2011).

A continuación, en la Ilustración 1, se ilustra el proceso de formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas.

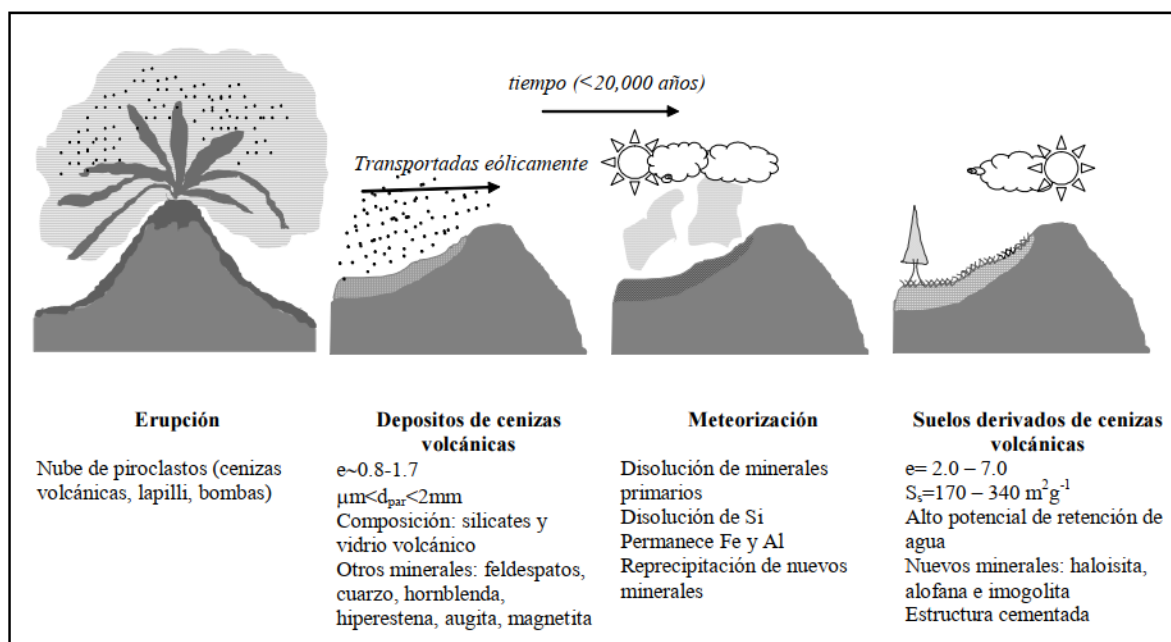


Ilustración 1. Transformación de cenizas volcánicas en depósitos de suelo.

Fuente: Tomada de Lizcano et al. (2006).

La formación de suelos derivados de cenizas volcánicas inicia con la generación de una nube de piroclastos durante la erupción volcánica, conformada por partículas de diámetro inferior a 2 mm, conocidas como cenizas volcánicas (Triana et al., 2018). El proceso continúa con el transporte de dicho material en suspensión, el cual, gracias a la meteorización se deposita superficialmente y entra en contacto con el suelo para dar lugar al fenómeno de la cementación; durante y después del proceso de cementación de las partículas depositadas, la infiltración y disolución da lugar a la lixiviación de los estratos más superficiales y finalmente a la generación de suelos derivados de cenizas volcánicas (Guerrero Castro & Cruz Velasco, 2018).

Hay tres mecanismos que han sido identificados como los principales generadores de cenizas volcánicas: el primero es la ruptura del magma debido a vesiculación (expansión y explosión de burbujas de aire dentro del magma que lo fracturan), el segundo es la fragmentación del magma debido a los elevados esfuerzos térmicos y acústicos producidos por la interacción agua-magma y,

por último, la pulverización de la lava preexistente en las paredes de la chimenea del volcán durante la erupción (Wohletz & Krinsley, 1982).

La energía de la explosión volcánica determina el tamaño y la altura de la nube de cenizas. A medida que las partículas van cayendo la nube se hace menos densa hasta desaparecer. Las partículas más finas pueden permanecer suspendidas durante días o meses y así, ser transportadas a largas distancias y depositarse de forma irregular y en cantidades inusualmente grandes lejos de la fuente volcánica (Guerrero Castro & Cruz Velasco, 2018; Riley et al., 2003).

La cantidad de agua consumida en la transferencia de energía térmica en energía mecánica también afecta la producción de cenizas volcánicas. Las erupciones secas (agua completamente consumida) llevan a la formación de capas de lapilli densamente laminadas y capas espesas de cenizas (escala: dm – m). Las erupciones húmedas (agua parcialmente consumida) llevan a capas de cenizas de bajo espesor (escala: cm) (Büttner et al., 1999).

El mecanismo de formación de las cenizas define la morfología en bloque o vesicular. Las cenizas en bloque tienen superficies planas resultado de la fractura vítrea del magma. Las cenizas vesiculares pueden tener texturas de gota de agua o superficies porosas formadas por la ruptura del material a través de zonas que presentaban burbujas de aire (Wohletz & Krinsley, 1982).

La morfología y textura de las cenizas volcánicas varía desde que son emanadas hasta su depositación. A medida que la nube de piroclastos se mueve, la fricción y la abrasión entre cenizas tienden a reducir la rugosidad y la superficie específica y a incrementar la esfericidad (Herrera Ardila, 2006).

La depositación de las cenizas se rige por las características físicas y químicas de los elementos (partículas, fluidos, gases) presentes en la nube de piroclastos (Herrera Ardila, 2006). La distancia de transporte depende de características de las partículas como: forma (esfericidad y rugosidad),

superficie específica, composición química y carga electrostática (Guerrero Castro & Cruz Velasco, 2018; Riley et al., 2003). Estas propiedades afectan la interacción entre partículas y consecuentemente determinan la separación o agregación de las mismas (Lizcano et al., 2006). Por ejemplo, debido a la atracción electrostática que se genera por la presencia de fluidos o gases en la nube de piroclastos, como el ácido sulfúrico, las partículas más finas (diámetro < 20 μm) se adhieren entre sí o a superficies de otras partículas de mayor tamaño; este mecanismo de agregación podría explicar la gran variación en la distribución de tamaños de partículas de los depósitos derivados de cenizas volcánicas y la ocurrencia de partículas muy finas cerca de los volcanes depositadas en forma de agregaciones (Gilbert et al., 1991).

La distancia de depositación lleva a texturas arenosas cerca de los volcanes y limo arcillosas en zonas alejadas. En Colombia, la influencia de la distancia de depositación se observa en los suelos arenosos de Pereira, ciudad cercana a los volcanes y en los suelos arcillosos de Armenia, ciudad más lejana de los volcanes activos. Adicionalmente, los depósitos más abundantes y de mayor espesor se presentan en regiones de clima frío y muy frío, mientras que espesores menores son formados en ambientes cálidos y húmedos en donde la meteorización es más intensa (Triana et al., 2018).

2.1.1.2 Composición y Características

Las cenizas están compuestas predominantemente por minerales primarios livianos (contenido: 70-95%, $G_s < 2,8$) y en menor proporción por minerales pesados ($G_s > 2,8$) (Shoji et al., 1993). Por lo general, las cenizas volcánicas contienen varios silicatos y otros minerales de diferentes tamaños, como vidrio volcánico, feldespatos, cuarzo, hornblenda, hiperstena, augita, magnetitas, biotitas y apatitas (Nanzyo, 2002).

El proceso de meteorización de las cenizas volcánicas forma mezclas que pueden incluir los siguientes minerales: alófana, vidrio, imogolita, haloisita, sílice, opalina, caolinita y los llamados sesquihidróxidos. Su principal constituyente es el mineral amorfo llamado Alófana, que proviene de la meteorización de los vidrios volcánicos y plagioclasas (Rivera, 2003).

La Tabla 1 resume los resultados de un estudio realizado en la ciudad de Manizales sobre la composición mineralógica de suelos derivados de ceniza volcánica. En este se pudo observar que la fracción arcillosa (diámetro < 75 μm) contenía abundante haloisita hidratada (65% - 74%), moderada cantidad de cristobalita (15% - 30%), algunas trazas de feldespatos y material no cuantificable por difracción de rayos X y, en las fracciones de limo y arena (diámetro de 50 μm a 250 μm) analizadas con microscopio petrográfico, predominaban el vidrio volcánico, los feldespatos de plagioclasa y la hornblenda (Herrera Ardila, 2006).

Tabla 1. Composición mineralógica de los suelos derivados de ceniza volcánica

Fracción	Ensayo	Mineral	Profundidad = 1.5 m	Profundidad = 5.5 m	Profundidad = 7.0 m
Fracción tamaño arcilla (diámetro < 2 μm)	Difracción de rayos X	Haloisita - 10 Å	> 50%	~ 74%	~ 65%
		Mica	-	~ 9%	~ 12%
		Cristobalita	15 - 30%	Trazas	~ 20%
		Feldespatos	Trazas	-	-
		Minerales 2:1 , 2:2	-	~ 14%	Trazas
		Material no cuantificable por XRD	Present but non quantifiable	-	-
Fracción tamaño limo y arena (diámetro de 50 a 250 μm)	Microscopio Petrográfico	Vidrio volcánico	18%	20%	22%
		Feldespato plagioclase	51%	45%	17%
		Hornblenda	21%	24%	8%
		Hiperestena	4%	4%	-
		Magnetita	Trazas	4%	49%
		Biotita	Trazas	2%	3%
		Lamprobolita	Trazas	Trazas	Trazas
		Fragmentos de toba	6%	-	-
		Fragmentos líticos	Trazas	-	-

Fuente: Tomado y modificado de Herrera Ardila (2006).

El clima, junto con su influencia en la vegetación, y el tiempo de exposición a la meteorización son los dos factores principales que regulan las vías de desarrollo del suelo en los depósitos de materiales volcánicos. Los suelos derivados de cenizas volcánicas tienen muchas propiedades morfológicas, físicas y químicas distintivas que raramente se encuentran en los suelos provenientes de otros materiales parentales. Propiedades distintivas como la carga variable, la alta capacidad de retención de agua, la alta retención de fosfatos, la baja densidad aparente, la alta friabilidad y la formación de agregados de suelo estables, se deben principalmente a la formación de materiales no cristalinos (Ugolini & Dahlgren, 2002).

Las cenizas volcánicas en la mayoría de las ocasiones poseen estructuras porosas donde las partículas se encuentran cementadas por medio de vidrio volcánico y sus derivados (gel de sílice). La presencia de un mineral cementante en las cenizas varía sus características físicas, ya que puede proporcionar al suelo un incremento en su resistencia. El comportamiento de los suelos se ve afectado por la existencia del gel de sílice (material visco elastoplástico), ya que esta induce variaciones considerables en la resistencia del suelo al ser alterado el contenido de humedad del mismo (Rivera, 2003).

Los suelos derivados de cenizas volcánicas se contraen de forma irreversible durante el secado y cambian definitivamente varias de sus propiedades, entre ellas su capacidad de retención de agua, su capacidad de intercambio catiónico, y la agregación (Torres et al., 2018).

Según Rivera (2003), los procesos de secado para este tipo de suelos implican cambios volumétricos y estructurales irreversibles, pues tienen un comportamiento plástico cuando se encuentran en un estado húmedo, el cual se torna arenoso cuando están secos.

De acuerdo a Montejo Fonseca (2002) los suelos derivados de cenizas volcánicas poseen algunas propiedades peculiares que los diferencian de suelos cohesivos de origen sedimentario;

entre ellas sobresalen las variaciones difícilmente explicables durante el lapso entre el muestreo y el ensayo, bajos pesos unitarios, elevadas relaciones de vacíos y humedades superiores al límite líquido, las cuales retienen en épocas de verano y en zonas por encima del nivel freático manteniéndose con altos grados de saturación. Este tipo de suelos presentan problemas en el proceso de explanación y compactación debido a sus características de humedad, de susceptibilidad al remoldeo y de cambio en sus propiedades durante el secado. Pese a las altas humedades y demás características mencionadas, su comportamiento mecánico es superior al esperado en otro suelo de condiciones de humedad y relación de vacíos similares, sus resistencias al corte drenadas y sin drenar y sus valores de CBR son de buena magnitud. En consecuencia, en proyectos viales se puede cometer errores en la clasificación de estos suelos, si no se toman los cuidados necesarios para determinar los parámetros reales en el laboratorio y se podría llegar a diseños equivocados y por demás conservadores si se usan correlaciones entre los valores índices y el CBR o entre los índices y el módulo resiliente. Para este tipo de suelos se recomienda evitar el pre-secado cuando se vayan a determinar los límites de consistencia para su clasificación. Para lograr el mejor desempeño de estos suelos se recomienda evitar el remoldeo y evaluar las condiciones originales del material in situ, con el fin de usarlas posteriormente como parámetros de diseño de la fundación.

2.1.1.3 Localización

Los suelos alofánicos abarcan cerca del 0.84% de la superficie terrestre y se encuentran principalmente (60%) en países tropicales (Shoji et al., 1993). En nuestro país, los suelos derivados de cenizas volcánicas representan el 11.6% de los suelos (Herrera Ardila, 2006) y cubren gran parte de la región andina, la cual se caracteriza por concentrar la mayoría de la población y proyectar el mayor crecimiento económico (Guerrero Castro & Cruz Velasco,

2018). En la Ilustración 2 se observa la ubicación de los suelos derivados de cenizas volcánicas y los principales volcanes del país.

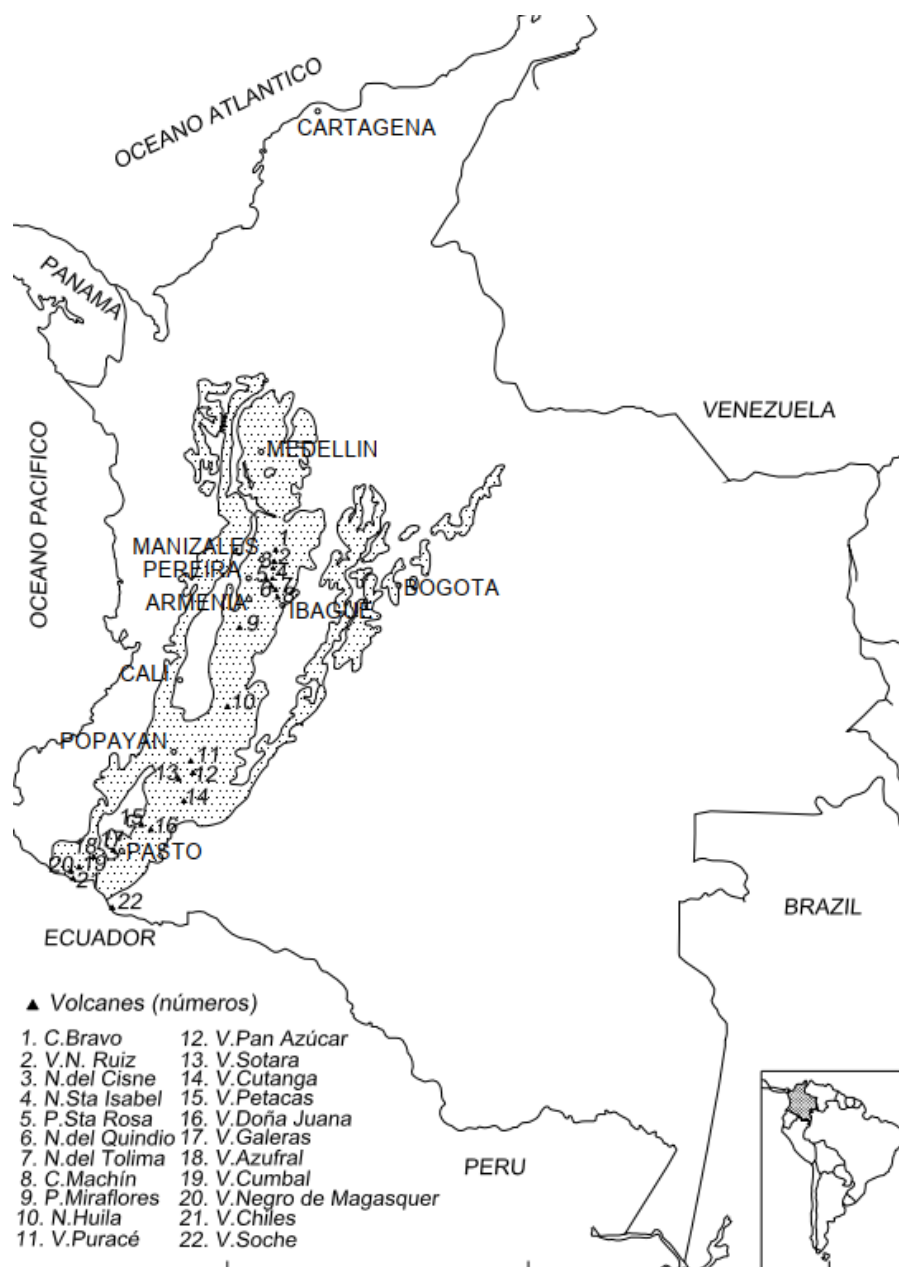


Ilustración 2. Ubicación de volcanes y suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia.

Fuente: Tomado de Herrera Ardila (2006).

2.1.2 Estabilización de suelos.

Los suelos, en ocasiones, no presentan las mejores características para ser usados en los diferentes proyectos de ingeniería, ya que presentan una resistencia deficiente, sufren deformaciones, desgastes y a largo plazo se deterioran de manera negativa a causa de los agentes atmosféricos. De acuerdo con esto, se hace necesario realizar ciertas adecuaciones o procesos que permitan mejorar estas características para volver los suelos aptos para su uso y así, evitar transporte de material adicional que aumenta los costos de las obras y el daño ambiental producto de la explotación de este (Parra, 2018).

Estos procesos de mejoramiento permiten modificar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos problemáticos (especialmente arcillas expansivas y suelos arcillosos blandos) a través de mecanismos e incorporación de productos químicos, sintéticos o naturales. La cal, el cemento y las cenizas se encuentran entre los agentes estabilizadores de suelos tradicionales que son muy populares entre los ingenieros geotécnicos para suprimir las propiedades de hinchamiento y aumentar la resistencia a la compresión de los suelos expansivos (Mirzababaei et al., 2017).

Los porcentajes de cal para agregar están en un rango de entre el 2 y 6% respecto al suelo seco, y según un trabajo de grado de la Universidad tecnológica de Cartagena, no es recomendable agregar más del 6%, pues se aumenta la plasticidad (Fontalvo et al., 2006).

Según Das (2010), la mezcla con cemento es el tratamiento de suelos de grano fino con pequeñas cantidades de cemento Portland para mejorar sus propiedades de ingeniería, utilizando normalmente $\leq 5\%$ en peso seco del suelo.

Sin embargo, la utilización de cemento portland y de la cal en la estabilización del suelo plantea problemas medioambientales, ya que su producción requiere grandes cantidades de energía. Las

emisiones de polvo y aerosoles de dióxido de azufre (SO₂) de las plantas de fabricación pueden suponer graves riesgos para la salud, incluidas las enfermedades respiratorias a largo plazo. El SO₂ es también uno de los principales responsables de la contaminación transfronteriza a través de la lluvia ácida (Sargent, 2015). Además, diversas investigaciones han demostrado que en la fabricación de una tonelada de cemento se emite aproximadamente una tonelada de CO₂, lo cual significa que la industria del cemento produce aproximadamente entre el 5% y el 8% de la contaminación mundial causada por la emisión de CO₂ (Pourabbas Bilondi et al., 2018).

Debido a lo anterior, la estabilización de suelos con polímeros ha ganado mayor atención en la última década, pues varios estudios han concluido que son estabilizadores eficaces y sostenibles al posibilitar la reutilización de suelo existente luego de cumplir su vida útil y que, además, durante su ejecución, no presentan el agrietamiento por contracción propio de los estabilizadores convencionales (Nesterenko, 2018).

De acuerdo a McLellan et al. (2011), un factor clave en el desarrollo de los geopolímeros es el deseo de reducir las emisiones de gases de efecto invernadero en la fabricación de productos de cemento, así el cemento geopolimérico se considera una alternativa potencial al cemento estándar además de que representa una oportunidad para convertir gran variedad de residuos en subproductos útiles.

2.1.3 Cemento portland

2.1.3.1 Definición

De acuerdo a la norma técnica colombiana (NTC-31) el cemento portland es un material pulverizado que además de óxido de calcio contiene sílice alúmina y óxido de hierro y que forma,

por adición de una cantidad apropiada de agua, una pasta conglomerante capaz de endurecer tanto en el agua como en el aire.

2.1.3.2 Composición y propiedades

El cemento portland está compuesto principalmente por óxidos de calcio, silicio, aluminio y hierro hasta en un 95%. Las fases presentes comprenden principalmente silicatos de calcio ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ y $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$) y en menor proporción aluminato de calcio ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$) y ferroaluminato de calcio ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$). Las propiedades de endurecimiento del cemento se logran mediante la mezcla de éste con el agua. Esto resulta en la formación de productos de hidratación que poseen cualidades ligantes y baja solubilidad en agua (las estructuras de cemento pueden subsistir aún bajo el agua). La reacción química principal se da con el silicato tricálcico y el agua, expresada en la fórmula condensada ($\text{C} = \text{CaO}$, $\text{S} = \text{SiO}_2$, $\text{H} = \text{H}_2\text{O}$) (Escalante García, 2002).



El gel C-S-H (sin indicar composición específica) es el responsable de las propiedades mecánicas conocidas del cemento; el CH [$\text{Ca}(\text{OH})_2$] es un subproducto de poco valor cementoso y puede ser el punto de origen de algunas reacciones degenerativas del cemento Pórtland hidratado (Escalante García, 2002).

Entre sus principales propiedades se pueden mencionar: fraguado rápido y endurecimiento lento, buena adherencia con otros materiales como piedra, acero y cerámica, es muy resistente, al mezclarse con agua se expande y posteriormente se retrae, es deformable a los ciclos humedad-sequedad y a las variaciones de temperatura (Crespo Escobar, 2010).

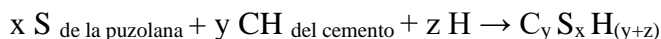
2.1.4 Materiales alternativos al cemento portland

La investigación sobre materiales alternativos al cemento portland ha sido de gran importancia dentro de la búsqueda de técnicas que permitan mitigar el impacto ambiental de la industria cementera. Debido a su índole cementoso, los materiales alternativos poseen la capacidad de reemplazar el cemento portland de forma parcial o total, esta sustitución está en función de características inherentes del material como su composición y su estructura cristalina, el tamaño de partícula, así como de la capacidad de generar una reacción hidráulica o puzolánica (Martínez López, 2015).

2.1.4.1 Materiales puzolánicos

Los materiales puzolánicos o “puzolanas” se refieren a aquellos cuya composición es rica en SiO₂, y que son similares a las cenizas volcánicas usadas por los romanos. Las puzolanas pueden ser artificiales o naturales, algunos ejemplos son el humo de sílice, la ceniza volante, la escoria siderúrgica, el caolín, la ceniza de cascarilla de arroz, la ceniza del tallo y de la hoja de la caña de azúcar, los cuales son artificiales, mientras que otros materiales como la toba volcánica, son considerados puzolanas naturales (Martínez López, 2015).

Los materiales puzolánicos son así llamados por la interacción química con los productos de hidratación del cemento, principalmente [Ca(OH)₂]; la reacción que describe tal proceso es llamada “reacción puzolánica”

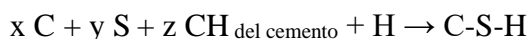


La generación de más C-S-H y la eliminación del CH producido por el cemento explican el incremento en las propiedades mecánicas de los cementos reemplazados (Escalante García, 2002).

2.1.4.2 Materiales hidráulicos

Los materiales hidráulicos, son cuerpos sólidos finamente molidos cuya propiedad fundamental es el fraguado hidráulico, es decir, que al reaccionar con el agua endurecen en pequeños periodos de tiempo formando una estructura capaz de pegar piedra y/o metales. Entre ellos se encuentran aglomerantes cálcicos como la cal y el yeso, así mismo se incluyen materiales y desechos como escorias de altos hornos, escorias de procesos de aceración, y producción de fósforo, zinc y plomo (Martínez López, 2015).

De acuerdo con Escalante García (2002), al igual que las puzolanas, los materiales hidráulicos interaccionan con los productos de hidratación del cemento, pero la reacción es diferente ya que los materiales hidráulicos, como la escoria de alto horno, contienen calcio en su composición química. La reacción que produce C-S-H y elimina el CH generado por el cemento sería (sin balancear):



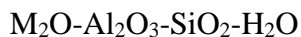
2.1.5 Activación alcalina

La activación alcalina de materiales consiste en un proceso que, bajo condiciones altamente alcalinas y cortos periodos de curado, permite obtener materiales con buen comportamiento cementante. De acuerdo con la ausencia o presencia (bajas concentraciones) de calcio, se presentan dos tipos de activación alcalina (Martínez López, 2015).

2.1.5.1 Sistema de activación alcalina con geopolímeros

Este sistema se denomina comúnmente como geopolímero o geocemento y se caracteriza por que los productos se obtienen a partir de la reacción entre aluminosilicatos sin calcio (arcilla,

caolín, metacaolín, cenizas volantes sin calcio) y disoluciones alcalinas. La siguiente ecuación representa el sistema de activación alcalina con geopolímeros.



Donde M es el catión alcalino, K^+ o Na^+ (Martínez López, 2015).

2.1.5.2 Cementos activados alcalinamente

Suelen conocerse como cementos activados alcalinamente. En este sistema se mezclan aluminosilicatos que contienen calcio en bajas concentraciones como por ejemplo escorias, cenizas volantes y disoluciones alcalinas. En aquellos casos en los cuales la cantidad de calcio es abundante, se pueden generar mezclas de estructuras (propias de estos sistemas y de geles CSH). La siguiente ecuación representa este sistema.



Donde M es el catión alcalino, K^+ o Na^+ (Martínez López, 2015).

2.1.6 Geopolímeros

2.1.6.1 Concepto

En la actualidad, la investigación, el desarrollo y la transferencia de tecnologías de nuevos materiales de ingeniería aplicados a la innovación y el mejoramiento de productos tienen un papel importante, dado que se busca fortalecer la manufactura de productos amigables con el medio ambiente y que a su vez posean buenas propiedades mecánicas y de resistencia a la corrosión, entre otras cosas (González et al., 2012).

El geopolímero o polímero inorgánico es un término que acuñó el ingeniero francés Joseph Davidovits a materiales que son producto de la mezcla de materiales ricos en sílice y alúmina (aluminosilicatos amorfos) con una solución alcalina y se forman bajo una reacción geosintética

alcanzada a bajas temperaturas. Los aluminosilicatos que eventualmente reaccionarían con esta solución alcalina podrían ser de origen diverso, incluso se podrían usar subproductos de industrias como la escoria de alto horno, o la ceniza volante. Diversos estudios a nivel mundial exhiben una variada gama de propiedades que presentan estos materiales como altas resistencias tempranas, resistencia al ataque tanto por sulfatos como ácido sulfúrico, baja retracción, resistencia a altas temperaturas, etc. Estas ventajas sumadas al alto nivel de sustentabilidad que presentaría su producción harían de los geopolímeros un material de construcción promisorio (Díaz, 2012).

Estas propiedades se deben básicamente a la estructura de cada material, que pueden adaptarse a diferentes aplicaciones, por lo que la geopolimerización podrá verse afectada por características como la composición mineralógica, relación sílice/alúmina, concentración de álcalis, morfología del reactivo, superficie específica, entre otras (Martínez López, 2015).

La Ilustración 3 muestra los dos componentes fundamentales de estos sistemas cementicios: un material cementante y un activador alcalino. Los materiales cementantes utilizados para la fabricación de cementos activados por álcalis pueden ser materiales cementicios con hidráulica intrínseca (escoria, OPC) o materiales puzolánicos y los activadores alcalinos utilizados normalmente son sales alcalinas o soluciones cáusticas (Garcia-Lodeiro et al., 2015).

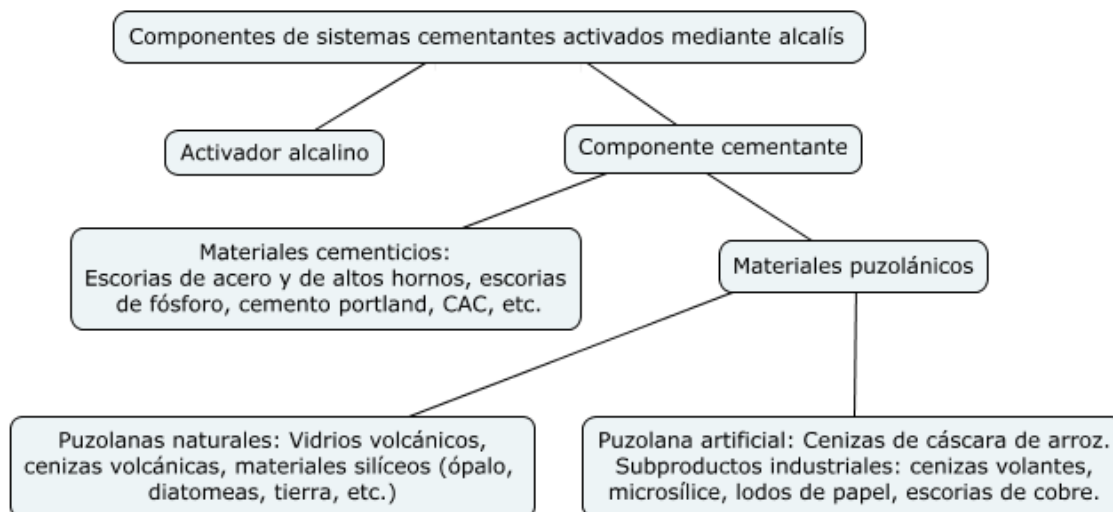


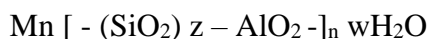
Ilustración 3. Componentes de sistemas cementantes activados por álcalis.

Fuente: Tomado y modificado de Garcia-Lodeiro et al. (2015).

Las ventajas de utilizar puzolanas como aglutinante de la matriz para la aglomeración es que tienden a ser económicas, respetuosas con el medio ambiente, más absorbentes de líquidos y son un producto altamente duradero (Petermann & Saeed, 2010).

Todo esto indica que los aglutinantes geopoliméricos presentan excelentes ventajas en cuanto a propiedades físico-mecánicas y por ende los suelos estabilizados con este tipo de materiales poseen muy buenos desempeños (Wang et al., 2021).

La estructura química de los geopolímeros se define como sigue:



Donde w es la cantidad de agua estructural; n es el grado de polimerización; M^+ es el catión alcalino [k^+ o Na^+] y z es la relación molar de Si/Al, que comúnmente es $z = 1-15$ y puede ser incluso mayor (Pourabbas Bilondi et al., 2018).

2.1.6.2 Proceso de geopolimerización

Los geopolímeros se desarrollan a través de una serie de procesos de reacción distintos, desde la activación puzolánica inicial hasta el desarrollo final de la microestructura.

Los principales procesos son:

1. La disolución de las especies de aluminosilicatos en un entorno altamente básico y alcalino (MOH), donde M hace referencia a un catión monovalente (como K^+ ó Na^+).
2. La polimerización de los minerales disueltos en un gel estructural de corta duración.
3. La precipitación de los productos de hidratación formados, similares a los de las zeolitas naturales.
4. El endurecimiento final de la matriz por exclusión del exceso de agua y el crecimiento de las estructuras cristalinas.

En la Ilustración 4 se observa el proceso global de polimerización en los geopolímeros activados por álcalis (Petermann & Saeed, 2010).

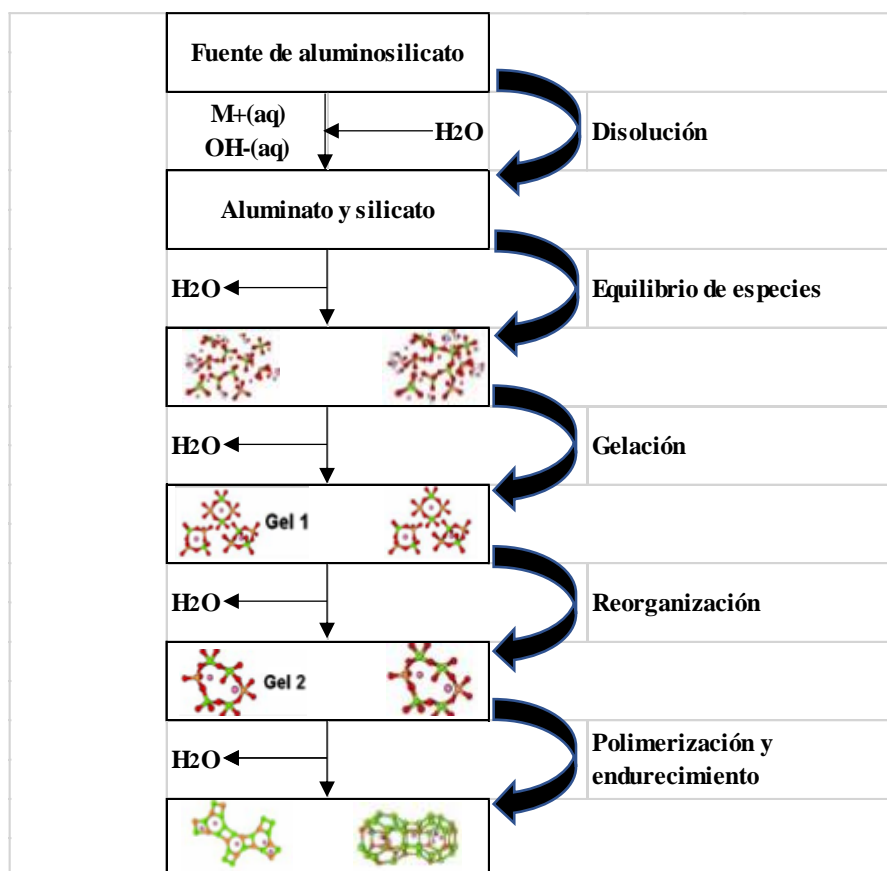


Ilustración 4. Modelo de desarrollo del geopolímero.

Fuente: Tomado y modificado de Petermann & Saeed, (2010).

2.1.7 Residuos de quema o cenizas.

La ceniza es el producto de la combustión de algún material, está compuesta por sustancias inorgánicas no combustibles, como sales minerales. En un proceso de combustión se pueden generar dos tipos de residuos sólidos, las cenizas volantes y las cenizas de fondo o escorias. Las escorias son los residuos generados por la combinación de material total o parcialmente quemado que se descarga en las parrillas y las cenizas volantes son las provenientes del sistema de control de contaminación de aire (Alonso, 2015).

La quema de productos derivados de los cultivos agrícolas es la fuente principal de la ceniza de estos, estas cenizas son una alternativa para la industria de la ingeniería civil, ya que algunas tienen propiedades puzolánicas que pueden asemejarse al cemento, como es el caso de la ceniza de cascarilla de arroz (CCA) y la ceniza bagazo de caña (CBC) (Triana et al., 2018). En la Tabla 2 se presentan las características físicas y químicas del cemento y de tres tipos de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC).

Tabla 2. Características físicas y químicas de la CBC y el cemento.

Características (%)	CBC1	CBC2	CBC3	Cemento
SiO ₂	58,6	76,4	63,2	24,3
Al ₂ O ₃	11,8	5,8	8,5	4,3
Fe ₂ O ₃	5,8	4,5	6,4	3,0
CaO	3,0	3,3	3,9	58,8
MgO	2,2	2,3	4,3	1,4
K ₂ O	2,0	4,2	7,3	0,7
Na ₂ O	1,3	1,2	1,1	0,8
Pérdidas por ignición	10,0	2,0	11,0	4,0
Tamaño de partícula (µm)	38,7	79,8	41,5	16,0

Fuente: Tomado de Vidal et al. (2014).

En los países productores de café, los residuos y subproductos del café constituyen una fuente de grave contaminación y problemas ambientales. Al parecer esta materia prima resulta ser inútil,

pero se le puede encontrar un extraordinario uso: Como quemando el cisco del café, para obtener su ceniza y poder aplicarla como material de estabilización para subrasantes (Cobos et al., 2019).

En la Tabla 3 se presenta la composición química de la biomasa y ceniza del cisco de café.

Tabla 3. Composición química de la biomasa y ceniza de Café.

Compuesto	Biomasa (%)	Ceniza (%)
SiO ₂	0,16	4,91
Al ₂ O ₃	0,08	4,11
Fe ₂ O ₃	0,01	1,76
TiO ₂	0,00	0,22
CaO	0,18	27,41
MgO	0,05	10,05
Na ₂ O	0,005	0,57
K ₂ O	0,18	18,61
P ₂ O ₅	0,03	6,11
SO ₃	0,07	5,62
Cr ₂ O ₃	-	0,02
MnO	-	0,22
CuO	-	0,14
ZnO	-	0,26
Rb ₂ O	-	0,05
SrO	-	0,66
ZrO ₂	-	0,25
BaO	-	0,51
Cl	-	0,04
PPI*	99,20	18,49

*PPI-Pérdidas Por Ignición

Fuente: Tomado de Manrique (2018).

2.2 ESTADO DEL ARTE

2.2.1 Estabilización con polímeros

Entre los estabilizadores no tradicionales para aplicaciones en el sector de la construcción, se incluyen las fibras, resinas, emulsiones derivadas del petróleo, sales, además de los ácidos y polímeros. De acuerdo con la enciclopedia británica, un polímero se define como “cualquier clase de sustancias naturales o sintéticas compuestas por moléculas muy grandes, llamadas macromoléculas, que se componen de múltiples unidades químicas más simples, llamadas

monómeros”. Estas sustancias se forman mediante el proceso químico conocido como polimerización y pueden ser clasificadas en función del número de monómeros, de sus propiedades intrínsecas y de su heterogeneidad estructural. El desarrollo en la tecnología de los polímeros ha facilitado nuestras vidas y ha sido uno de los motores del desarrollo en la ciencia de los materiales (Herradón, 2014).

En la investigación de Georgees et al. (2016) se reseñan experimentos realizados en Australia para evaluar el rendimiento de materiales tratados con polímeros, particularmente el polímero orgánico sintético poliacrilamida (PAM) en aplicaciones de subbase de pavimento y se concluyó que utilizando dicho estabilizador en los suelos originarios de Australia se logra aumentar la máxima densidad seca, la resistencia a la compresión no confinada, el CBR en muestras de suelos no saturados y además, disminuye la permeabilidad de los suelos.

A partir de otro estudio realizado también en Australia, denominado “Polymers for Stabilization of Soft Clay Soils”, Mirzababaei et al. (2017) indican que los polímeros desarrollan un efecto sustancial de mejora de la resistencia en los suelos arcillosos debido a la formación de enlaces entre los minerales arcillosos y los grupos terminales polares del polímero.

En la construcción de carreteras en las cuales se aplica la estabilización con polímeros se ha demostrado una reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero en casi un 90%, una reducción significativa de las necesidades de agua y un importante ahorro económico anual en el mantenimiento de las carreteras cuando se utilizan aditivos poliméricos para la construcción de carreteras (Camarena, 2013).

2.2.2 Estabilización con cenizas.

La utilización de subproductos industriales disponibles en abundancia, como las cenizas volantes y las escorias, que tradicionalmente se destinan a los rellenos sanitarios, para generar aglutinantes alternativos eliminará los problemas de producción y medioambientales asociados a los aglutinantes tradicionales de cemento y cal. Además, el uso de los residuos de cenizas volantes y escorias en la industria de la mejora del suelo reduciría la necesidad de ampliar los vertederos actualmente existentes o de crear nuevos vertederos (Arulrajah et al., 2018).

De acuerdo con la tesis de pregrado “Análisis comparativo de la resistencia al corte y estabilización de suelos arenosos finos y arcillosos combinadas con ceniza de carbón” realizada por Cañar (2017), la ceniza de carbón al combinarse con suelos arenosos y arcillosos disminuye la humedad, expansión y plasticidad de los suelos.

En el proyecto investigativo “Estabilización Mecánica De Suelos Cohesivos a Través De La Utilización De Cal - Ceniza Volante” que llevó a cabo González Guerra (2014) se concluyó que el uso de cal y ceniza volante para estabilizar suelos cohesivos es eficaz, ya que se produjo un aumento de hasta cuatro veces el valor inicial de CBR a 95 por ciento.

Las principales mejoras geotécnicas evidenciadas producto de la adición de escoria blanca al suelo arcilloso son, según los resultados de la investigación de Leiva et al. (2017), disminución de la plasticidad, modificación de las características de compactación (aumento del peso específico seco y disminución de la humedad óptima), aumento del valor del CBR, así como también el aumento de la resistencia a la compresión simple a medida que aumenta el tiempo de curado, además, según ensayos de hinchamiento libre y colapso las mezclas de suelo-escoria no presentan variación volumétrica.

Según Ryu et al. (2013), las cenizas de carbón pueden llegar a utilizarse para sustituir el cemento Pórtland al activarse con una solución alcalina. Estos ligantes activados por álcalis pueden ofrecer la posibilidad de procesar residuos inorgánicos porque las propiedades de los productos a base de ligantes activados por álcalis suelen ser mejores que las de los materiales preparados a base de los actuales cementos Portland (Škvára et al., 2005).

La distribución del tamaño de las partículas y su finura son las características físicas de las cenizas que más afectan a su reactividad, las partículas más pequeñas de los materiales puzolánicos son más reactivas en la solución, una de las razones es que estas tienen una mayor superficie de contacto con sustancias químicas. Los materiales con grandes cantidades de partículas finas producen cementos con menor porosidad y resistencias mecánicas superiores (Zuluaga, 2015).

2.2.3 Estabilización con geopolímeros

En el estudio comparativo “Clayey soil stabilization using geopolymer and Portland cement” llevado a cabo por Ghadir & Ranjbar (2018), se observó que el suelo arcilloso estabilizado con un geopolímero a base de ceniza volcánica obtuvo una mejora de hasta el 200% en la resistencia a la compresión en comparación con las muestras correspondientes de cemento portland ordinario en condición de curado en seco, mientras que el suelo estabilizado con cemento portland ordinario en ambientes húmedos obtuvo un 33% más de resistencia en comparación con los especímenes de geopolímeros, esta diferencia está asociada al papel del agua y del pH en la cinética de la geopolimerización y de la hidratación del cemento Portland.

Abdullah et al. (2019) concluyó a partir de su estudio “Geo-mechanical behavior of clay soils stabilized at ambient temperature with fly-ash geopolymer-incorporated granulated slag” que el geopolímero basado en cenizas volantes puede ser un estabilizador eficaz de los suelos arcillosos

naturales y que el comportamiento geomecánico de las arcillas tratadas con geopolímeros está relacionado con la mineralogía de la arcilla.

2.2.4 Estabilización de suelos derivados de ceniza volcánica.

Alrededor de las zonas volcánicas se encuentran depósitos de suelos residuales formados a partir de la meteorización de cenizas volcánicas, estudios sobre suelos similares y sobre su desempeño en obras de ingeniería en diferentes países del mundo muestran que este tipo de suelos presentan propiedades inusuales en comparación con suelos sedimentarios. Problemas de tipo geotécnico comúnmente asociados a estos suelos incluyen inestabilidad de taludes, alta sensibilidad, agrietamiento y problemas durante su manejo como materiales de construcción (excesiva humedad, consistencia muy blanda) (Lizcano et al., 2006).

Las composiciones mineralógicas de estos suelos residuales son bastante variables, lo que afecta la reactividad y al comportamiento mecánico general de estos suelos cuando se tratan con cemento, sin embargo, la adición de una cantidad óptima de cemento y arena gruesa al suelo residual existente aumenta significativamente los valores del coeficiente de soporte de California (CBR), que son aceptables para fines de ingeniería civil (Goodary et al., 2012).

En Colombia se realizó una tesis que permitió determinar que el uso de la ceniza de la cascarilla de arroz y ceniza de bagazo de caña de azúcar para la estabilización y mejoramiento de suelos de origen volcánico como material de subrasante puede resultar una alternativa económica, sustentablemente ambiental, de la cual se puede obtener resultados que muestran un beneficio en las condiciones físico-mecánicas del suelo (Triana et al., 2018).

Así mismo, otro estudio realizado por Cobos et al. (2019) dio a conocer que la ceniza de cascarilla de café y la ceniza de cáscara de coco funcionan como material conglomerante que

permite potenciar las propiedades de un suelo de origen volcánico, y, por ende, se concluyó que el uso de suelos de origen volcánico con adiciones de biomasa puede ser una alternativa que permita generar mejoramiento de subrasantes a un costo menor.

3 METODOLOGIA

3.1 MARCO GEOGRÁFICO

Las muestras se tomaron en la ciudad de Popayán, la cual se encuentra cercana a la cadena volcánica de los Coconucos, en el departamento del Cauca, a una altura de 1760 m.s.n.m., con una temperatura media de 19°C. Popayán está ubicado al sur-occidente del país y limita al oriente con los municipios de Totoró y Puracé; al occidente con los municipios de El Tambo y Timbío; al norte con Cajibío y Totoró y al sur con los municipios de Sotaró y Puracé. Ver Ilustración 5 e Ilustración 6.



Ilustración 5. Ubicación del Departamento del Cauca, Colombia.

Fuente: Tomado de [https://es.wikipedia.org/wiki/Cauca_\(Colombia\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Cauca_(Colombia))



Ilustración 6. Ubicación de Popayán, Departamento del Cauca.

Fuente: Tomado de [https://es.wikipedia.org/wiki/Cauca_\(Colombia\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Cauca_(Colombia))

De forma más precisa, las muestras se extrajeron en los siguientes puntos de la ciudad (ver la Tabla 4 y la Ilustración 7).

Tabla 4. Ubicación de los suelos estudiados.

Muestras	Lugar	Coordenadas	
		Latitud	Longitud
Suelo 1 - Facultad	Facultad De Ciencias Contables, Económicas Y Administrativas - Universidad del Cauca	2°26'48,74" N	76°35'48,82" O
Suelo 2 - Pueblillo	Ladrillera - Calle 20 con Vía al Huila	2°26'45,78" N	76°35'15,93" O

Fuente: Elaboración propia.

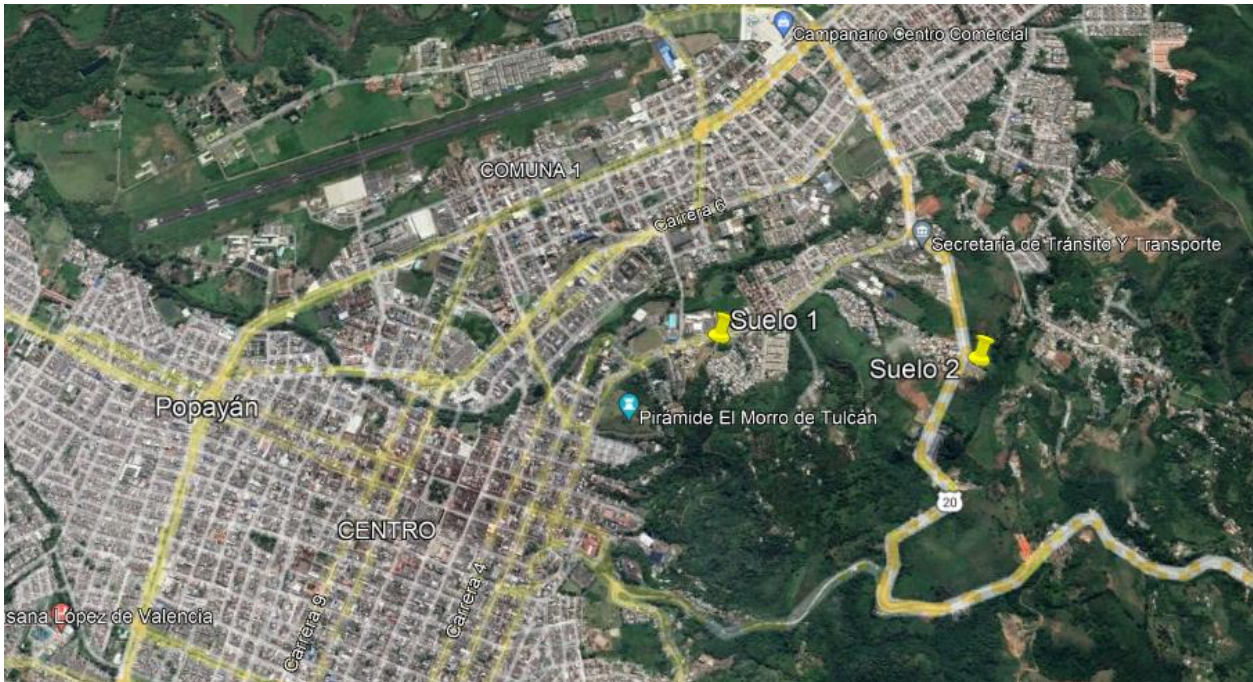


Ilustración 7. Ubicación de los suelos estudiados.

Fuente: Tomada y modificada de: Google earth.

3.2 MARCO NORMATIVO

El proyecto investigativo se apoya en la norma INVIAS 2013 vigente en Colombia, la cual estandariza los requerimientos y especificaciones de los ensayos necesarios para diseño y construcción de carreteras.

- Conservación y transporte de muestras de suelo (INV E-103)
- Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo-agregado (INV E-122)
- Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos (INV E-123)
- Determinación del límite líquido de los suelos (INV E-125)

- Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos (INV E-126)
- Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos y la llenante mineral, empleando un picnómetro con agua (INV E-128)
- CBR de suelos compactados en el laboratorio y sobre muestra inalterada (INV E-148)
- Compresión inconfiada en muestras de suelos (INV E-152)

Adicionalmente, se tuvieron en cuenta aspectos de la normativa reciente (2022), la cual surgió como proyecto entre el INVIAS y la Universidad del Cauca y reglamenta procesos relacionados a la estabilización de suelos con productos químicos no tradicionales:

- Relaciones humedad – peso unitario seco de mezclas de suelo con estabilizantes químicos no tradicionales (INV E-631)
- Resistencia a la compresión inconfiada de muestras de suelo estabilizadas con productos químicos no tradicionales (INV E-632)
- Estabilización de suelos con productos químicos no tradicionales (Artículo 237 – 22)

3.3 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

Esta investigación se ejecutó en tres etapas: apoyo de información secundaria, trabajo de campo y ensayos de laboratorio organizados en un programa experimental con el fin de investigar y describir el comportamiento de los suelos derivados de cenizas volcánicas estabilizados mediante activación alcalina de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC). Los suelos son analizados con las metodologías e instrumentos estipulados en las normas colombianas, una vez obtenida la información se realizó el debido análisis de los datos por medio de tablas y/o gráficas, permitiendo proyectar el comportamiento de los suelos derivados de cenizas volcánicas naturales y estabilizados mediante activación alcalina de residuos de quema determinados.

3.3.1 APOYO DE INFORMACION SECUNDARIA

Se realizó una revisión bibliográfica intensiva en relación a los objetivos propuestos, durante la cual se pudo obtener información importante sobre los suelos derivados de cenizas volcánicas y su caracterización y también acerca de estabilización de suelos con materiales alternativos. Gracias a la adquisición de dicha información en las distintas bases de datos se han recopilado ideas y referencias para la ejecución del presente proyecto de investigación.

3.3.2 TRABAJO DE CAMPO

3.3.2.1 Muestras de suelo

Se realizó una visita de campo a dos taludes en la ciudad de Popayán, el primero (Suelo 1 - Facultad) ubicado detrás de la Facultad De Ciencias Contables, Económicas Y Administrativas de la Universidad del Cauca, con coordenadas (2°26'48.74"N, -76°35'48.82"E) y el segundo (Suelo 2 - Pueblillo) en la ladrillera ubicada en la Calle 20 Norte con vía al Huila, con coordenadas (2°26'45.78"N, -76°35'15.93"E), en los cuales se tomaron muestras alteradas excavando la cantera y muestras inalteradas mediante el hincado de tubos de pared delgada, ver la Ilustración 8.



Ilustración 8. Toma de muestras de suelo.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2.2 Obtención de la ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC)

Se recogió el material del fondo de las calderas de un trapiche convencional ubicado en Higuerones, Cauca. Posteriormente se tamizó por el tamiz #20 con el fin de remover suciedad, después se procedió a moler para finalmente tamizar por el tamiz #200.

3.3.2.3 Activador alcalino

El hidróxido de sodio es uno de los materiales más comunes usados como un activador alcalino, por esto se eligió una solución de hidróxido de sodio (NaOH) como activador alcalino en el presente estudio. Se utilizó agua destilada e hidróxido de sodio (NaOH) comercial (Ver Tabla 5) para preparar las soluciones de hidróxido de sodio (NaOH) (Ver Ilustración 9). Como la reacción

que se da al realizar esta disolución del hidróxido de sodio (NaOH) en agua es exotérmica, la solución alcalina se preparó con mínimo un día antes de ser usada. Esta solución alcalina se adicionó a las muestras de suelo y suelo-ceniza hasta obtener el contenido de humedad óptimo y se mezcló hasta preparar una mezcla uniforme.

Tabla 5. Propiedades físicas y químicas del hidróxido de sodio

Fórmula	Masa molar	Pureza	Densidad	pH
NaOH	40 g/mol	98%	2.13 g/cm ³ (20°C)	14

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 9. Preparación del activador alcalino

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.3.3.1 Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos (INV E-123)

Se trabajó con una muestra secada en el horno a 110°C hasta masa constante, para luego lavarse por el tamiz N°200 y poder separar los finos. El retenido en este tamiz se introdujo al horno nuevamente a 110°C hasta masa constante y se determinó el peso final de finos. Esta muestra fue tamizada de nuevo, en este caso por los siguientes tamices: tamiz 3/8" (9,52mm), tamiz N°4 (4,75mm), N°10 (2mm), N°20 (0,85mm), N°40 (0,425mm), N°100 (0,15mm) y N°200 (0,075mm), ver Ilustración 10. Por último, se determinó el porcentaje de gravas, arenas y finos.



Ilustración 10. Tamizado para ensayo de granulometría.

Fuente: Elaboración propia.

Con los resultados obtenidos se determinó necesario realizar el ensayo del hidrómetro (ver Ilustración 11). Este ensayo se realizó con una muestra de 50 gramos de masa seca del material pasante del tamiz #200 (0,075 mm). Se utilizó como agente dispersante una solución de hexametáfosfato de sodio en agua destilada con una proporción de 40 gramos de hexametáfosfato de sodio por litro de solución, se mezcló la muestra con esta solución dispersante para luego dejarla saturar por 16 horas. Después del periodo de saturación de la muestra, la lechada se mezcló mediante instrumento agitador mecánico, se introdujo en una probeta de 1000 mL, se aforó con agua destilada y se agitó girando a 180° durante un minuto para luego proceder a tomar lecturas.

Posteriormente se realizaron lecturas de densidad y temperatura, con un hidrómetro 152-H y un termómetro, a los 2, 5, 15, 30, 60, 250 y 1440 minutos.



Ilustración 11. Ensayo del hidrómetro.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.2 Determinación del límite líquido de los suelos (INV E-125)

Se usó el Método A o límite líquido multipunto, el cual requiere 3 o más tanteos sobre un rango de contenidos de agua donde se obtenga una consistencia que requiera de 15 a 35 golpes de la cazuela para cerrar la ranura que se forma en el suelo, estos resultados se dibujaron para establecer una relación a partir de la cual se determinó el límite líquido.

Se procesó la muestra de suelo para remover cualquier porción retenida en el tamiz de 425 μm (No. 40). El límite líquido se determinó mediante tanteos, en los cuales una porción de la muestra se esparció sobre una cazuela de bronce y se dividió en dos partes con ayuda del ranurador plano, permitiendo que esas dos partes fluyeran como resultado de los golpes recibidos por la caída repetida de la cazuela sobre una base normalizada, ver la Ilustración 12.

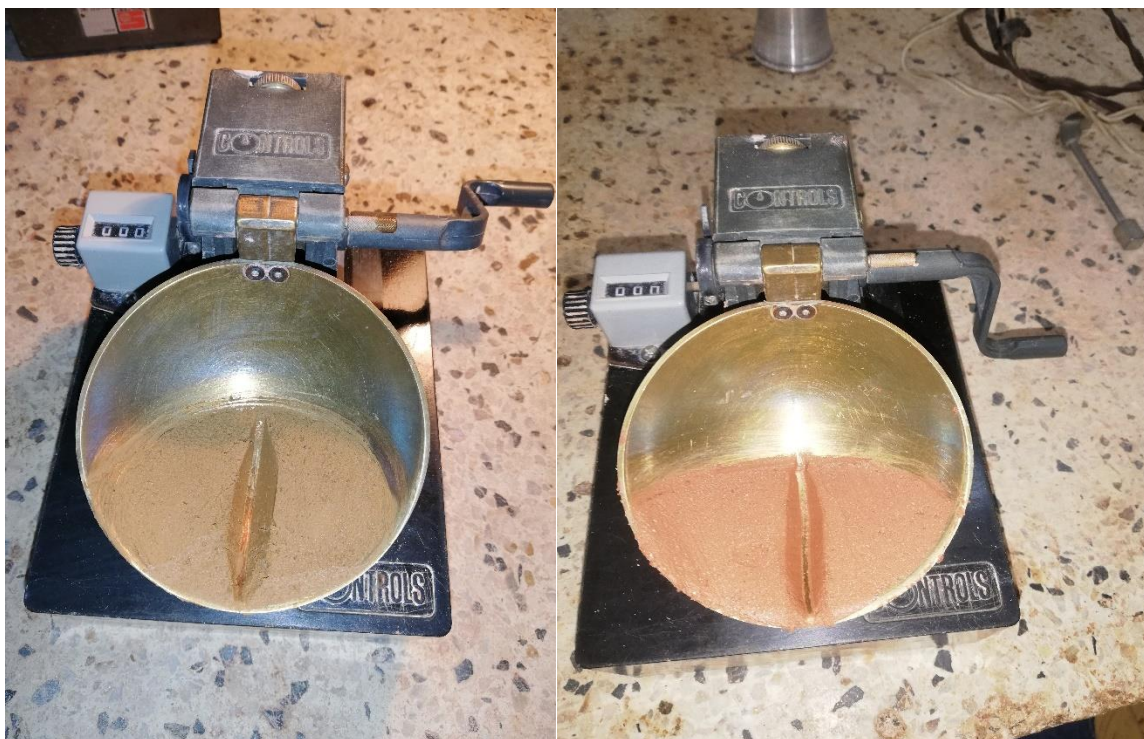


Ilustración 12. Ensayo de límite líquido.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.3 Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos (INV E-126)

El límite plástico es la humedad más baja con la cual se pueden formar rollos de suelo de 3,2mm o 1/8” de diámetro, sin que ellos se agrieten o desmoronen. Este ensayo se realizó presionando pequeñas muestras de suelo para fabricar rollitos con el diámetro especificado, hasta que su contenido de agua se redujo al punto de generarse agrietamiento y/o desmoronamiento de los rollitos. Por último, todas estas fracciones de muestras se llevaron al horno a 110°C, para poder determinar su humedad, ver Ilustración 13.



Ilustración 13. Ensayo de límite plástico.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.4 Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos y la llenante mineral, empleando un picnómetro con agua (INV E-128)

Se utilizó el método A el cuál es recomendado para especímenes húmedos. Se tomaron 3 muestras de suelo y se disgregaron sus grumos con ayuda de agua para luego llevar al mezclador mecánico. Se vertió cada mezcla en su respectivo matraz, cuyo peso es conocido, sin dejar material, llenando $\frac{3}{4}$ partes del matraz. Se sacó el aire con ayuda de una bomba de vacío, ver la Ilustración 14. Se aforó por completo el matraz hasta la línea de enrase y se pesó para después

tomar la temperatura de ensayo. Finalmente se vertió la lechada en un recipiente de masa conocida sin desperdiciar material para llevar al horno a una temperatura de $110^{\circ}\text{C}\pm 5^{\circ}\text{C}$ y evaporar el agua y determinar la masa seca del material.



Ilustración 14. Ensayo de gravedad específica.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.5 CBR de suelos compactados en el laboratorio (INV E-148)

Se compactaron 4 muestras de suelo en moldes de CBR, cada muestra se compactó en 5 capas y con un contenido de humedad determinado, con el fin de definir las relaciones humedad - densidad seca de los suelos (curvas de compactación) para 3 distintas energías de compactación (10, 25 y 56 golpes por capa).

Posteriormente se colocó una placa perforada con vástago ajustable más una sobrecarga de aproximadamente 10 libras sobre cada muestra, para luego sumergirlas en un tanque, permitiendo el acceso libre del agua en las partes inferior y superior de estas. Por 4 días se tomaron lecturas para medir la expansión con ayuda de un trípode de medida, haciendo coincidir el vástago del deformímetro con el de la placa perforada. Después del periodo de inmersión se sacaron los especímenes del tanque, se escurrió el exceso de agua por 15 minutos y se procedió con el ensayo de penetración.

Con la misma sobrecarga del período de inmersión sobre las muestras, se montó un dial para medir la penetración del pistón y luego se ubicó en cero, así como el dial del anillo dinamométrico.

Se aplicó la carga sobre el pistón de penetración mediante un gato, produciendo una velocidad de penetración constante de 1.27 mm (0,05") por minuto con ayuda del deformímetro de penetración y un cronómetro. Se tomaron lecturas de carga para las penetraciones de 0.025", 0.050", 0.075", 0.100", 0.125", 0.150", 0.175", 0.200", 0.300", 0.400" y 0.500". La Ilustración 15 muestra el ensayo descrito anteriormente.



Ilustración 15. Ensayo de CBR.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.6 Compresión inconfiada en muestras de suelos (INV E-152)

Se usó la humedad óptima y energía del Proctor estándar para compactar briquetas de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura (relación altura/diámetro de 2), luego se almacenaron en cámaras de humedad. Cumplido el tiempo de curado, con ayuda de un aparato de compresión, un deformímetro y un cronómetro se aplicó la carga requerida para producir una deformación axial a una velocidad de 2.5% por minuto, hasta que la carga disminuyera al aumentar la deformación (Ver Ilustración 16).



Ilustración 16. Ensayo de Resistencia a la compresión simple (RCS).

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.7 Expansión libre

Se usó la humedad óptima y energía del Proctor estándar para compactar una muestra de 6.35 cm de diámetro y 2.0 cm de altura dentro de un anillo metálico. Se colocó el anillo con la muestra entre dos piedras porosas y se instala en la caja metálica. Luego se ensambló la caja en el edómetro, ubicando el dial de deformación y nivelando el sistema para cuadrar el deformímetro en cero. Se aplicó una carga de ajuste sobre la muestra de 0.07kg/cm^2 para generar asentamiento en esta y se volvió a llevar el deformímetro al cero. Finalmente se saturó la muestra y se activó el cronómetro para tomar lecturas de expansión y a 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 30, 60, 90 y 120 minutos hasta que el cambio volumétrico se estabilizó (Ver Ilustración 17).



Ilustración 17. Prueba de expansión libre.

Fuente: Elaboración propia.

4 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE MATERIALES EN ESTADO NATURAL O NO ESTABILIZADO

4.1 GRANULOMETRÍA

El análisis granulométrico se realizó con base en la norma INV E-123-13.

4.1.1 Suelo 1 – Facultad

Los resultados de la determinación de los tamaños de las partículas del Suelo 1 – Facultad se muestran en las tablas Tabla 6, Tabla 7 y

Tabla 8 así como en la Gráfica 1. De acuerdo a estos resultados el Suelo 1 – Facultad es un suelo fino, con un pasante del tamiz #200 mayor al 96% y un 57.3% perteneciente a la fracción arcillosa según el ensayo del hidrómetro realizado.

Tabla 6. Datos del ensayo de granulometría – Suelo 1 – Facultad.

Tamiz	Tamaño partícula (mm)	Pasa (%)
3/8"	10.00	100.00
#4	4.75	99.87
#10	2.00	99.76
#20	0.85	99.16
#40	0.425	98.72
#100	0.15	98.06
#200	0.075	96.52

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7. Resultados finales del ensayo de granulometría – Suelo 1 – Facultad.

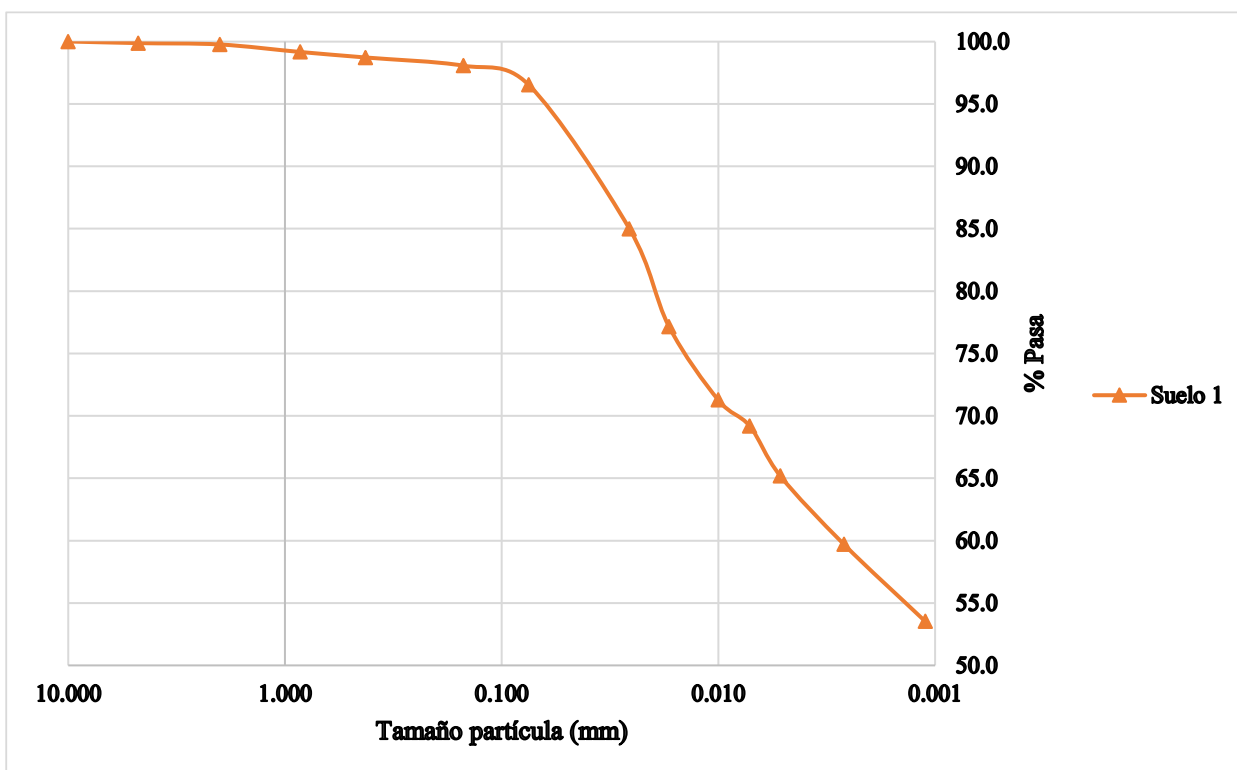
Grava (%)	0.13
Arena (%)	3.35
Finos (%)	96.52
Total (%)	100.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Datos del ensayo del hidrómetro – Suelo 1 – Facultad.

Tamaño partícula (mm)	Pasa (%)
0.075	100
0.0257	88.1
0.0169	79.9
0.0100	73.9
0.0072	71.7
0.0052	67.5
0.0026	61.9
0.0011	55.5

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 1. Curva granulométrica – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2 Suelo 2 – Pueblillo

Los resultados de la determinación de los tamaños de las partículas del Suelo 2 – Pueblillo se muestran en las tablas Tabla 9, Tabla 10 y Tabla 11 así como en la Gráfica 2. De acuerdo a estos resultados el Suelo 2 – Pueblillo es un suelo fino, con un pasante del tamiz #200 mayor al 59% y un 8.4% perteneciente a la fracción arcillosa según el ensayo del hidrómetro realizado.

Tabla 9. Datos del ensayo de granulometría – Suelo 2 – Pueblillo.

Tamiz	Tamaño partícula (mm)	Pasa (%)
3/8"	10.00	100.00
#4	4.75	99.65
#10	2.00	99.49
#20	0.85	96.51
#40	0.43	89.22
#100	0.15	72.32
#200	0.08	59.41

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10. Resultados finales del ensayo de granulometría – Suelo 2 – Pueblillo.

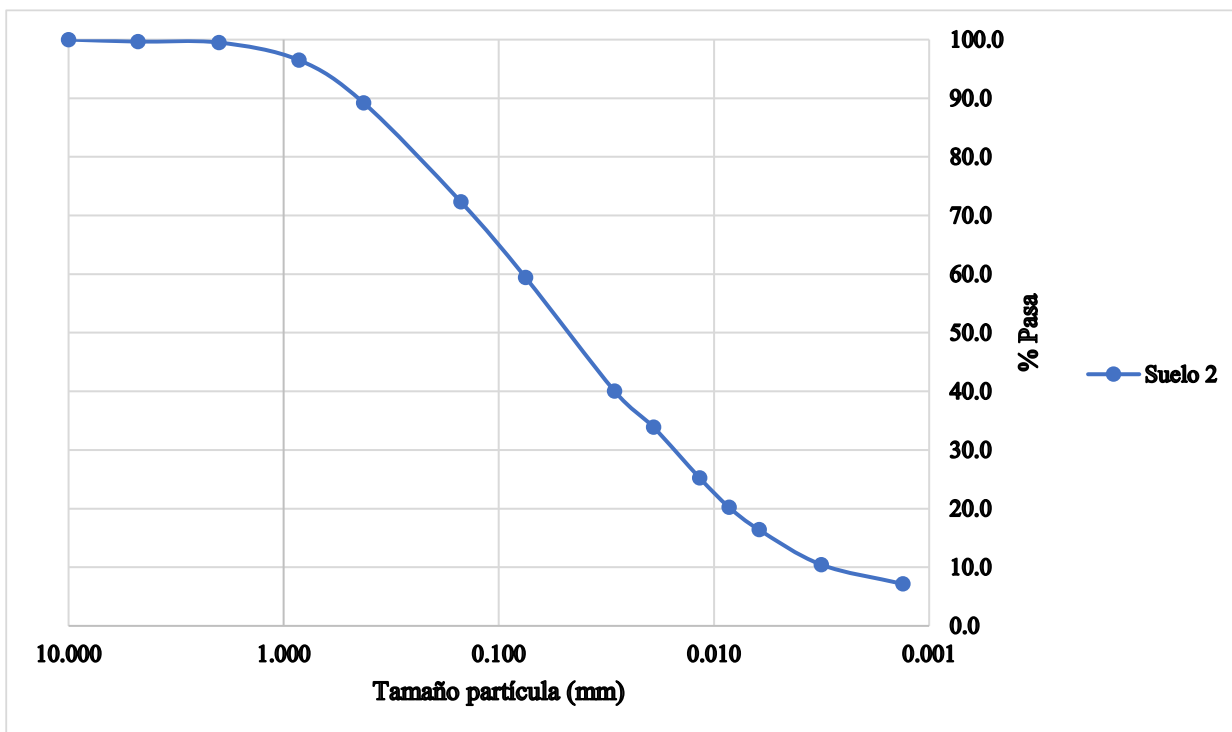
Grava (%)	0.35
Arena (%)	40.24
Finos (%)	59.41
Total (%)	100.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. Datos del ensayo del hidrómetro – Suelo 2 – Pueblillo.

Tamaño partícula (mm)	Pasa (%)
0.075	100.0
0.0290	67.4
0.0191	57.1
0.0117	42.5
0.0085	34.1
0.0062	27.6
0.0032	17.6
0.0013	12.1

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 2. Curva granulométrica – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

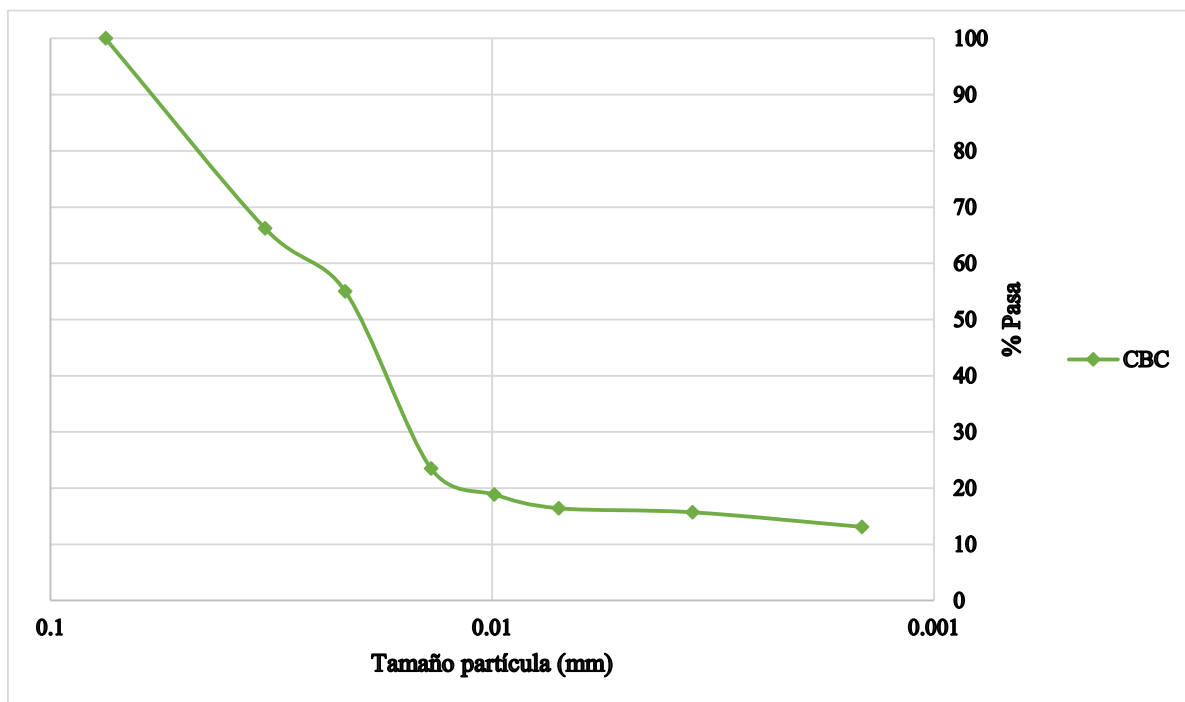
4.1.3 Ceniza de bagazo de caña de azúcar - CBC

Los resultados de la determinación de los tamaños de las partículas de la ceniza de bagazo de caña de azúcar - CBC se muestran en la Tabla 12 y en la Gráfica 3. De acuerdo a estos resultados la ceniza de bagazo de caña de azúcar - CBC es un material con un 13.8% perteneciente a la fracción arcillosa según el ensayo del hidrómetro realizado.

Tabla 12. Datos del ensayo del hidrómetro – CBC.

Tamaño partícula (mm)	Pasa (%)
0.075	100
0.0327	66.2
0.0215	55.0
0.0138	23.5
0.0099	18.9
0.0071	16.4
0.0035	15.7
0.0015	13.1

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 3. Curva granulométrica – CBC.

Fuente: Elaboración propia.

4.2 LÍMITES DE CONSISTENCIA

Los límites de consistencia se realizaron en base a la norma INV E-125-13, INV E-126-13 e INV E-127-13.

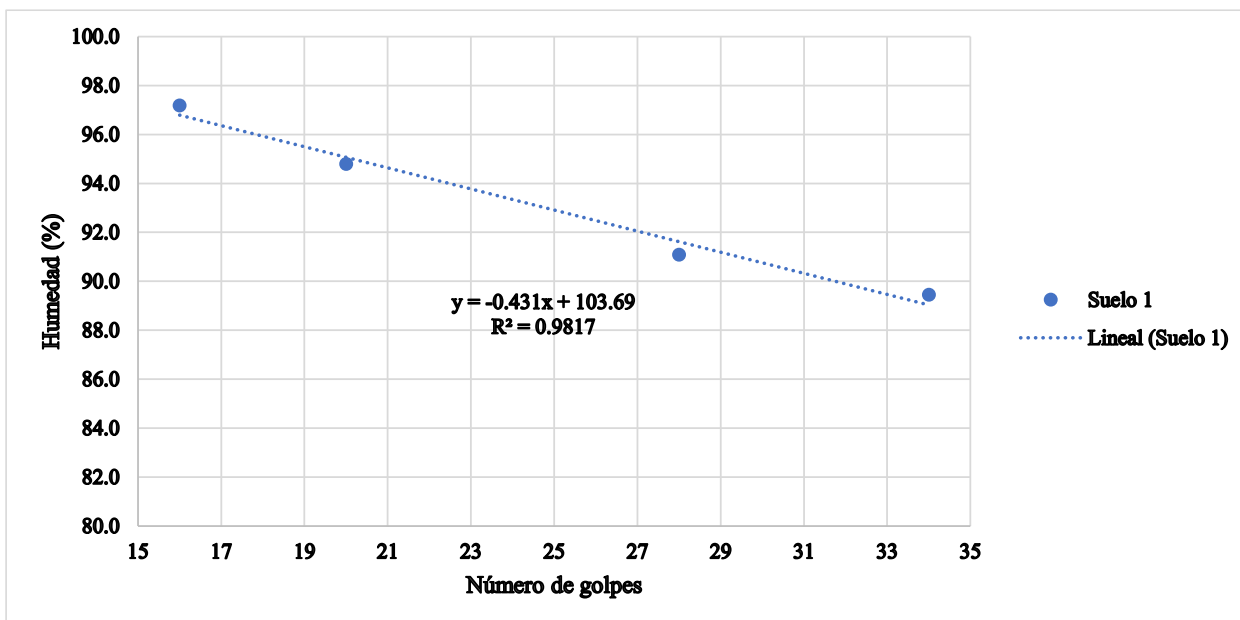
4.2.1 Suelo 1 – Facultad

Los resultados de los límites de consistencia del Suelo 1 – Facultad se muestran en la Tabla 13 y en la Gráfica 4. De acuerdo a estos ensayos, se determinó que el Suelo 1 – Facultad posee un límite líquido de 92.9%, un límite plástico de 53.1% y un índice de plasticidad de 39.8%, lo que permite clasificarlo como un limo de alta plasticidad (MH) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), adicionalmente, se encontró que su límite de contracción es de un 36%.

Tabla 13. Resultados de los límites de consistencia y clasificación SUCS – Suelo 1 – Facultad.

Límites de Atterberg	
Límite líquido (%)	93
Límite plástico (%)	53
Índice de plasticidad (%)	40
Límite de contracción (%)	36
SUCS	Limo de alta plasticidad (MH)

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 4. Diagrama de fluidez – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

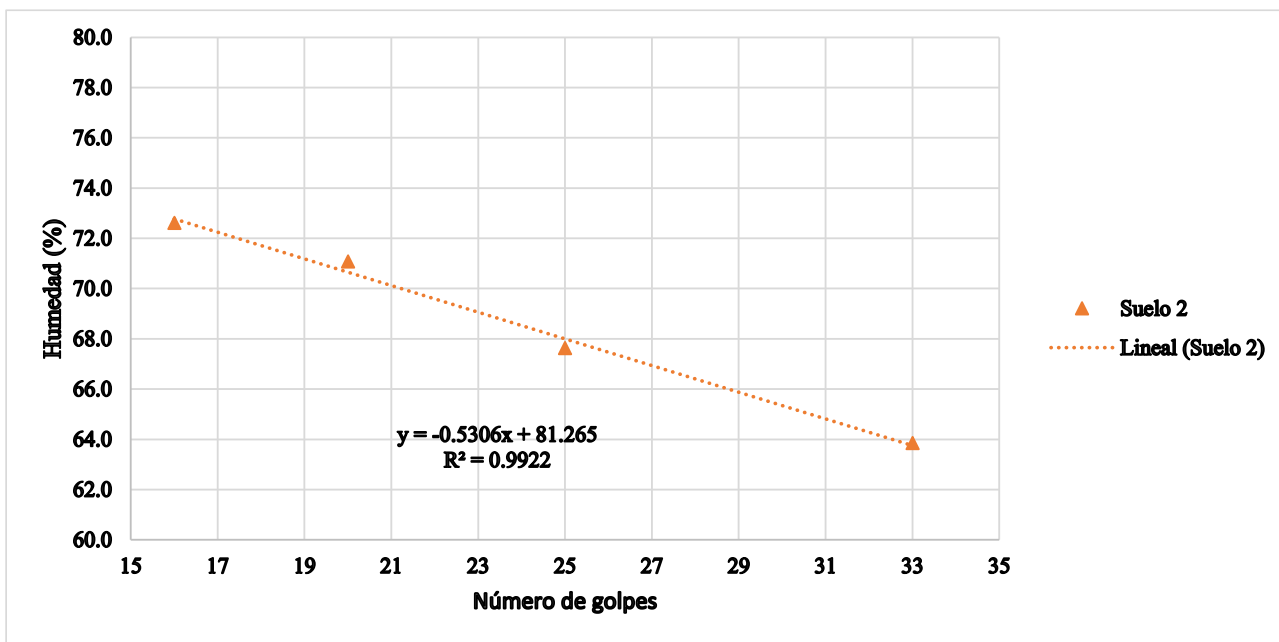
4.2.2 Suelo 2 – Pueblillo

Los resultados de los límites de consistencia del Suelo 2 – Pueblillo se muestran en la Tabla 14 y en la Gráfica 5. De acuerdo con estos ensayos, se determinó que el Suelo 2 – Pueblillo posee un límite líquido de 68%, un límite plástico de 38.7% y un índice de plasticidad de 29.3%, lo que permite clasificarlo como un limo de alta plasticidad (MH) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), adicionalmente, se encontró que su límite de contracción es de un 29.82%.

Tabla 14. Resultados de los límites de consistencia y clasificación SUCS – Suelo 2 – Pueblillo.

Límites de Atterberg	
Límite líquido (%)	68
Límite plástico (%)	39
Índice de plasticidad (%)	29
Límite de contracción (%)	30
SUCS	Limo de alta plasticidad (MH)

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 5. Diagrama de fluidez – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

4.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA (GS)

El ensayo de gravedad específica se realizó en base a la norma INV E-128-13.

4.3.1 Suelo 1 – Facultad

Para el Suelo 1 – Facultad se obtuvo un valor de gravedad específica promedio de 2.595 g/cm³ como se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15. Resultados del ensayo de gravedad específica – Suelo 1 – Facultad.

Picnómetro	Gs (g/cm ³)
1	2.597
2	2.591
3	2.596
Promedio	2.595

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 Suelo 2 – Pueblillo

Para el Suelo 2 – Pueblillo se obtuvo un valor de gravedad específica promedio de 2.511 g/cm³ como se muestra en la Tabla 16.

Tabla 16. Resultados del ensayo de gravedad específica – Suelo 2 – Pueblillo.

Picnómetro	Gs (g/cm3)
1	2.522
2	2.504
3	2.508
Promedio	2.511

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3 Ceniza de bagazo de caña de azúcar - CBC

Para la ceniza de bagazo de caña de azúcar – CBC se obtuvo un valor de gravedad específica promedio de 2.248 g/cm³ como se muestra en la Tabla 17.

Tabla 17. Resultados del ensayo de gravedad específica – CBC.

Picnómetro	Gs (g/cm3)
1	2.255
2	2.247
3	2.241
Promedio	2.248

Fuente: Elaboración propia.

4.4 CBR

El ensayo de CBR se realizó en base a la norma INV E-148-13.

4.4.1 Suelo 1 – Facultad

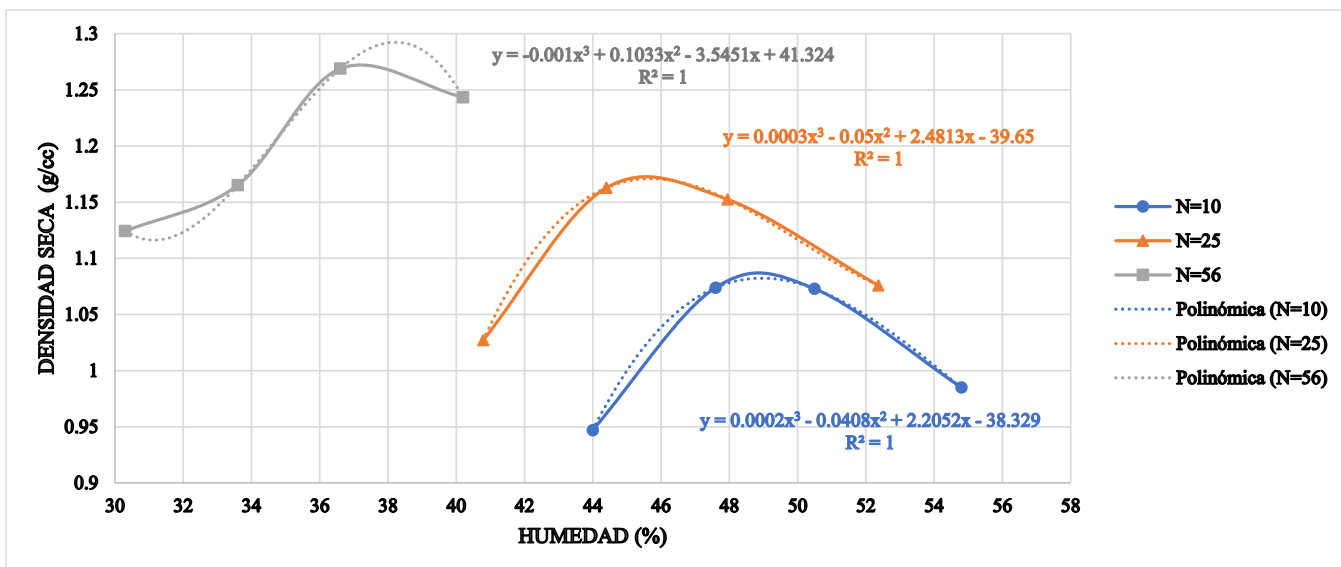
Los resultados del ensayo CBR de suelos compactados en el laboratorio realizados al Suelo 1 – Facultad se resumen en la Tabla 18.

Tabla 18. Resultados del ensayo CBR – Suelo 1 – Facultad.

N=56				
Molde	W (%)	Ds (g/cm ³)	Expansión (%)	CBR (%)
16	30.3	1.12	5.0	2.5
20	33.6	1.17	4.0	4.4
1	36.6	1.27	1.2	21.9
15	40.2	1.24	0.2	15.5
Óptimo	36.6	1.27	1.2	21.9
N=25				
Molde	W (%)	Ds (g/cm ³)	Expansión (%)	CBR (%)
12	40.8	1.03	1.2	3.6
38	44.4	1.16	0.3	17.8
10	48.0	1.15	0.2	7.8
2	52.4	1.08	0.3	2.9
Óptimo	44.4	1.16	0.3	17.8
N=10				
Molde	W (%)	Ds (g/cm ³)	Expansión (%)	CBR (%)
14	44.0	0.95	1.3	4.0
13	47.6	1.07	0.3	13.2
30	50.5	1.07	0.4	10.5
18	54.8	0.98	0.3	3.6
Óptimo	47.6	1.07	0.3	13.2

Fuente: Elaboración propia.

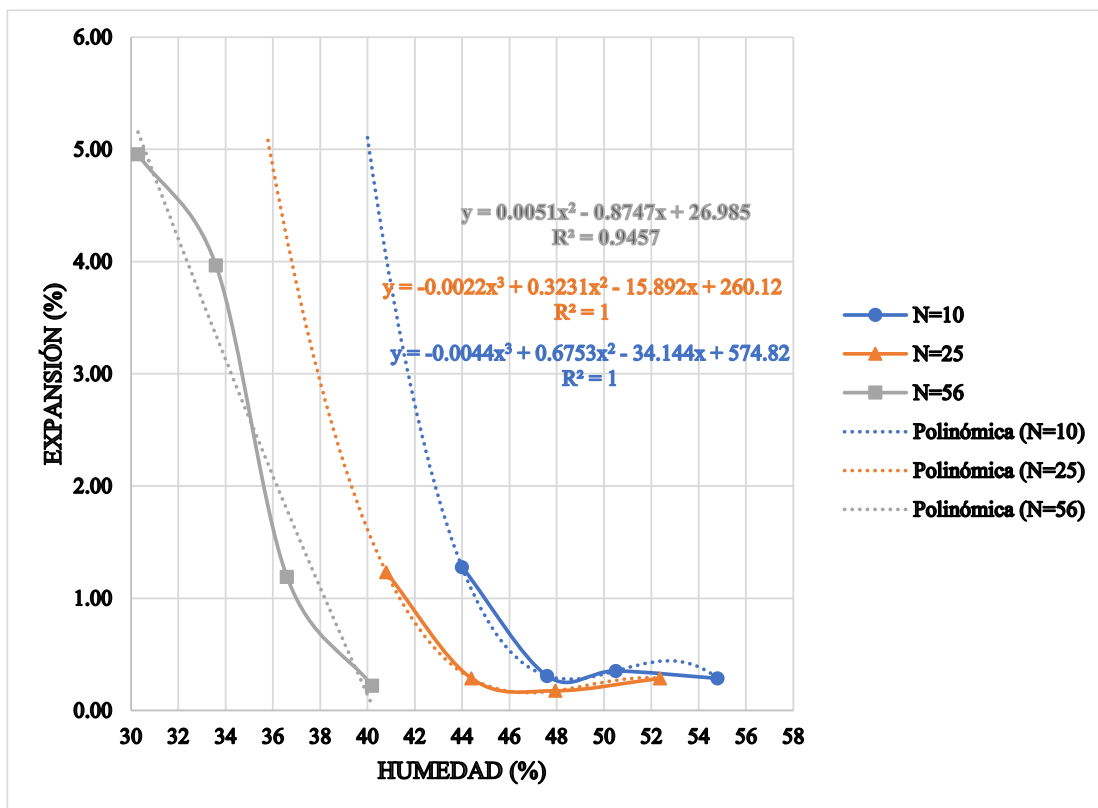
En la Gráfica 6 se puede observar que para la energía de 56 golpes por capa (N=56) el contenido de humedad óptimo es de 36.6% obteniendo una densidad seca máxima de 1.27 g/cm³, para la energía de 25 golpes por capa (N=25) el contenido de humedad óptimo es de 44.4% obteniendo una densidad seca máxima de 1.16 g/cm³ y para la energía de 10 golpes por capa (N=10) el contenido de humedad óptimo es de 47.6% obteniendo una densidad seca máxima de 1.07 g/cm³.



Gráfica 6. Humedad de compactación VS Densidad seca – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

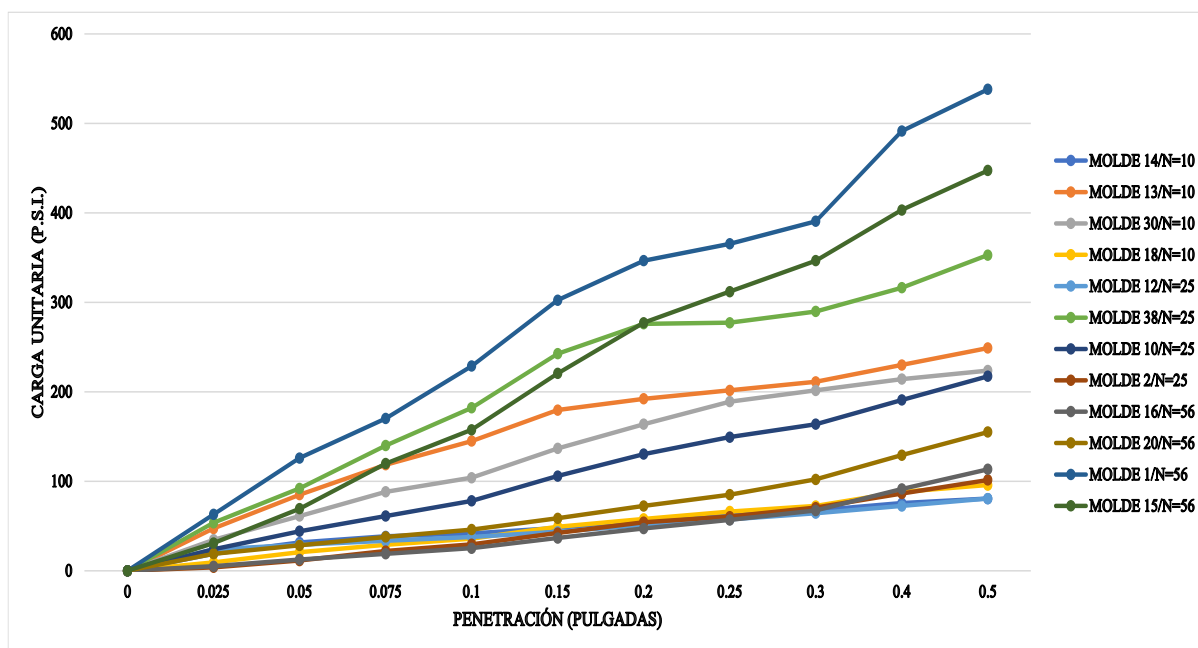
En la Gráfica 7 se puede observar que el porcentaje de expansión correspondiente a la humedad óptima de compactación es de 1.2%, 0.3% y 0.3% para la energía de compactación de 56, 25 y 10 golpes por capa (N=56, N=25 y N=10) respectivamente.



Gráfica 7. Humedad de compactación VS Expansión – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

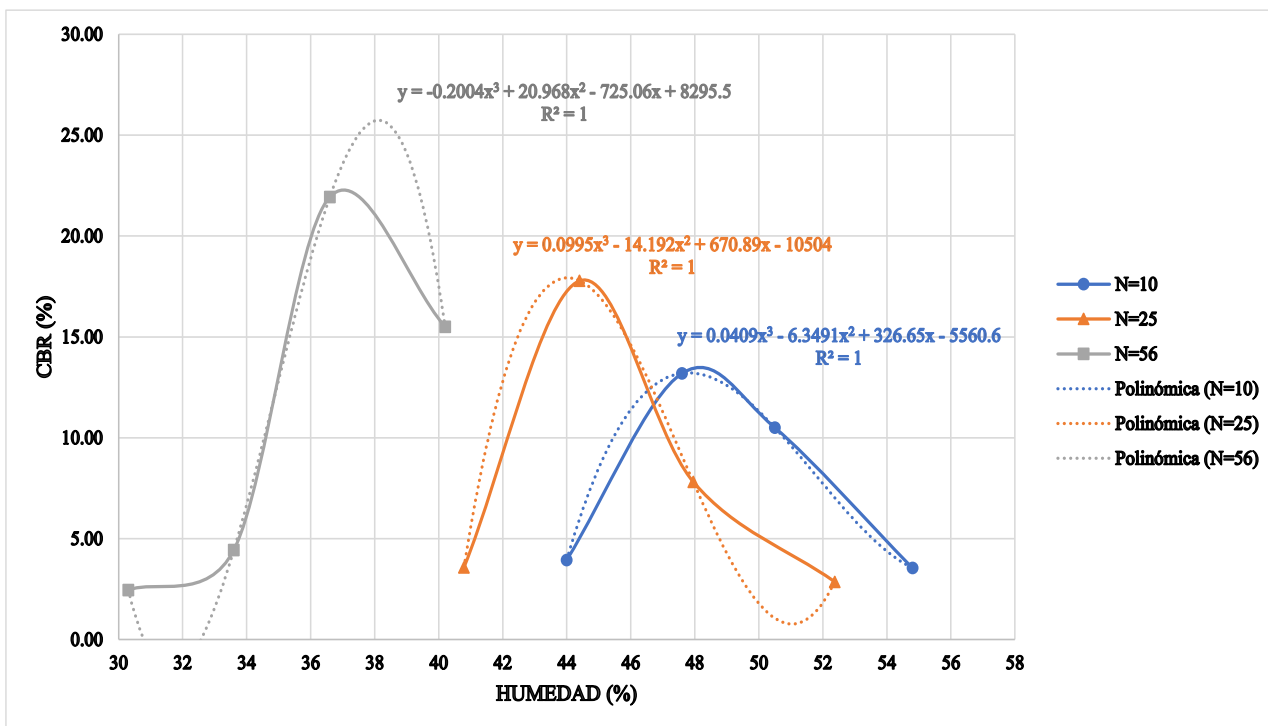
En la Gráfica 8 se muestran las diferentes curvas de penetración-carga unitaria obtenidas durante el proceso de penetración del ensayo.



Gráfica 8. Penetración VS Carga unitaria – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

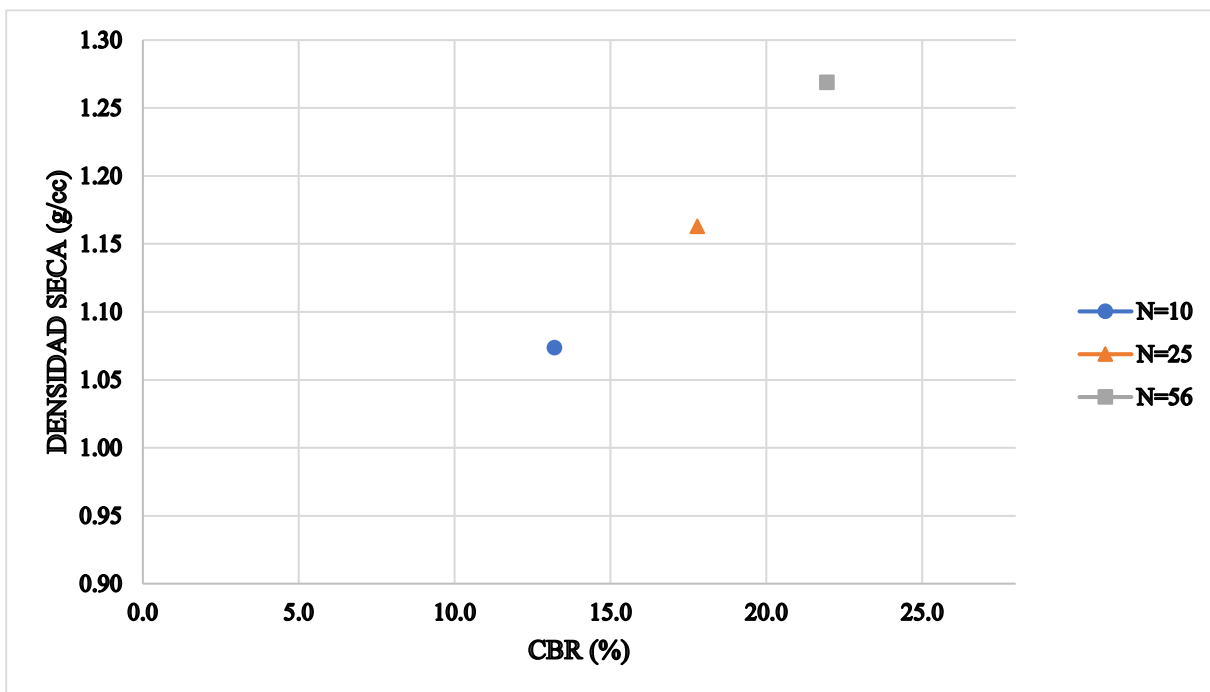
En la Gráfica 9 se puede observar que el valor de CBR correspondiente a la humedad óptima de compactación es de 21.9%, 17.8% y 13.2% para la energía de compactación de 56, 25 y 10 golpes por capa (N=56, N=25 y N=10) respectivamente.



Gráfica 9. Humedad de compactación VS CBR – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

En la Gráfica 10 se muestra la relación entre el valor de CBR y la densidad seca máxima obtenidos al compactar con las diferentes energías de compactación y su respectivo contenido óptimo de humedad.



Gráfica 10. CBR VS Densidad seca – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2 Suelo 2 – Pueblillo

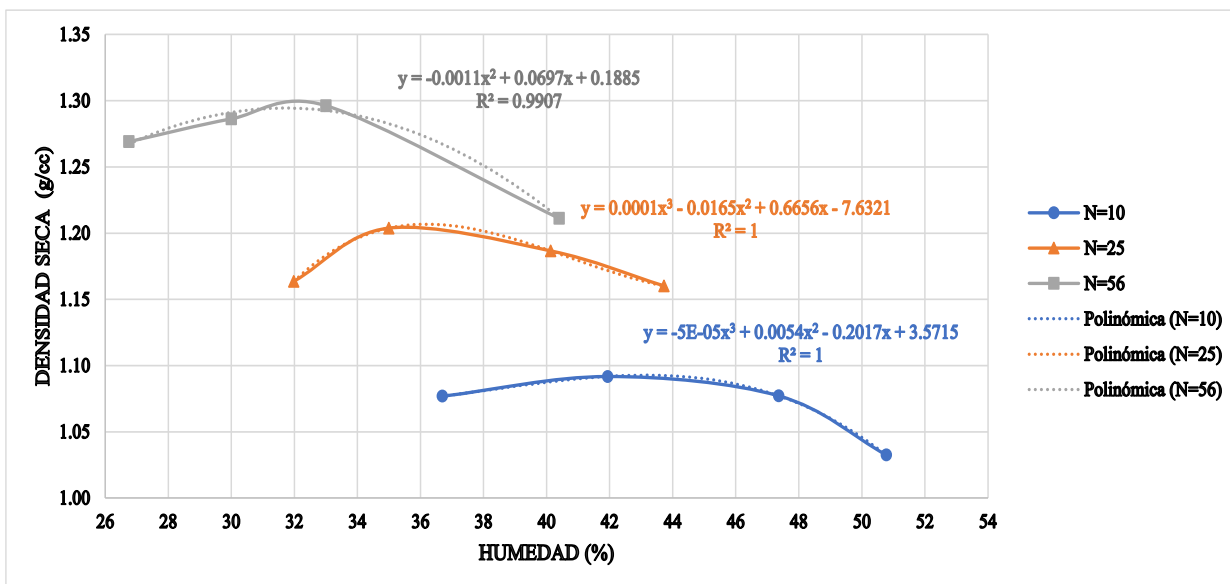
Los resultados del ensayo CBR de suelos compactados en el laboratorio realizados al Suelo 1 – Facultad se resumen en la Tabla 19.

Tabla 19. Resultados del ensayo CBR – Suelo 2 – Pueblillo.

N=56				
Molde	W (%)	Ds (g/cm³)	Expansión (%)	CBR (%)
16	26.8	1.27	7.0	1.8
20	30.0	1.29	5.4	3.5
1	33.0	1.30	3.4	4.2
15	40.4	1.21	1.4	1.8
Óptimo	33.0	1.30	3.4	4.2
N=25				
Molde	W (%)	Ds (g/cm³)	Expansión (%)	CBR (%)
12	32.0	1.16	4.0	1.7
38	35.0	1.20	2.8	3.2
10	40.1	1.19	1.9	3.5
2	43.7	1.16	0.9	1.1
Óptimo	35.0	1.20	2.8	3.2
N=10				
Molde	W (%)	Ds (g/cm³)	Expansión (%)	CBR (%)
14	36.7	1.08	2.5	1.9
13	41.9	1.09	1.7	2.9
30	47.4	1.08	0.9	1.3
18	50.8	1.03	0.4	0.6
Óptimo	41.9	1.09	1.7	2.9

Fuente: Elaboración propia.

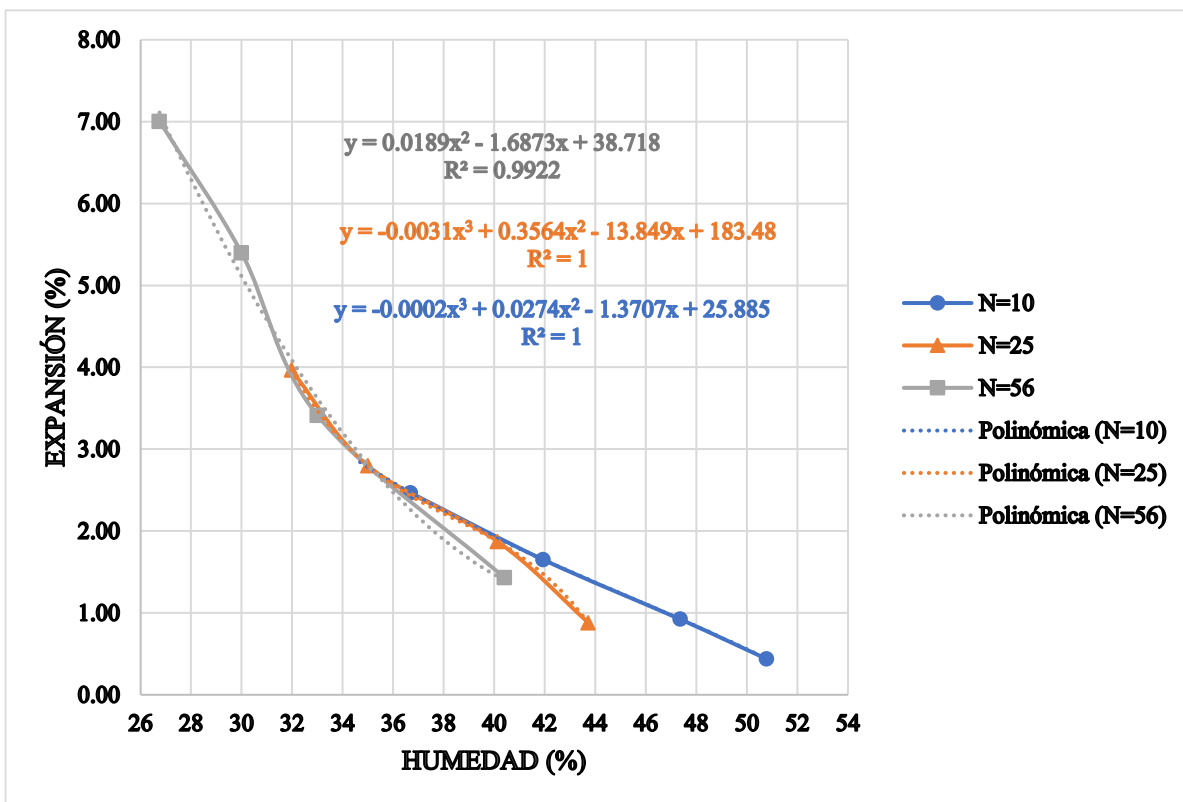
En la Gráfica 11 se puede observar que para la energía de 56 golpes por capa (N=56) el contenido de humedad óptimo es de 33% obteniendo una densidad seca máxima de 1.30 g/cm³, para la energía de 25 golpes por capa (N=25) el contenido de humedad óptimo es de 35% obteniendo una densidad seca máxima de 1.20 g/cm³ y para la energía de 10 golpes por capa (N=10) el contenido de humedad óptimo es de 41.9% obteniendo una densidad seca máxima de 1.09 g/cm³.



Gráfica 11. Humedad de compactación VS Densidad seca – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

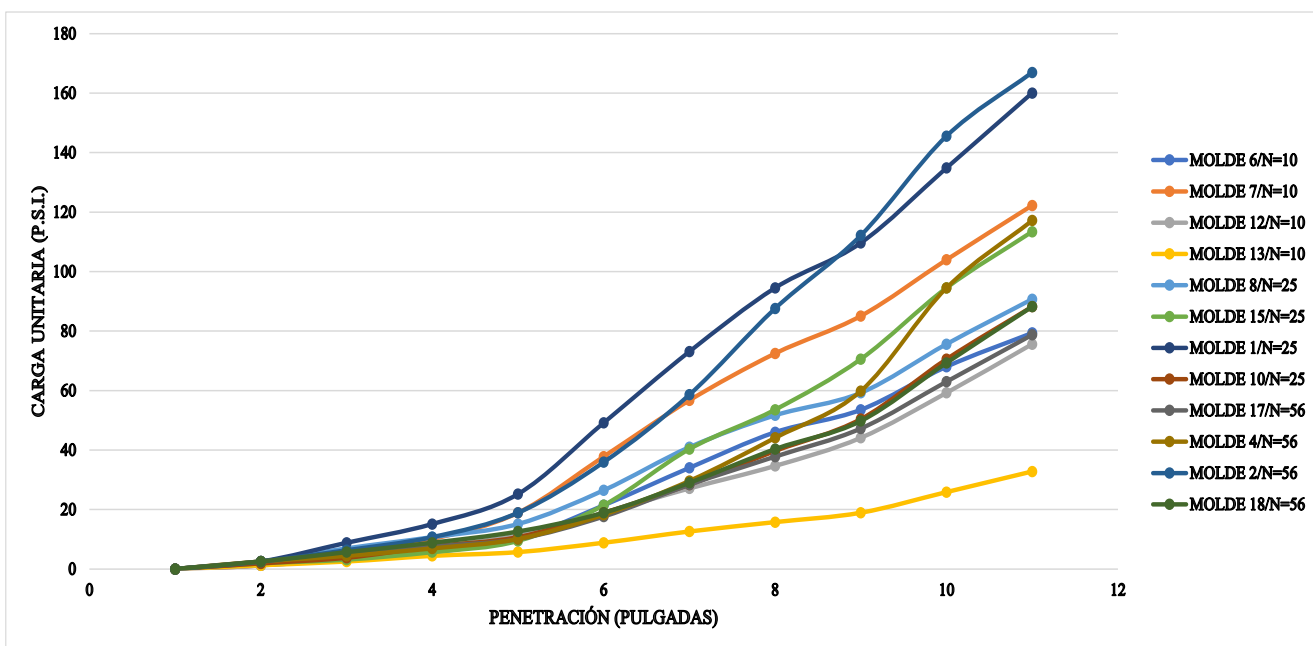
En la Gráfica 12 se puede observar que el porcentaje de expansión correspondiente a la humedad óptima de compactación es de 3.4%, 2.8% y 1.7% para la energía de compactación de 56, 25 y 10 golpes por capa (N=56, N=25 y N=10) respectivamente. Cabe resaltar que valores de expansión mayores al 2% pueden generar problemas importantes en estructuras de pavimentos y por ende deben ser controlados.



Gráfica 12. Humedad de compactación VS Expansión – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

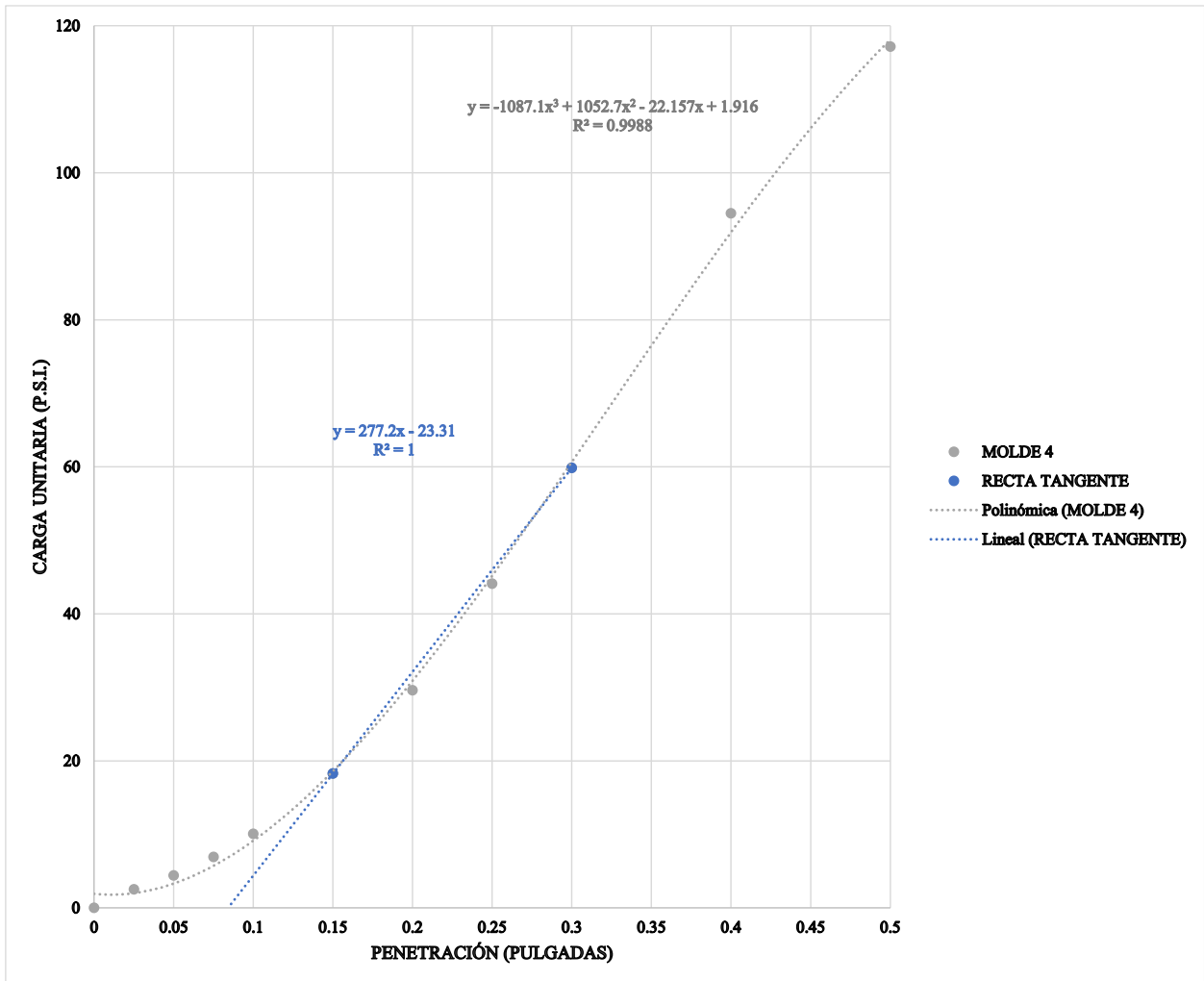
En la Gráfica 13 se muestran las diferentes curvas de penetración-carga unitaria obtenidas durante el proceso de penetración del ensayo.



Gráfica 13. Penetración VS Carga unitaria – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

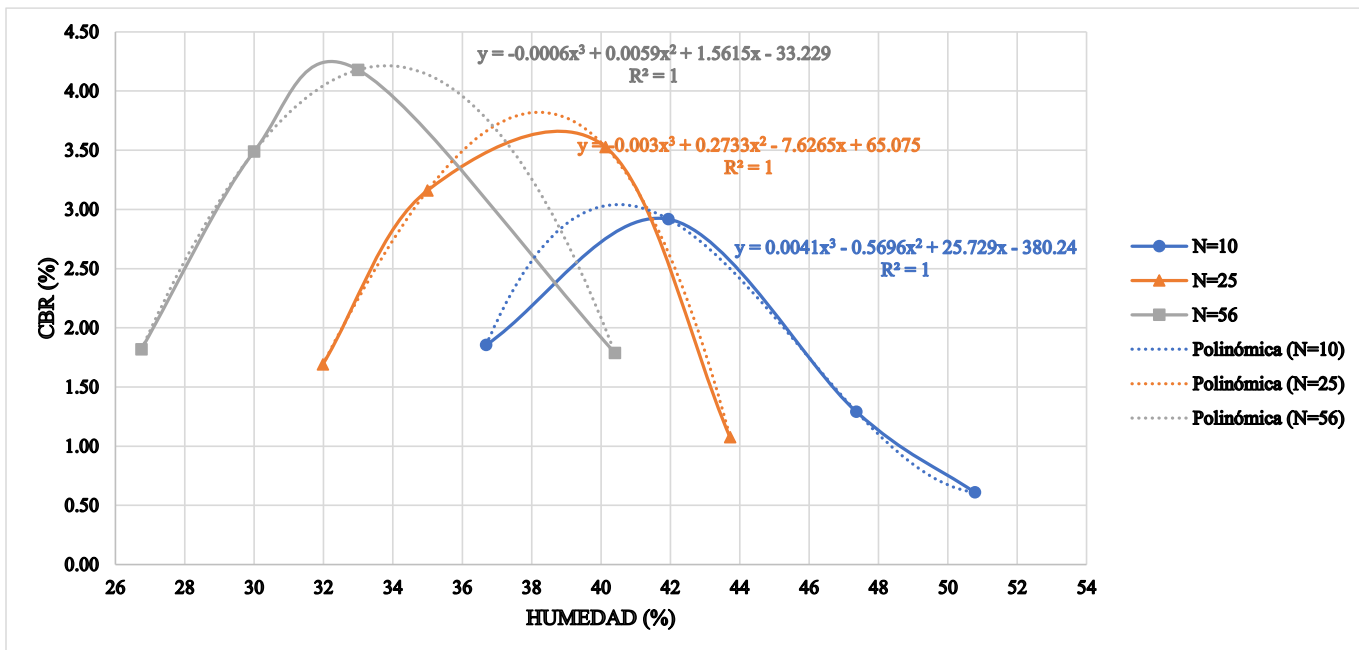
Cuando la parte inicial de la curva de penetración-carga unitaria es cóncava hacia arriba, el punto cero de la curva se debe corregir como se muestra en la Gráfica 14. Dicha corrección consiste en trazar una tangente a la curva en el punto de inflexión, cuya prolongación hasta el eje de las abscisas definirá el nuevo punto cero de esa curva para la determinación de las presiones correspondientes a 0.1 y 0.2 pulgadas.



Gráfica 14. Corrección de la curva Penetración VS Carga unitaria.

Fuente: Elaboración propia.

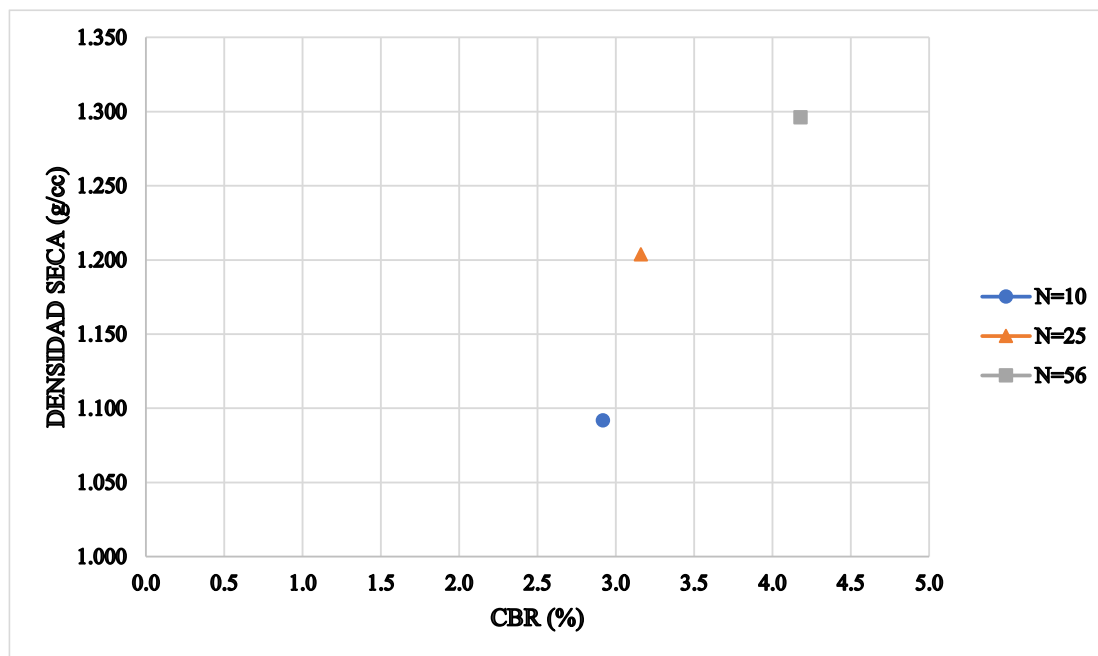
En la Gráfica 15 se puede observar que el valor de CBR correspondiente a la humedad óptima de compactación es de 4.2%, 3.2% y 2.9% para la energía de compactación de 56, 25 y 10 golpes por capa (N=56, N=25 y N=10) respectivamente.



Gráfica 15. Humedad de compactación VS CBR – Suelo 2 – Puebla.

Fuente: Elaboración propia.

En la Gráfica 16 se muestra la relación entre el valor de CBR y la densidad seca máxima obtenidos al compactar con las diferentes energías de compactación y su respectivo contenido óptimo de humedad.



Gráfica 16. CBR VS Densidad seca – Suelo 2 – Puebla.

Fuente: Elaboración propia.

4.5 PRUEBA DE SEED

La prueba de Seed se realizó en una muestra compactada con la humedad óptima determinada mediante el ensayo del Proctor estándar midiendo la expansión en edómetro hasta que se estabilizó. La siguiente tabla muestra una clasificación del grado de expansión en función del porcentaje de expansión determinado en la prueba de Seed (Ver Tabla 20).

Tabla 20. Grado de expansión de los suelos según Seed.

Grado de expansión	% expansión en edómetro (Seed)
Bajo	0 - 1.5
Medio	1.5 - 5.0
Alto	5.0 - 25.0
Muy alto	> 25.0

Fuente: Norma INV E-132-13.

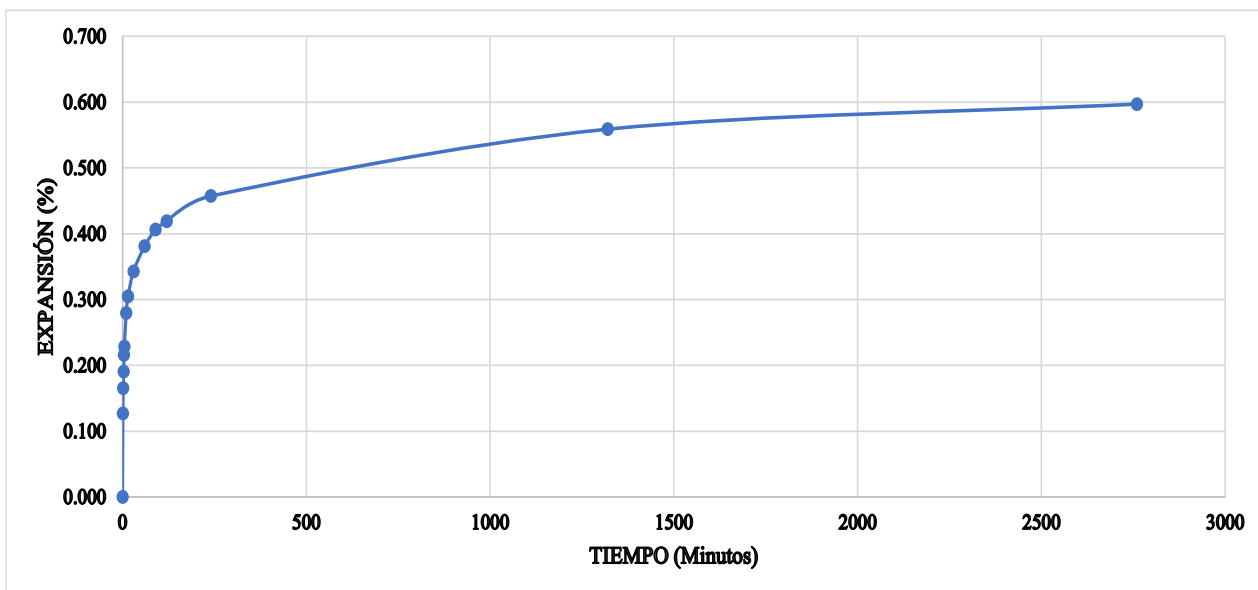
4.5.1 Suelo 1 – Facultad

El resultado de la prueba Seed realizada al Suelo 1 – Facultad se muestra en la Tabla 21 y en la Gráfica 17. Se determinó un porcentaje de expansión del 0.6% a las 46 horas de ensayo, lo que indica que el suelo tiene un grado de expansión bajo.

Tabla 21. Resultados de la prueba de Seed – Suelo 1 – Facultad.

TIEMPO (min)	EXPANSIÓN (%)
0	0.000
1	0.127
2	0.165
3	0.191
4	0.216
5	0.229
10	0.279
15	0.305
30	0.343
60	0.381
90	0.406
120	0.419
240	0.457
1320	0.559
2760	0.597

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 17. Expansión vs Tiempo – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

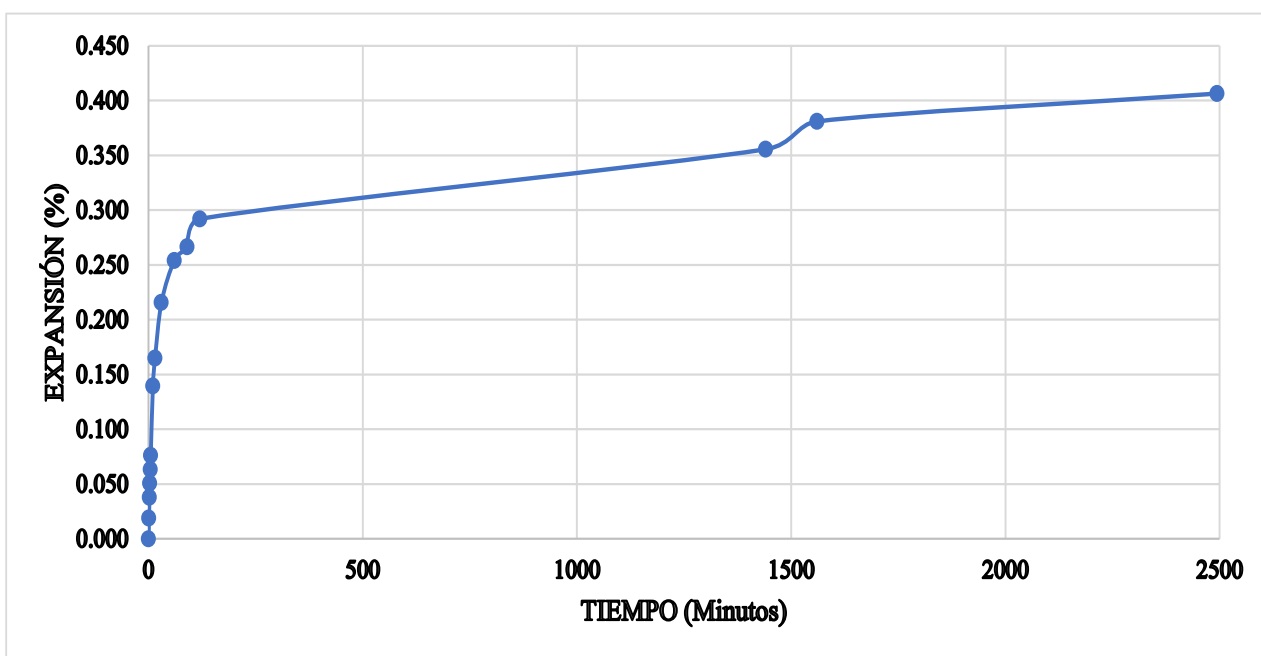
4.5.2 Suelo 2 – Pueblillo

El resultado de la prueba Seed realizada al Suelo 2 – Pueblillo se muestra en la Tabla 22 y en la Gráfica 18. Se determinó un porcentaje de expansión del 0.4% a las 42 horas de ensayo, lo que indica que el suelo tiene un grado de expansión bajo.

Tabla 22. Resultados de la prueba de Seed – Suelo 2 – Pueblillo.

TIEMPO (min)	EXPANSIÓN (%)
0	0.000
1	0.019
2	0.038
3	0.051
4	0.064
5	0.076
10	0.140
15	0.165
30	0.216
60	0.254
90	0.267
120	0.292
1440	0.356
1560	0.381
2494	0.406

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 18. Expansión vs Tiempo – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

4.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (RCS)

El ensayo de resistencia a la compresión simple (RCS) se realizó en base a la norma INV E-152-13.

4.6.1 Resistencia a la compresión simple de muestras en estado natural:

Para determinar la resistencia a la compresión simple (RCS) del suelo en estado natural se utilizaron muestras inalteradas obtenidas mediante el hincado de tubos shelby en campo.

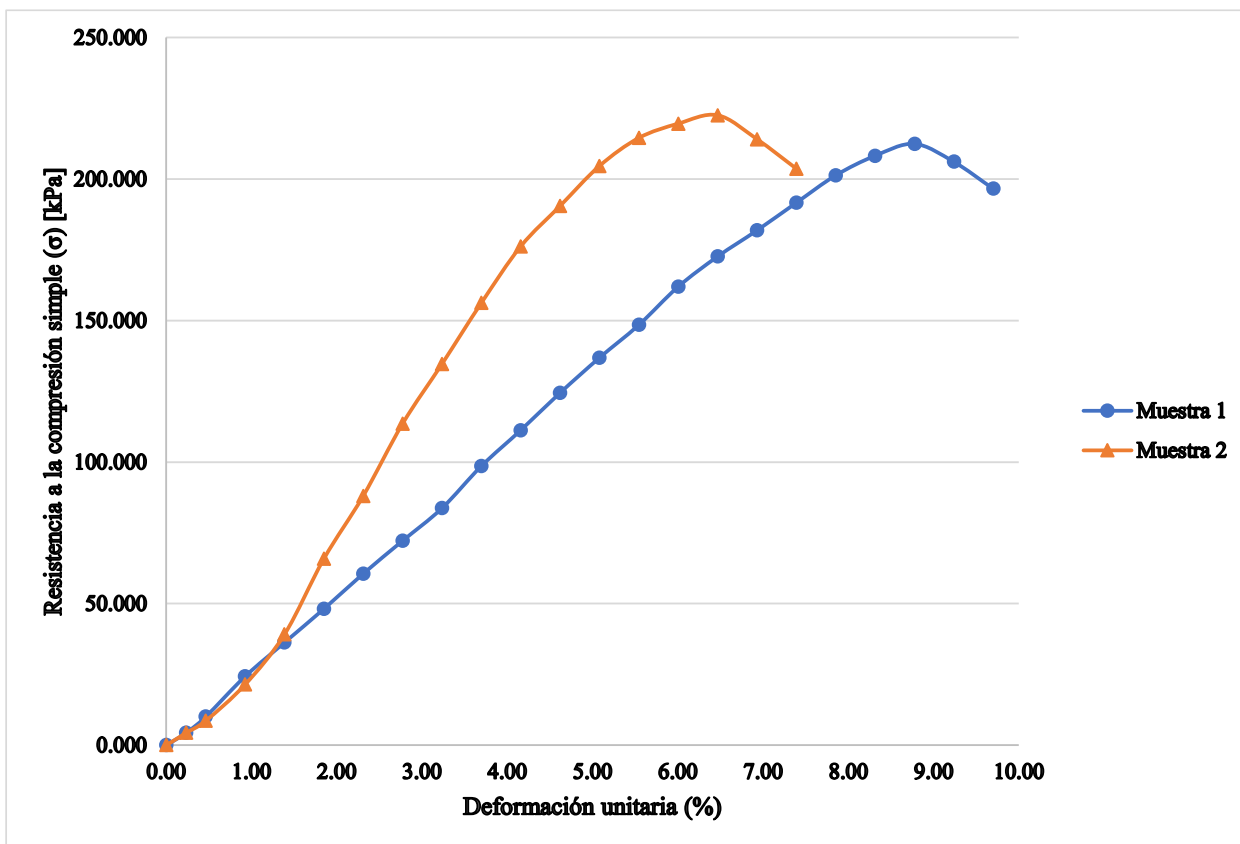
4.6.1.1 Suelo 1 – Facultad

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) en estado natural del Suelo 1 – Facultad están consignados en las tablas Tabla 23 y Tabla 24 así como en la Gráfica 19. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 217.47 kPa, una deformación unitaria promedio de 7.65% y una densidad seca promedio de 1.16 g/cm³.

Tabla 23. Datos del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 1 – Facultad.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	
	Muestra 1	Muestra 2
0.00	0.000	0.000
0.23	4.316	4.316
0.46	10.046	8.611
0.92	24.285	21.428
1.39	36.257	39.101
1.85	48.117	65.807
2.31	60.567	88.034
2.77	72.197	113.553
3.23	83.714	134.639
3.69	98.588	156.214
4.16	111.244	176.193
4.62	124.460	190.472
5.08	136.859	204.605
5.54	148.451	214.505
6.00	161.955	219.555
6.47	172.623	222.522
6.93	181.835	214.042
7.39	191.615	203.633
7.85	201.289	-
8.31	208.212	-
8.77	212.425	-
9.24	206.115	-
9.70	196.603	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 19. Diagrama esfuerzo deformación de muestras en estado natural – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Resultados finales del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 1 – Facultad.

	Muestra 1	Muestra 2
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	212.42	222.52
Deformación unitaria (%)	8.8	6.5
Humedad (%)	53.3	50.6
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.72	1.80
Masa unitaria seca (g/cc)	1.12	1.19

Fuente: Elaboración propia.

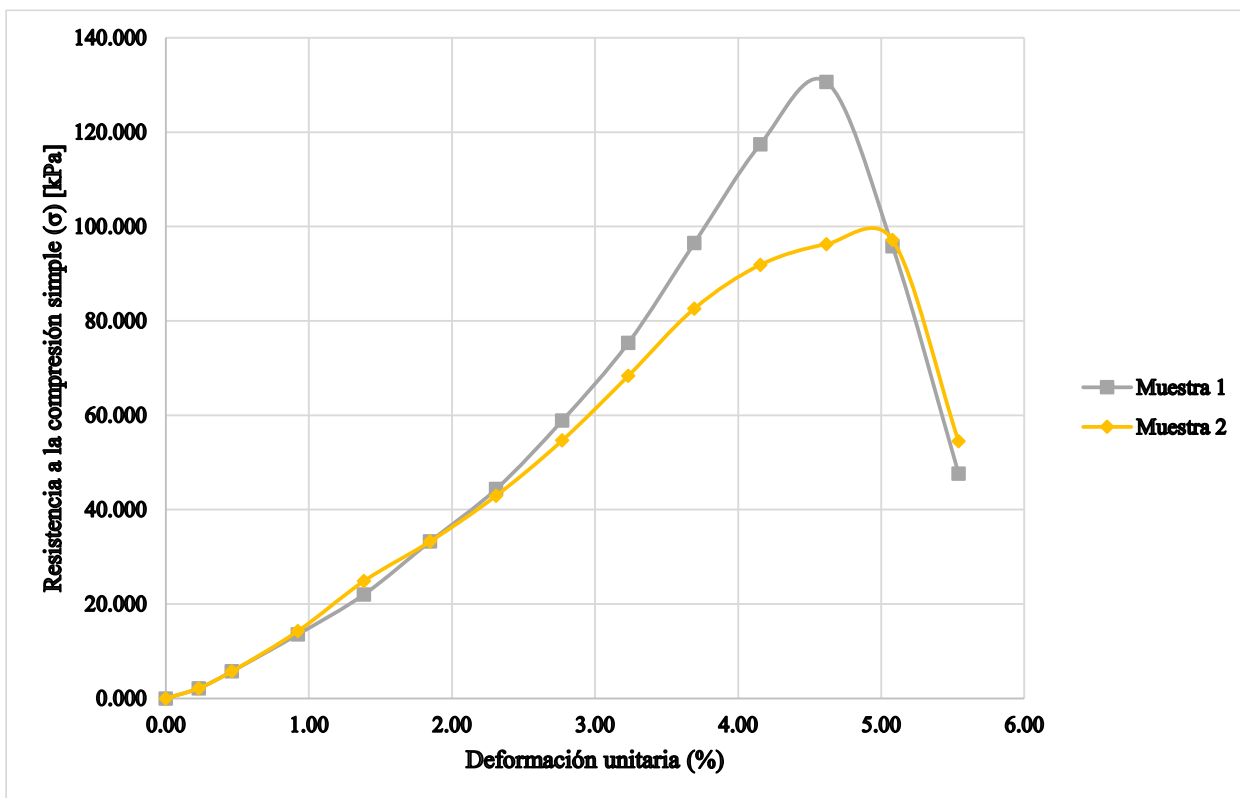
4.6.1.2 Suelo 2 – Pueblillo

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) en estado natural del Suelo 2 – Pueblillo están consignados en las tablas Tabla 25 y Tabla 26 así como en la Gráfica 20. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 113.91 kPa, una deformación unitaria promedio de 5.54 % y una densidad seca promedio de 1.09 g/cm³.

Tabla 25. Datos del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 2 – Pueblillo.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	
	Muestra 1	Muestra 2
0.00	0.000	0.000
0.23	2.158	2.158
0.46	5.741	5.741
0.92	13.571	14.285
1.39	22.039	24.883
1.85	33.257	33.257
2.31	44.369	42.961
2.77	58.879	54.674
3.23	75.342	68.366
3.69	96.505	82.620
4.16	117.462	91.897
4.62	130.649	96.268
5.08	95.801	97.170
5.54	47.668	54.477

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 20. Diagrama esfuerzo deformación de muestras en estado natural – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26. Resultados finales del ensayo RCS de muestras en estado natural – Suelo 2 – Pueblillo.

	Muestra1	Muestra 2
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	130.65	97.17
Deformación unitaria (%)	4.6	5.08
Humedad (%)	47.0	50.47
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.61	1.63
Masa unitaria seca (g/cc)	1.10	1.08

Fuente: Elaboración propia.

4.6.2 Resistencia a la compresión simple de muestras de suelo compactadas:

Para determinar la resistencia a la compresión simple (RCS) del suelo en estado compacto se utilizó la información adquirida en el ensayo del Proctor estándar (contenido de humedad óptimo)

y se estudió el efecto del tiempo de curado en la resistencia a la compresión simple (RCS) fallando briquetas a 3 diferentes tiempos de curado (t): 0 días, 7 días y 21 días.

4.6.2.1 Resistencia a la compresión simple de muestras de suelo compactadas y falladas con un tiempo curado de 0 días.

Estas muestras de suelo se fallaron el mismo día en que se compactaron.

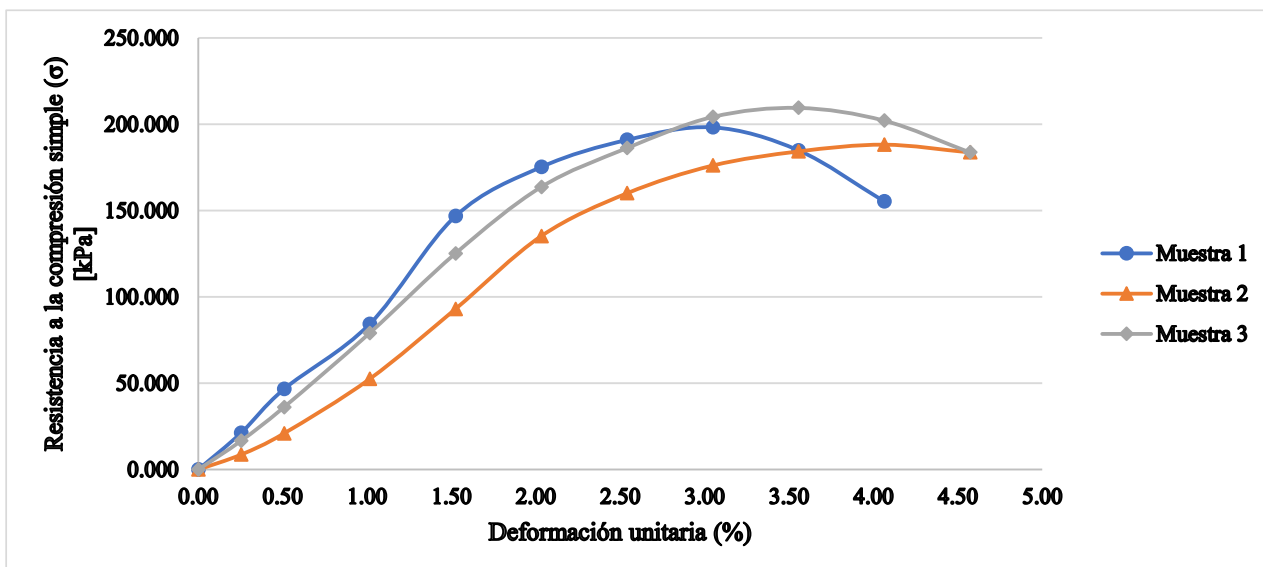
4.6.2.1.1 Suelo 1 – Facultad

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 1 – Facultad en estado compacto y falladas a los 0 días de curado están consignados en las tablas Tabla 27 y Tabla 28 así como en la Gráfica 21. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 198.7 kPa, una deformación unitaria promedio de 3.6% y una densidad seca promedio de 1.11 g/cm³.

Tabla 27. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
0.00	0.000	0.000	0.000
0.25	21.247	8.698	16.672
0.51	46.625	20.967	36.150
1.02	84.340	52.510	79.125
1.52	146.838	93.031	125.234
2.03	175.297	135.267	163.744
2.54	190.996	160.062	186.267
3.05	198.261	176.137	204.319
3.56	184.896	184.325	209.556
4.06	155.312	188.234	202.178
4.57	-	183.770	183.770

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 21. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado

– Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado

– Suelo 1 – Facultad.

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	198.26	188.23	209.56
Deformación unitaria (%)	3.0	4.1	3.6
Humedad (%)	52.9	53.1	52.3
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.70	1.70	1.70
Masa unitaria seca (g/cc)	1.11	1.11	1.11

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a esta información, al compactar el Suelo 1 - Facultad con la energía del Proctor estándar y realizar el ensayo de compresión simple sin influencia de curado, la resistencia disminuye un 9% y la deformación unitaria disminuye hasta un 53%.

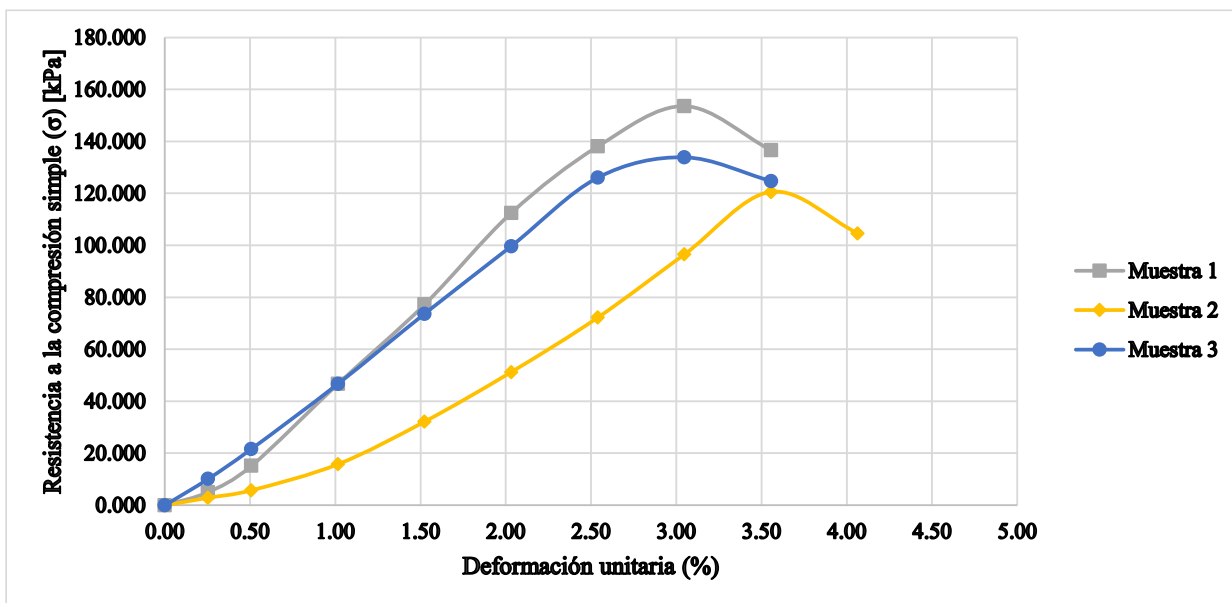
4.6.2.1.2 Suelo 2 – Pueblillo

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 2 – Pueblillo en estado compacto y falladas a los 0 días de curado están consignados en las tablas Tabla 29 y Tabla 30 así como en la Gráfica 22. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 136.0 kPa, una deformación unitaria promedio de 3.2% y una densidad seca promedio de 1.13 g/cm³.

Tabla 29. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
0.00	0.000	0.000	0.000
0.25	5.074	2.899	10.148
0.51	15.183	5.784	21.690
1.02	46.755	15.825	46.755
1.52	77.287	32.203	73.709
2.03	112.485	51.259	99.670
2.54	138.107	72.240	126.067
3.05	153.591	96.523	133.864
3.56	136.667	120.547	124.752
4.06	-	104.575	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 22. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado

– Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 0 días de curado

– Suelo 2 – Pueblillo.

	Muestra1	Muestra 2	Muestra 3
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	153.59	120.55	133.86
Deformación unitaria (%)	3.0	3.56	3.0
Humedad (%)	41.3	41.1	40.7
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.64	1.57	1.58
Masa unitaria seca (g/cc)	1.16	1.11	1.12

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a esta información, al compactar el Suelo 2 - Pueblillo con la energía del Proctor estándar y realizar el ensayo de compresión simple sin influencia de curado, la resistencia aumenta un 19% y la deformación unitaria disminuye hasta un 43%.

4.6.2.2 Resistencia a la compresión simple de muestras de suelo compactadas y falladas con un tiempo curado de 7 días.

Después de compactadas, estas briquetas se guardaron en una cámara de curado con el fin de mantener la humedad lo mejor posible y se fallaron 7 días después.

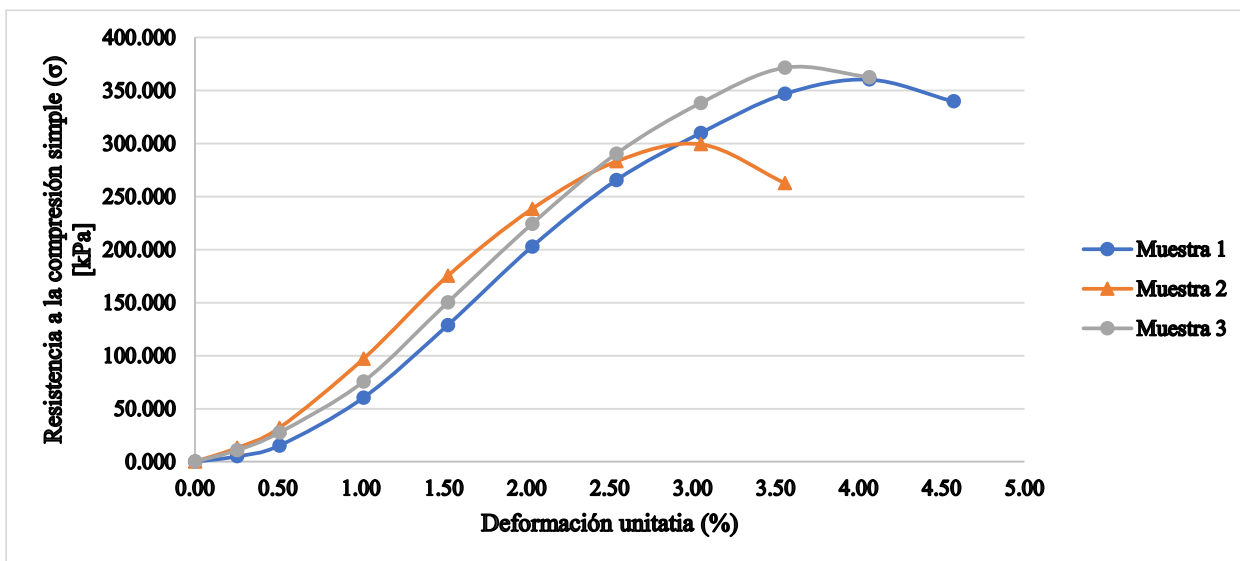
4.6.2.2.1 Suelo 1 – Facultad

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 1 – Facultad en estado compacto y falladas a los 7 días de curado están consignados en las tablas Tabla 31 y Tabla 32 así como en la Gráfica 23. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 343.77 kPa, una deformación unitaria promedio de 3.6% y una densidad seca promedio de 1.11 g/cm³.

Tabla 31. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
0.00	0.000	0.000	0.000
0.25	5.074	13.047	10.873
0.51	15.183	31.812	27.474
1.02	60.422	97.107	75.528
1.52	128.812	175.328	150.281
2.03	202.900	238.497	224.258
2.54	265.590	283.296	290.378
3.05	310.001	299.433	338.183
3.56	346.924	262.821	371.454
4.06	360.434	-	362.526
4.57	339.802	-	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 23. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado

– Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado

– Suelo 1 – Facultad.

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	360.43	299.43	371.45
Deformación unitaria (%)	4.1	3.0	3.6
Humedad (%)	46.2	46.2	46.2
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.65	1.62	1.60
Masa unitaria seca (g/cc)	1.13	1.11	1.09

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a esta información, al compactar el Suelo 1 – Facultad con la energía del Proctor estándar y realizar el ensayo de compresión simple a los 7 días de curado, la resistencia aumenta un 58% y la deformación unitaria disminuye hasta un 53%.

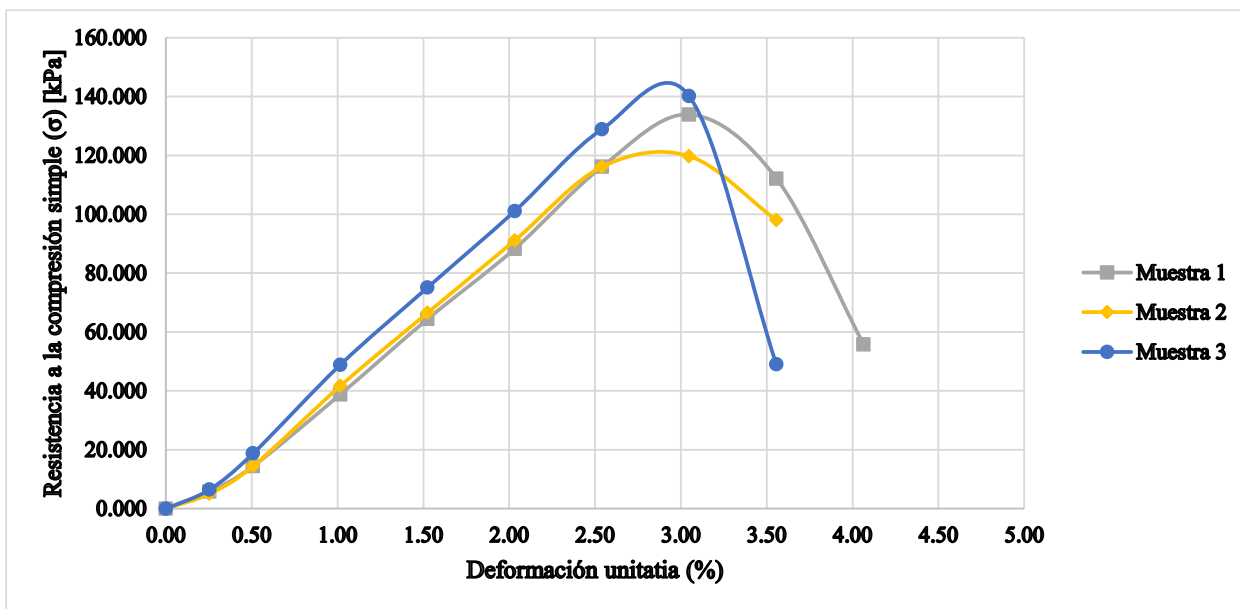
4.6.2.2.2 Suelo 2 – Pueblillo

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 2 – Pueblillo en estado compacto y falladas a los 7 días de curado están consignados en las tablas Tabla 41 y Tabla 42 así como en la Gráfica 24. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 131.3 kPa, una deformación unitaria promedio de 3.0% y una densidad seca promedio de 1.08 g/cm³.

Tabla 33. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
0.00	0.000	0.000	0.000
0.25	5.799	5.074	6.524
0.51	14.460	14.460	18.798
1.02	38.843	41.720	48.913
1.52	64.406	66.553	75.140
2.03	88.279	91.127	101.094
2.54	116.151	116.151	128.900
3.05	133.864	119.773	140.205
3.56	112.137	98.067	49.060
4.06	55.773	-	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 24. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado
– Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 7 días de curado
– Suelo 2 – Pueblillo.

	Muestra1	Muestra 2	Muestra 3
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	133.86	119.77	140.21
Deformación unitaria (%)	3.0	3.05	3.0
Humedad (%)	39.2	39.2	39.2
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.52	1.50	1.50
Masa unitaria seca (g/cc)	1.09	1.08	1.08

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a esta información, al compactar el Suelo 2 – Pueblillo con la energía del Proctor estándar y realizar el ensayo de compresión simple a los 7 días de curado, la resistencia aumenta un 15% y la deformación unitaria disminuye hasta un 46%.

4.6.2.3 Resistencia a la compresión simple de muestras de suelo compactadas y falladas con un tiempo curado de 21 días.

Después de compactadas, estas briquetas se guardaron en una cámara de curado con el fin de mantener la humedad lo mejor posible y se fallaron 21 días después.

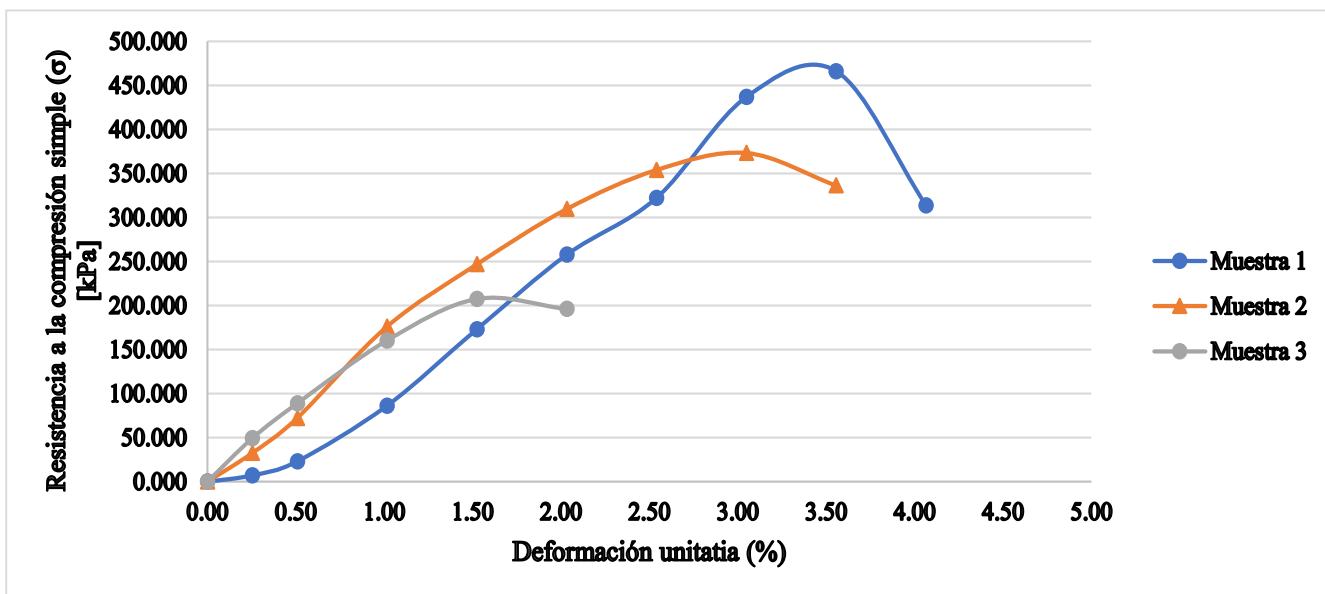
4.6.2.3.1 Suelo 1 – Facultad

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 1 – Facultad en estado compacto y falladas a los 21 días de curado están consignados en las tablas Tabla 43 y Tabla 44 así como en la Gráfica 25. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 349.0 kPa, una deformación unitaria promedio de 2.7% y una densidad seca promedio de 1.10 g/cm³.

Tabla 35. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
0.00	0.000	0.000	0.000
0.25	7.249	32.618	49.290
0.51	23.136	72.301	88.930
1.02	86.318	176.232	160.407
1.52	173.181	246.890	207.531
2.03	257.719	309.690	196.133
2.54	322.249	354.120	-
3.05	436.820	373.410	-
3.56	466.069	336.411	-
4.06	313.813	-	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 25. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	466.07	373.41	207.53
Deformación unitaria (%)	3.6	3.0	1.5
Humedad (%)	46.1	46.1	46.1
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.65	1.62	1.57
Masa unitaria seca (g/cc)	1.13	1.11	1.07

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a esta información, al compactar el Suelo 1 – Facultad con la energía del Proctor estándar y realizar el ensayo de compresión simple a los 21 días de curado, la resistencia aumenta un 60% y la deformación unitaria disminuye hasta un 65%.

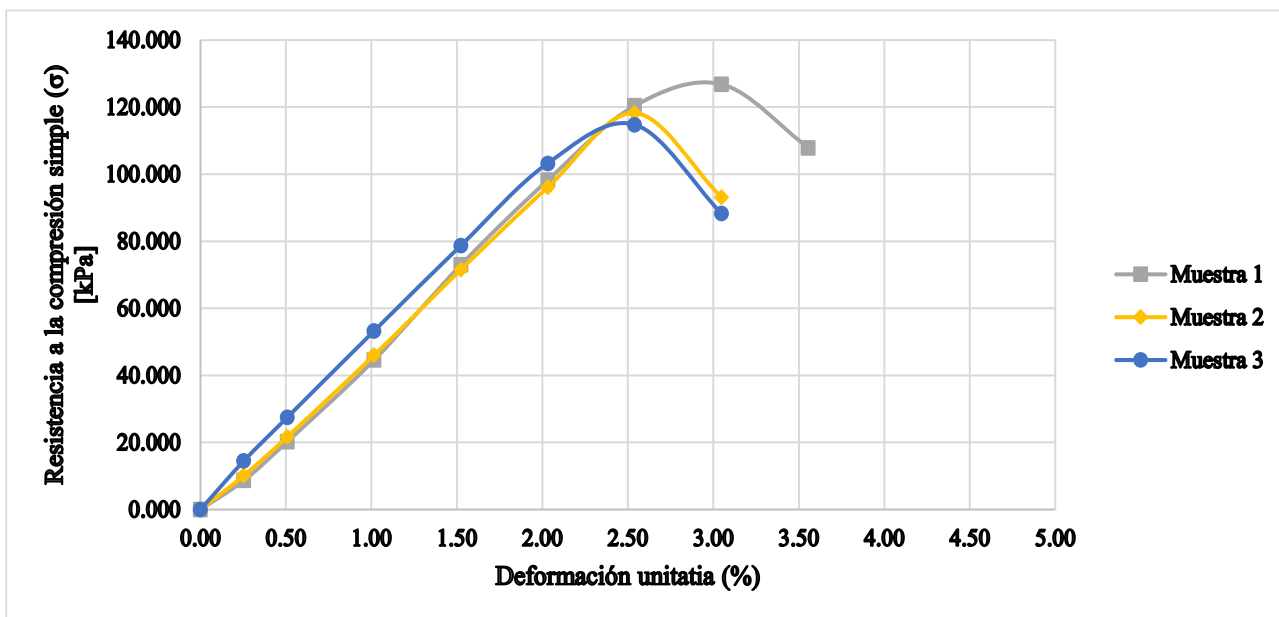
4.6.2.3.2 Suelo 2 – Pueblillo

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 2 – Pueblillo en estado compacto y falladas a los 21 días de curado están consignados en las tablas Tabla 37 y Tabla 38 así como en la Gráfica 26. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 119.9 kPa, una deformación unitaria promedio de 2.7% y una densidad seca promedio de 1.09 g/cm³.

Tabla 37. Datos del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
0.00	0.000	0.000	0.000
0.25	8.698	10.148	14.497
0.51	20.244	21.690	27.474
1.02	44.597	46.036	53.229
1.52	72.994	71.562	78.719
2.03	98.247	96.111	103.230
2.54	120.401	118.276	114.735
3.05	126.819	93.163	88.260
3.56	107.873	-	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 26. Diagrama esfuerzo deformación de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38. Resultados finales del ensayo RCS de muestras de suelo compactadas y falladas a los 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	126.82	118.28	114.73
Deformación unitaria (%)	3.0	2.54	2.5
Humedad (%)	39.0	39.0	39.0
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.50	1.50	1.53
Masa unitaria seca (g/cc)	1.08	1.08	1.10

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a esta información, al compactar el Suelo 2 – Pueblillo con la energía del Proctor estándar y realizar el ensayo de compresión simple a los 21 días de curado, la resistencia aumenta un 5% y la deformación unitaria disminuye hasta un 51%.

5 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE MEZCLAS ESTABILIZADAS

A continuación, se presentan los resultados y discusiones sobre las diferentes etapas del diseño de las mezclas óptimas.

5.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (RCS) Y DEFORMACIÓN UNITARIA

El principal parámetro usado en el diseño las mezclas óptimas es la resistencia a la compresión simple (RCS).

5.1.1 Mezclas de suelo estabilizadas con diferentes porcentajes de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC):

Inicialmente se estudió el efecto de la dosificación de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y el tiempo de curado en la resistencia de las muestras estabilizadas.

5.1.1.1 Suelo 1 – Facultad

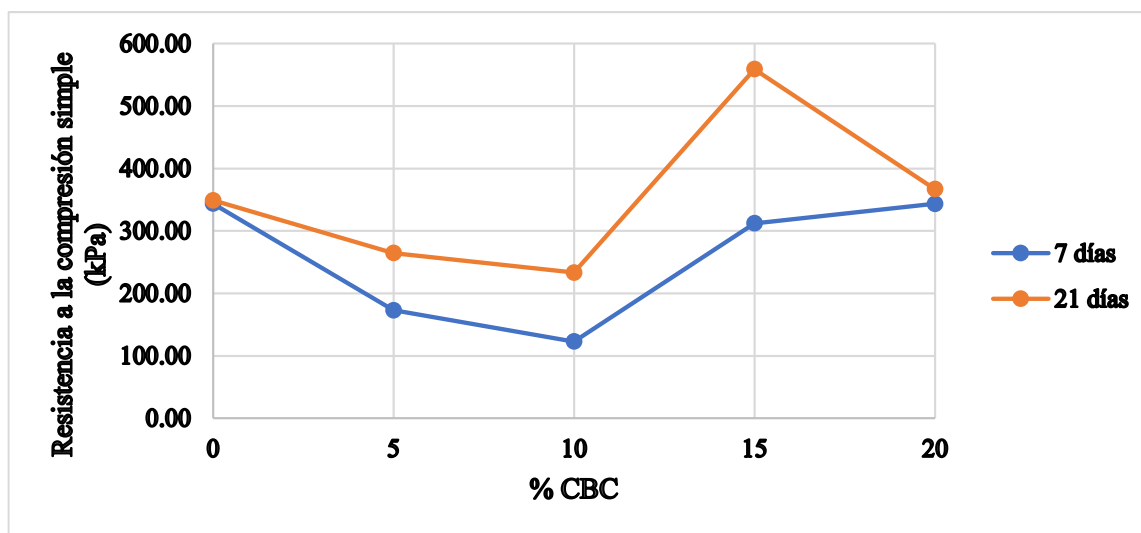
En la Gráfica 27 se observa el efecto de la dosificación de ceniza en diferentes proporciones sobre la resistencia. La Gráfica 28 muestra que la resistencia del suelo estabilizado con 5% de CBC disminuyó cerca del 50% a los 7 días de curado y a los 21 días disminuyó 24% aproximadamente, al adicionar el 10% de CBC la resistencia disminuyó hasta un 64% a los 7 días de curado y a los 21 días disminuyó 33%, para la adición de 15% de CBC la resistencia cayó 10% a los 7 días y a los 21 días aumentó un 61% y cuando se adicionó el 20% de CBC, la resistencia

no varió. La Gráfica 29 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, variando entre 85% y 275% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 39 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 39. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

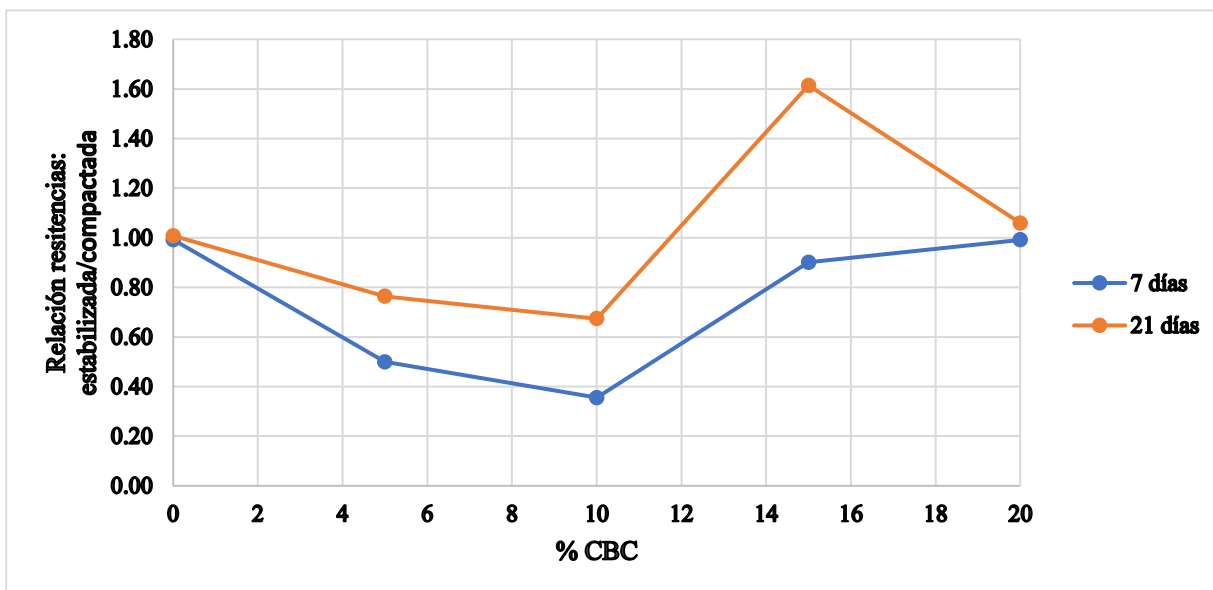
Edades de curado (t) [Días]	Adición de ceniza [%]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	0	343.77	0.99	3.6	1.11
	5	172.98	0.50	7.6	2.38
	10	122.98	0.36	7.8	2.43
	15	312.13	0.90	4.9	1.53
	20	343.47	0.99	4.1	1.27
21	0	349.00	1.01	2.7	0.85
	5	264.54	0.76	6.9	2.17
	10	233.29	0.67	8.8	2.75
	15	559.18	1.61	5.6	1.75
	20	366.92	1.06	5.6	1.75

Fuente: Elaboración propia



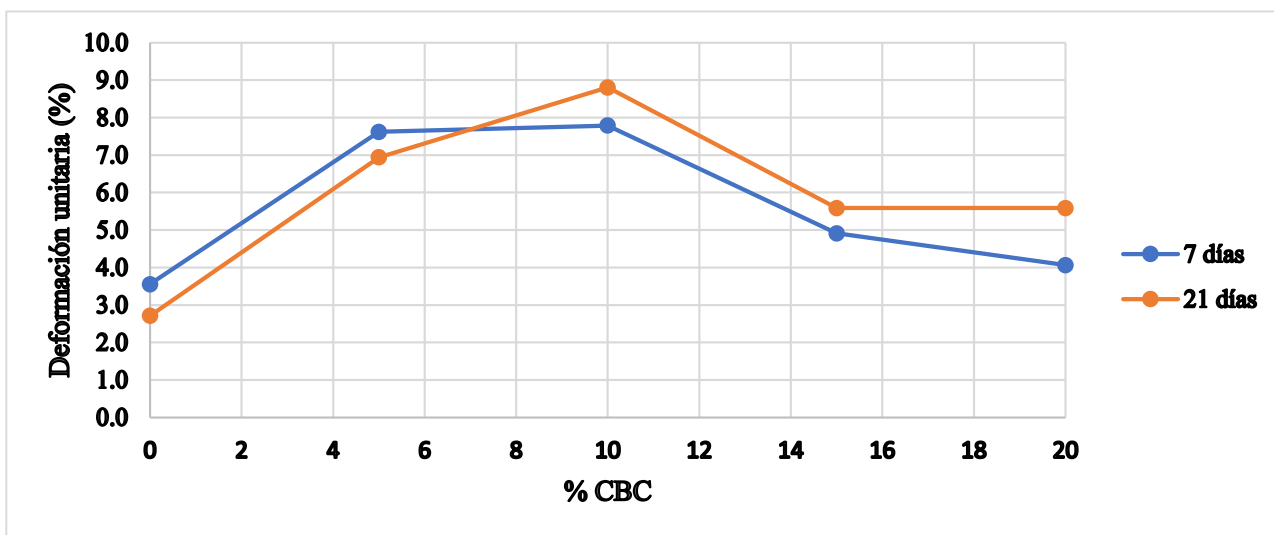
Gráfica 27. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 28. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 29. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con esta información, las dosificaciones de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) en el Suelo 1 – Facultad, tienen un efecto desfavorable debido a que tiende a disminuir la resistencia del suelo y a incrementar su deformabilidad.

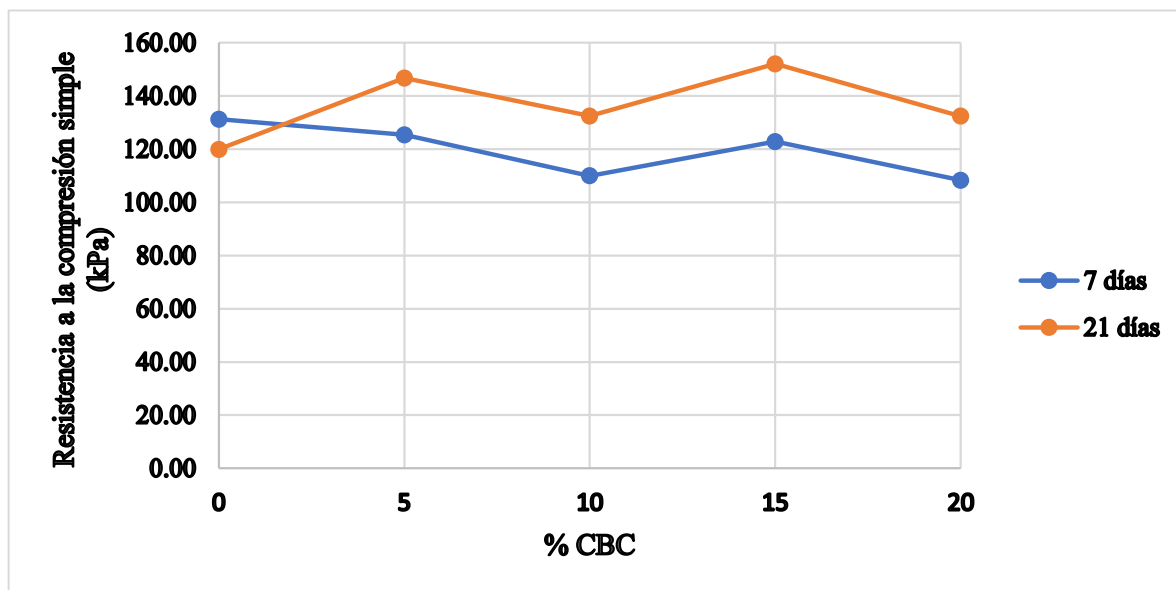
5.1.1.2 Suelo 2 – Pueblillo

En la Gráfica 30 se observa el efecto de la dosificación de ceniza en diferentes proporciones sobre la resistencia. La Gráfica 31 muestra que la resistencia del suelo estabilizado con 5% de CBC no cambió a los 7 días de curado y a los 21 días aumentó 20%, al adicionar el 10% de CBC la resistencia disminuyó 10% a los 7 días de curado y a los 21 días aumentó 10%, para la adición de 15% de CBC la resistencia no cambió a los 7 días y a los 21 días aumentó 20% y cuando se adicionó el 20% de CBC, la resistencia disminuyó 10% a los 7 días de curado y a los 21 días de curado aumentó 10%. La Gráfica 32 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, variando entre 93% y 181% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 40 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 40. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

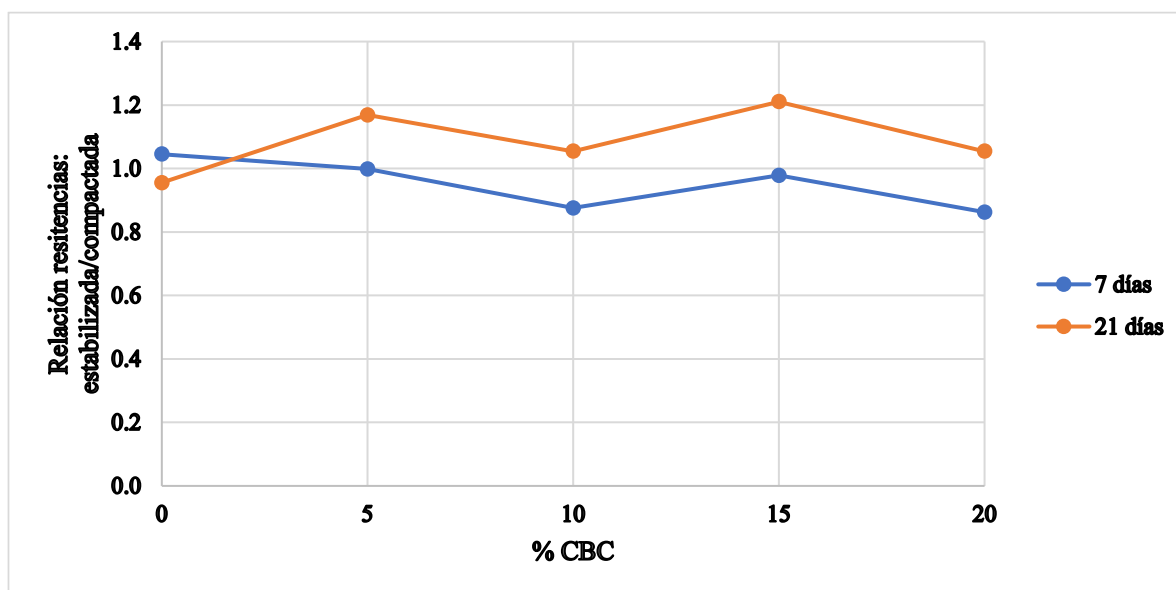
Edades de curado [Días]	Adición de ceniza [%]	Resistencia a la compresión simple (σ) [KPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	0	131.28	1.0	3.0	1.05
	5	125.42	1.0	3.6	1.23
	10	109.95	0.9	4.2	1.46
	15	122.88	1.0	3.6	1.23
	20	108.33	0.9	5.2	1.81
21	0	119.94	1.0	2.7	0.93
	5	146.77	1.2	3.8	1.31
	10	132.44	1.1	4.1	1.40
	15	152.06	1.2	3.7	1.28
	20	132.42	1.1	4.1	1.40

Fuente: Elaboración propia.



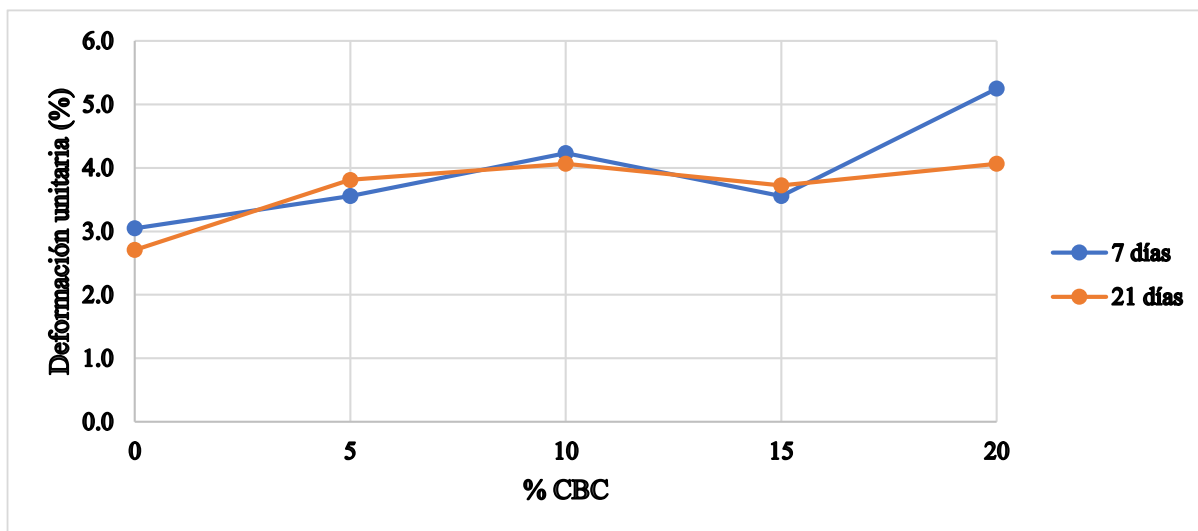
Gráfica 30. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 31. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 32. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con lo anterior, las dosificaciones de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) en el Suelo 2 – Pueblillo, tienen un efecto despreciable porque no aporta significativamente en el desarrollo de la resistencia y tiende a aumentar la deformabilidad.

5.1.2 Mezclas de suelo estabilizadas con diferentes concentraciones del activador alcalino:

En segundo lugar, se estudió el efecto de la concentración molar del activador alcalino (NaOH en solución) en la resistencia de las briquetas de suelo estabilizadas y falladas a 7 días de curado.

5.1.2.1 Suelo 1 – Facultad

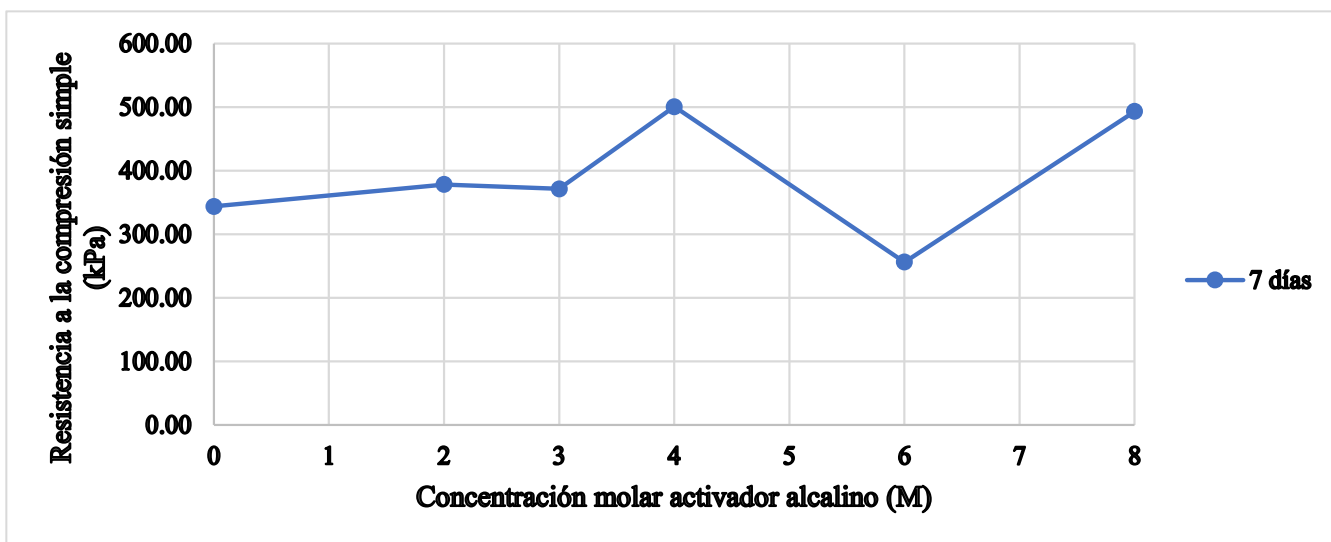
En la Gráfica 33 se observa el efecto de la concentración molar del activador alcalino sobre la resistencia. La Gráfica 34 muestra que la resistencia del suelo estabilizado con el activador alcalino en una concentración molar de 2M aumentó 9%, para una concentración molar de 3M la resistencia del suelo aumentó 7%, para una concentración molar de 4M la resistencia creció 45%, para la concentración molar de 6M, la resistencia disminuyó 26% y para la concentración molar de 8M el

aumentó 42%. La Gráfica 35 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, variando entre 64% y 222% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 41 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 41. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

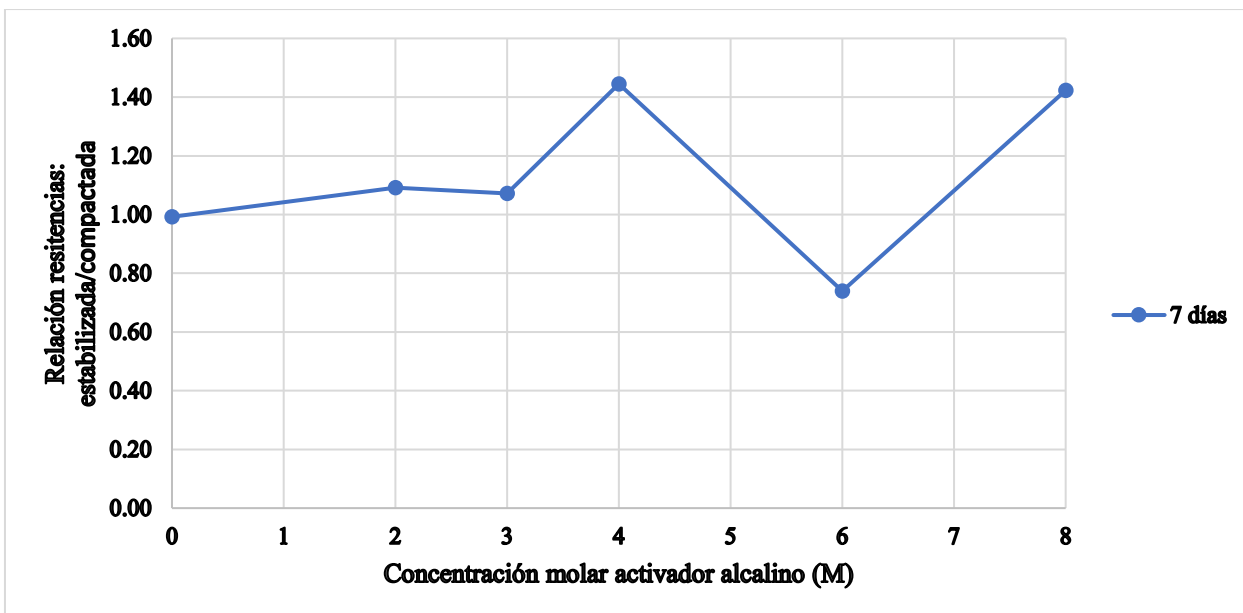
Edades de curado (t) [Días]	Concentración molar activador alcalino (M) [mol/L]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	0	343.77	0.99	3.6	1.11
	2	378.06	1.09	7.1	2.22
	3	371.17	1.07	3.2	1.01
	4	500.56	1.45	3.4	1.06
	6	256.10	0.74	2.0	0.64
	8	493.00	1.42	3.2	1.01

Fuente: Elaboración propia.



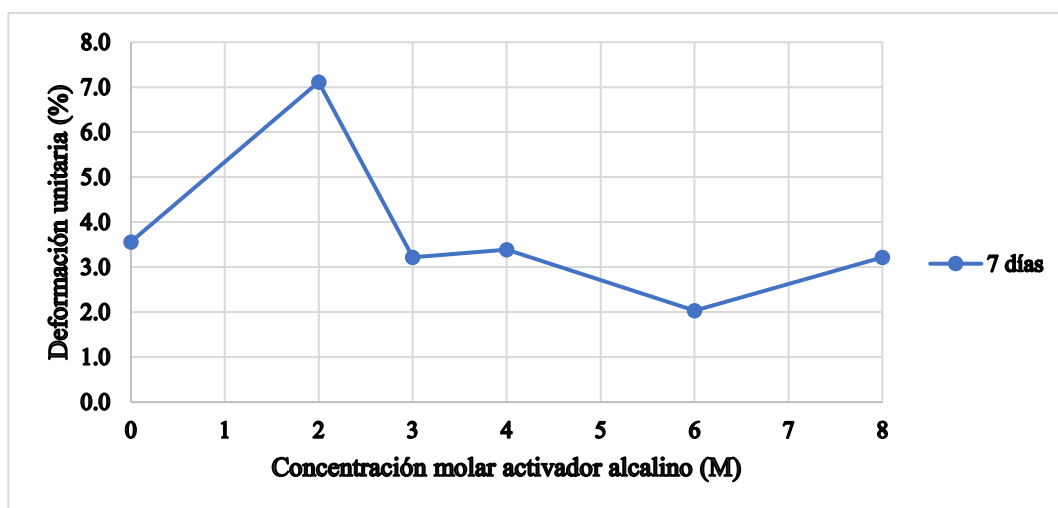
Gráfica 33. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 34. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 35. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

En esta etapa de la investigación se observó que el Suelo 1 – Facultad es muy reactivo al entrar en contacto con el activador alcalino, esto puede deberse a que es un suelo muy fino (96% pasa tamiz #200, del cual 57% pertenece a la fracción arcillosa de acuerdo con los ensayos de granulometría e hidrómetro). Cuando las partículas del Suelo 1 – Facultad entran en contacto con el activador alcalino se encapsulan inmediatamente, formando agregaciones o grumos que dificultan, primero, la manejabilidad y segundo, la compactación, ya que se conforman estructuras muy porosas.

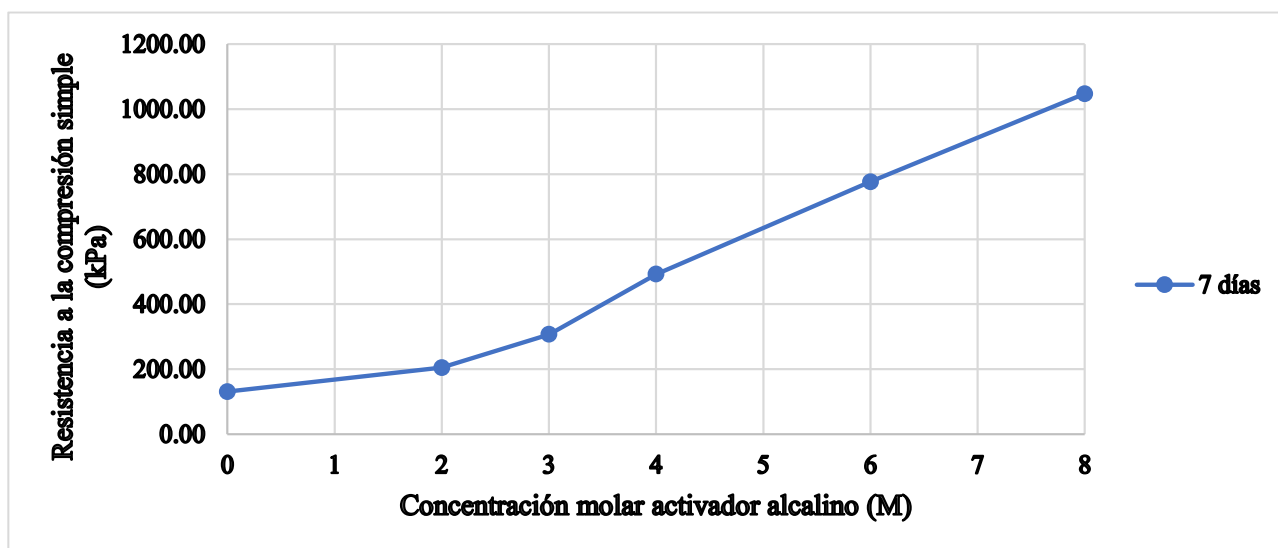
5.1.2.2 Suelo 2 – Pueblillo

En la Gráfica 36 se observa el efecto de la concentración molar del activador alcalino sobre la resistencia. La Gráfica 37 muestra que la resistencia del suelo estabilizado con el activador alcalino en una concentración molar de 2M aumentó 60%, para una concentración molar de 3M la resistencia del suelo aumentó un 140%, para una concentración molar de 4M la resistencia aumentó un 290%, para la concentración molar de 6M, la resistencia creció hasta 520% y para la concentración molar de 8M el aumento en la resistencia fue de 730%. La Gráfica 38 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, la cual varía entre 58% y 111% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 42 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 42. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

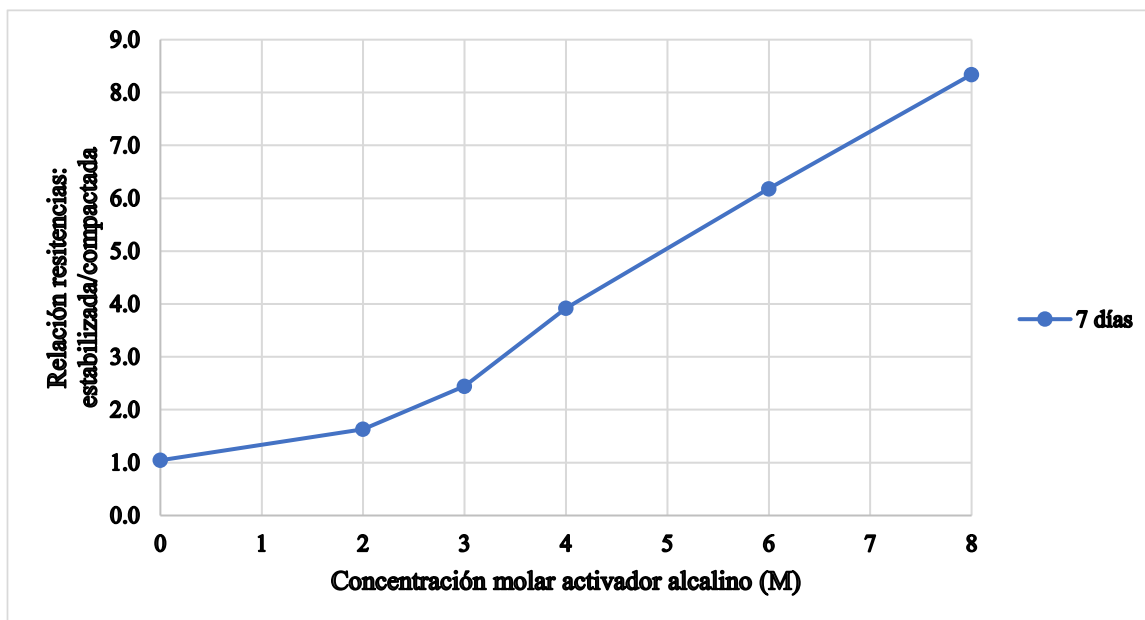
Edades de curado (t) [Días]	Concentración molar activador alcalino (M) [mol/L]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	0	131.28	1.0	3.0	1.05
	2	205.07	1.6	2.2	0.76
	3	307.29	2.4	2.7	0.93
	4	492.53	3.9	3.2	1.11
	6	776.46	6.2	1.7	0.58
	8	1047.61	8.3	2.0	0.70

Fuente: Elaboración propia.



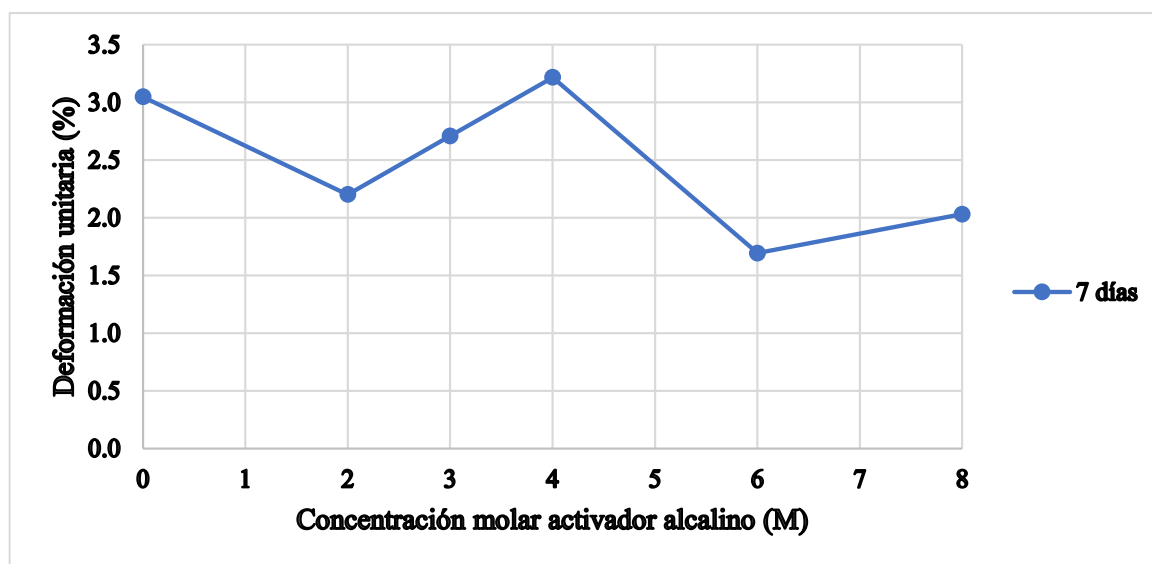
Gráfica 36. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 37. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado y la resistencia del suelo en estado natural – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 38. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

En esta etapa de la investigación se observó que la reacción entre el Suelo 2 – Pueblillo y el activador alcalino favorece el desarrollo de la resistencia, esto puede indicar que el Suelo 2 – Pueblillo posee una actividad puzolánica importante. De forma general, se puede decir que, a mayor concentración del activador alcalino, mayor es el incremento en la resistencia. Se observó también, en los diferentes casos, reducción en la deformabilidad. Todo lo anterior implica una estructura más rígida.

5.1.3 Mezclas de suelo estabilizadas con diferentes porcentajes de ceniza y concentración molar del activador alcalino constante:

En tercer lugar, se estudió el efecto en la resistencia a la compresión simple de las muestras de suelo dosificadas con ceniza de bagazo de caña de azúcar activadas mediante una solución de NaOH con una concentración molar fija de 2M a 7 y 21 días de curado.

5.1.3.1 Suelo 1 – Facultad

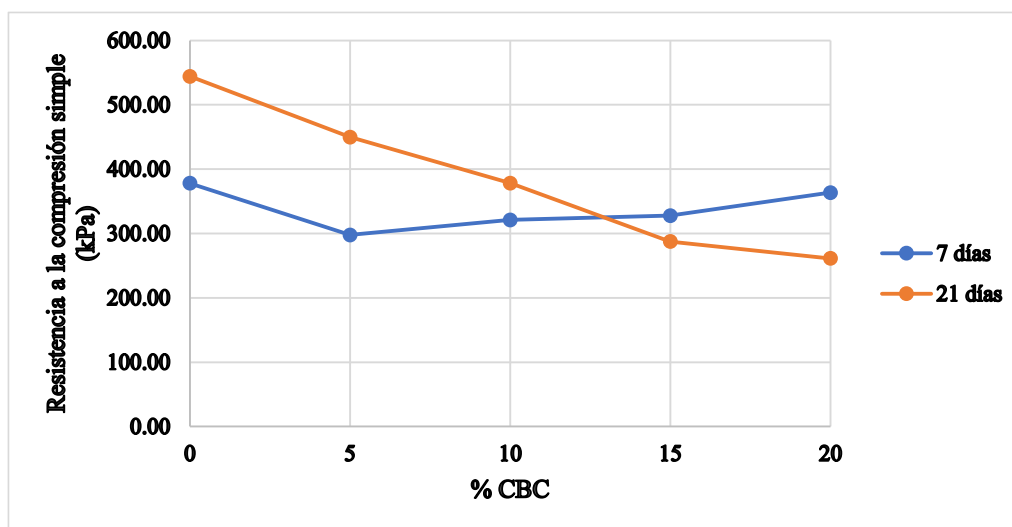
En la Gráfica 39 se observa el efecto de la dosificación de diferentes porcentajes de CBC activados mediante una solución de NaOH con concentración de 2 molar sobre la resistencia. La Gráfica 40 muestra que la resistencia del Suelo 1 – Facultad, activado con una concentración molar del activador alcalino (NaOH solución) de 2M y adicionado con 5% de CBC disminuyó 14% a los 7 días de curado y a los 21 días aumentó 30%, al adicionar el 10% de CBC la resistencia del suelo disminuyó 7% a los 7 días de curado y a los 21 días aumentó 9%, para la adición de 15% de CBC la resistencia cayó un 5% a los 7 días y a los 21 días disminuyó a 17% y cuando se adiciona el 20% de CBC, la resistencia creció 5% a los 7 días y a los 21 días este aumento disminuyó a 25%. La Gráfica 41 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, la cual varía entre 79%

y 180% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 43 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 43. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

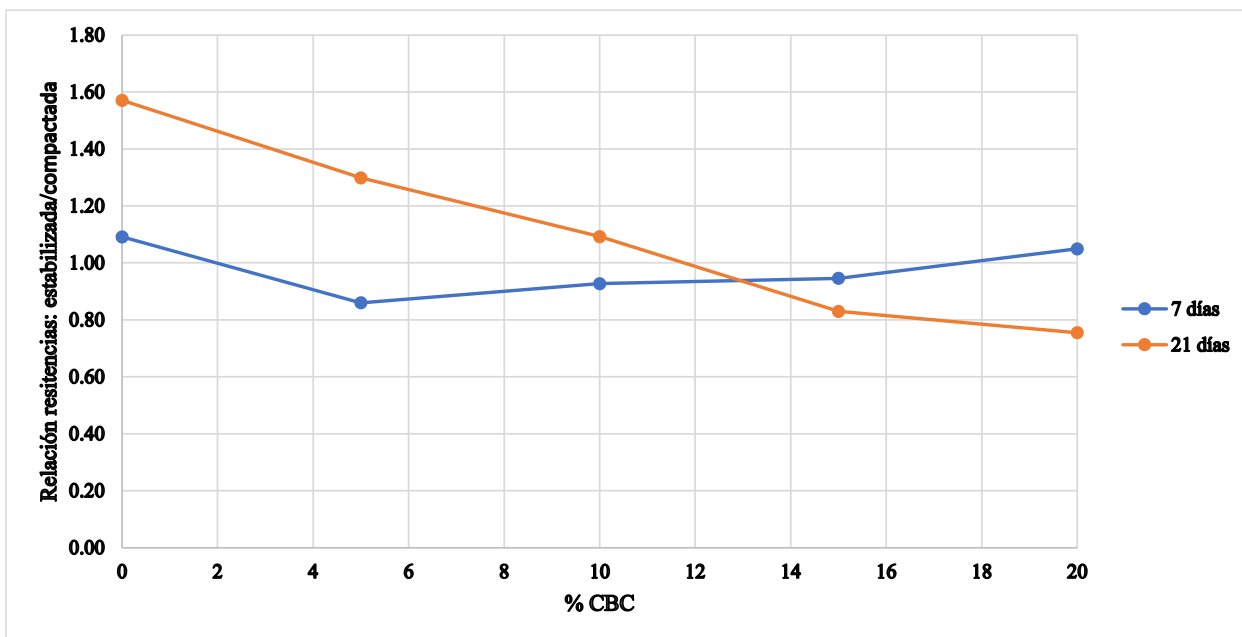
Edades de curado (t) [Días]	Concentración molar activador alcalino (M) [mol/L]	Adición de ceniza (c) [%]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	2	0	378.06	1.09	7.1	2.22
		5	297.76	0.86	4.7	1.48
		10	321.21	0.93	5.8	1.80
		15	327.68	0.95	3.4	1.06
		20	363.56	1.05	3.9	1.22
21		0	544.06	1.57	2.5	0.79
		5	449.89	1.30	5.4	1.69
		10	378.30	1.09	4.3	1.35
		15	287.41	0.83	2.7	0.85
		20	261.37	0.75	2.7	0.85

Fuente: Elaboración propia.



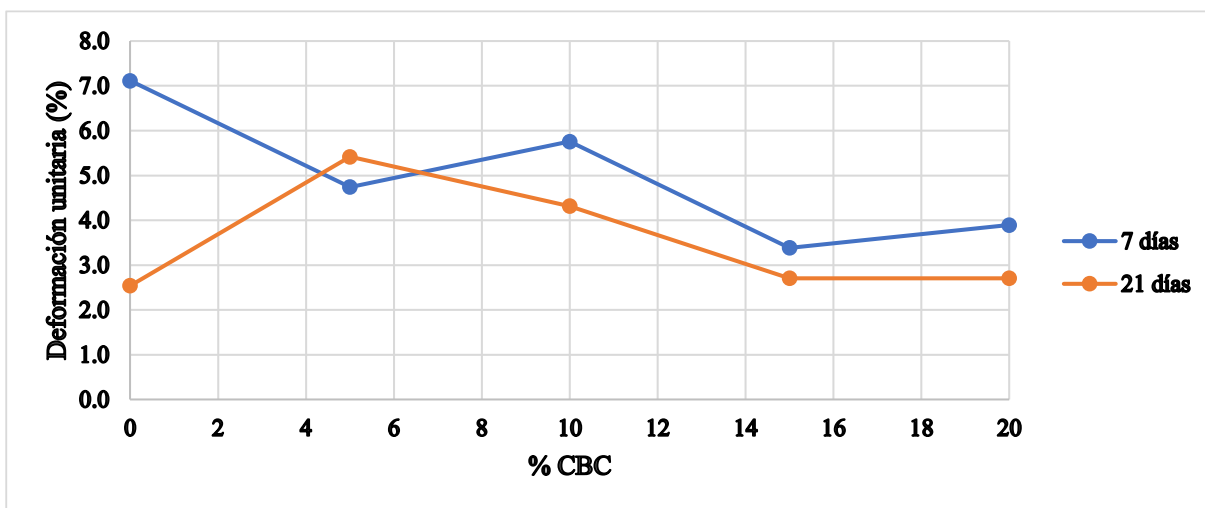
Gráfica 39. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 40. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 41. Deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

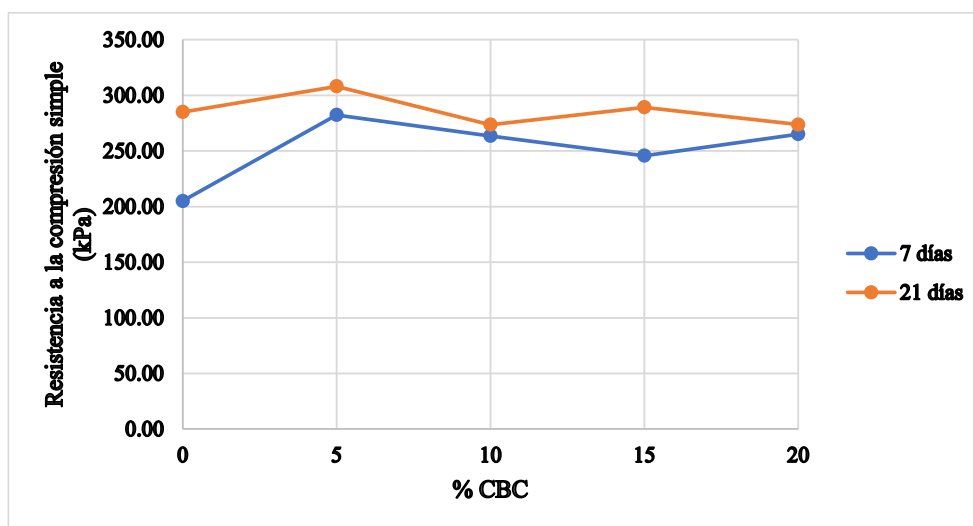
5.1.3.2 Suelo 2 – Pueblillo

En la Gráfica 42 se observa el efecto de la dosificación de diferentes porcentajes de CBC activados mediante una solución de NaOH con concentración de 2 molar sobre la resistencia. En la Gráfica 43 se observa que la resistencia del Suelo 2 – Pueblillo, activado con una concentración molar del activador alcalino (NaOH solución) de 2M y estabilizado con 5% de CBC aumentó 120% a los 7 días de curado y a los 21 días aumentó 150%, al adicionar el 10% de CBC la resistencia del suelo aumentó 110% a los 7 días de curado y a los 21 días aumentó 120%, para la adición de 15% de CBC la resistencia subió 100% a los 7 días y a los 21 días aumentó 130% y cuando se adiciona el 20% de CBC, la resistencia creció 110% a los 7 días y a los 21 días aumentó 120%. La Gráfica 44 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, la cual tiende a disminuir entre 7% y 30% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 44 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 44. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

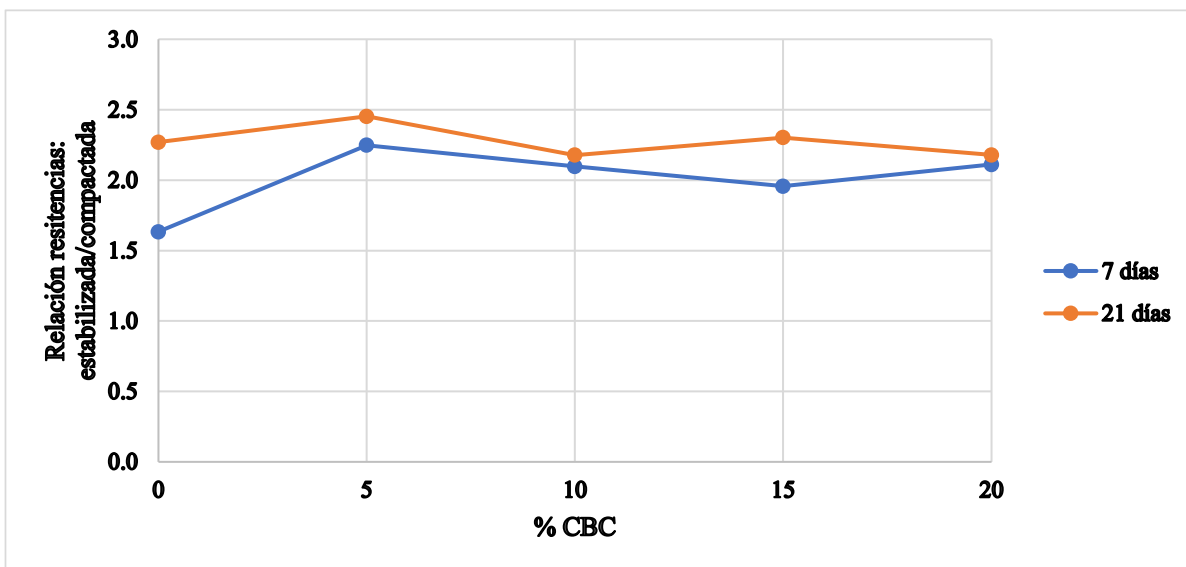
Edades de curado (t) [Días]	Concentración molar activador alcalino (M) [mol/L]	Adición de ceniza (c) [%]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	2	0	205.07	1.6	2.2	0.76
		5	282.35	2.2	2.0	0.70
		10	263.47	2.1	2.5	0.88
		15	245.79	2.0	2.7	0.93
		20	265.12	2.1	2.7	0.93
21		0	285.01	2.3	2.4	0.82
		5	308.16	2.5	2.9	0.99
		10	273.58	2.2	2.4	0.82
		15	289.20	2.3	2.5	0.88
		20	273.73	2.2	2.5	0.88

Fuente: Elaboración propia.



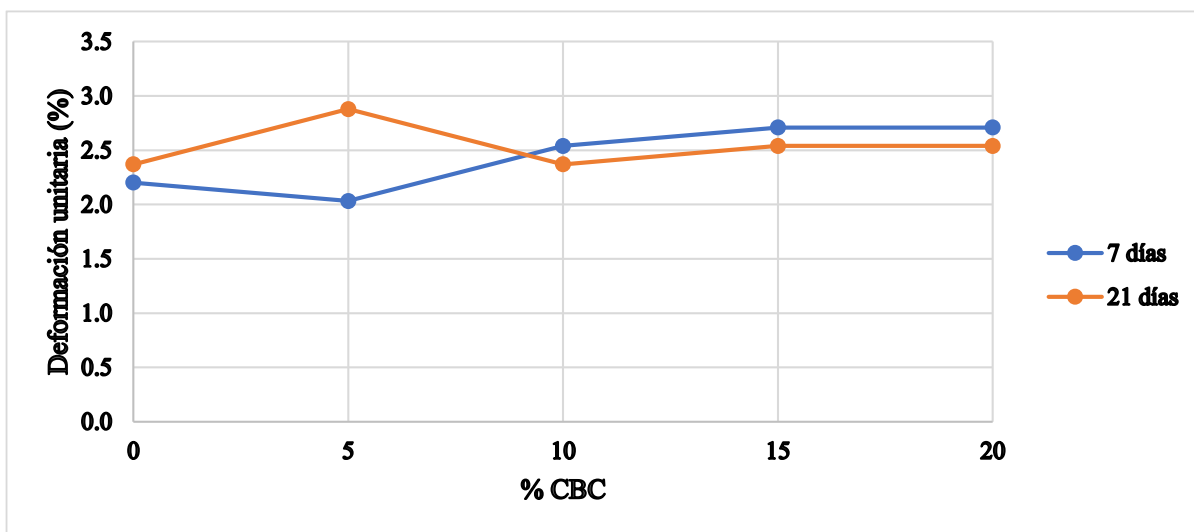
Gráfica 42. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 43. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 2 – Puebla.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 44. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y una concentración molar de 2M del activador alcalino a 7 y 21 días de curado – Suelo 2 – Puebla

Fuente: Elaboración propia.

5.1.4 Mezclas de suelo estabilizadas con el porcentaje óptimo de ceniza y diferentes concentraciones del activador alcalino:

Por último, se estudió el efecto en la resistencia a la compresión simple de las muestras de suelo dosificadas con el porcentaje óptimo de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) activadas con diferentes concentraciones molares del activador alcalino (NaOH solución). Este porcentaje óptimo para ambos suelos fue 5% de adición debido a que, primero, la resistencia no varía mucho entre las dosificaciones estudiadas, segundo, es más económico usar un porcentaje de adición bajo y tercero, entre menor sea el porcentaje de adición, hay mayor disponibilidad para futuros proyectos.

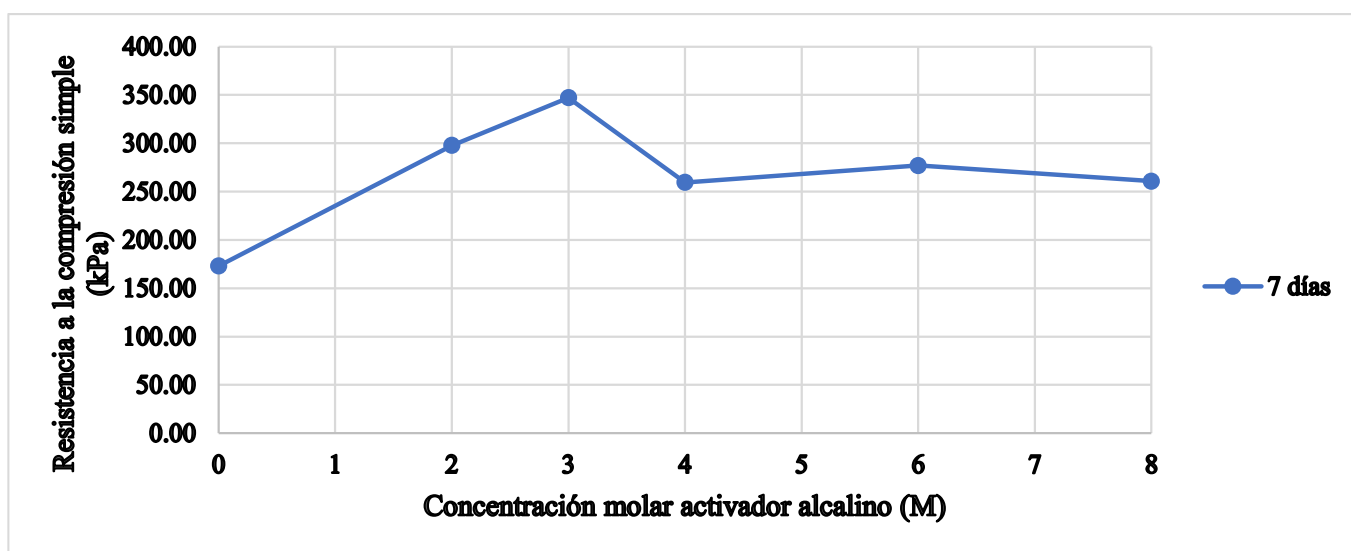
5.1.4.1 Suelo 1 – Facultad

En la Gráfica 45 se observa el efecto de la dosificación del 5% de CBC activado mediante una solución de NaOH con diferentes concentraciones sobre la resistencia. La Gráfica 46 muestra que la resistencia del Suelo 1 – Facultad, adicionado con un 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y activado con una concentración molar de 2M disminuyó 14% a los 7 días de curado, al usar una concentración molar de 3M la resistencia no varió a los 7 días de curado, para la concentración molar de 4M la resistencia cayó 25% a los 7 días de curado, al usar una concentración molar de 6M la resistencia disminuyó 20% a los 7 días de curado y para una concentración molar de 8M la resistencia bajó 25%. La Gráfica 47 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, la cual varía entre 64% y 148% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 45 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 45. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

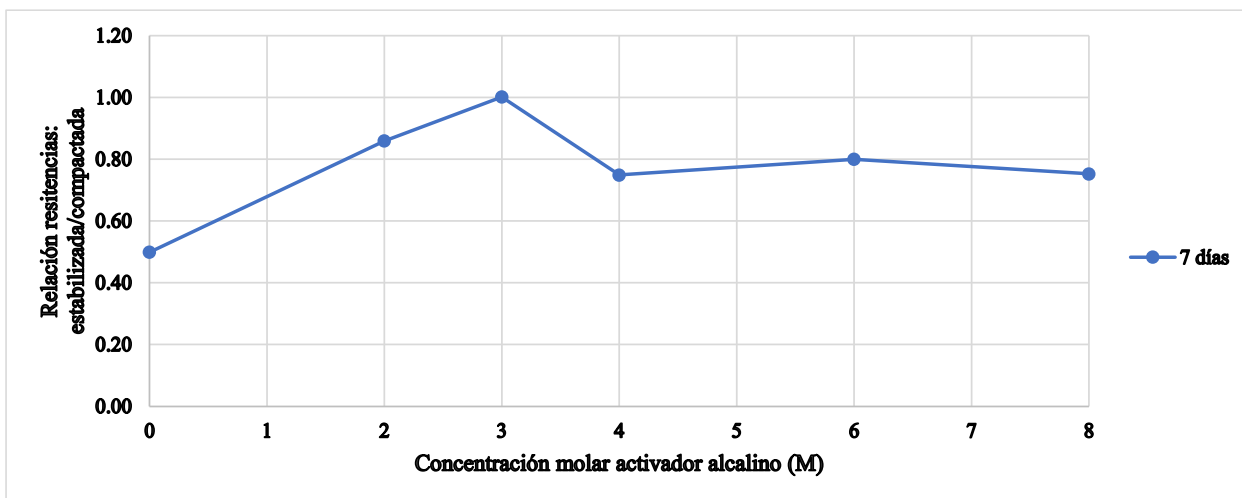
Edades de curado (t) [Días]	Adición de ceniza (c) [%]	Concentración molar activador alcalino (M) [mol/L]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	5	0	172.98	0.50	7.6	2.38
		2	297.76	0.86	4.7	1.48
		3	347.04	1.00	2.5	0.79
		4	259.49	0.75	2.2	0.69
		6	277.05	0.80	2.2	0.69
		8	260.76	0.75	2.0	0.64

Fuente: Elaboración propia.



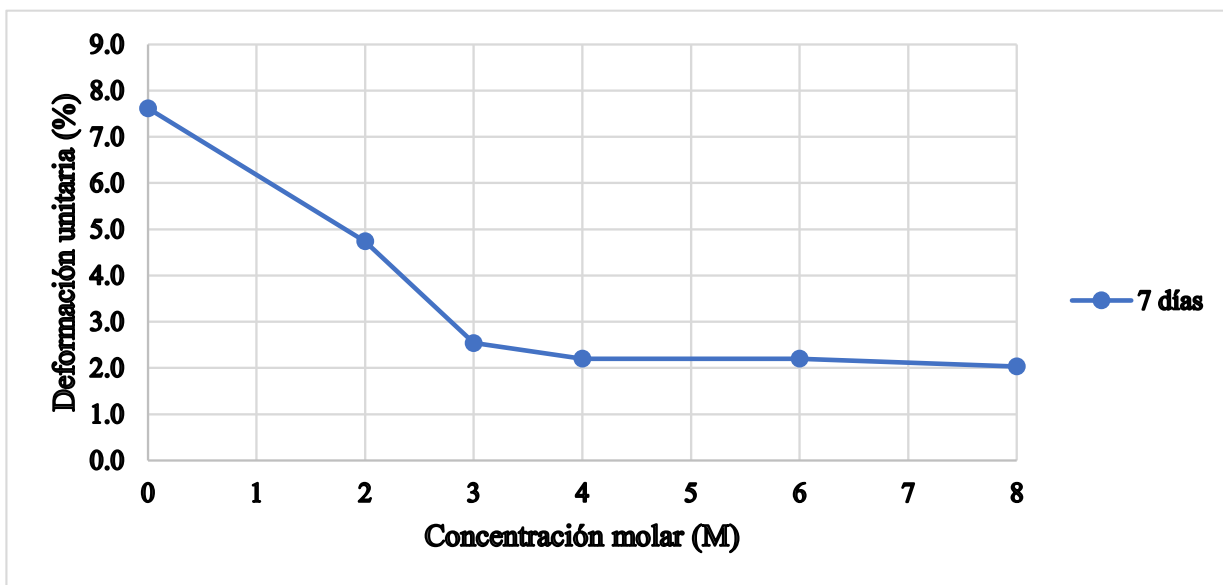
Gráfica 45. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 46. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 47. Deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

De esta información se definió que para el Suelo 1 – Facultad, la mezcla óptima corresponde a una dosificación de 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y una concentración molar de 3M del activador alcalino.

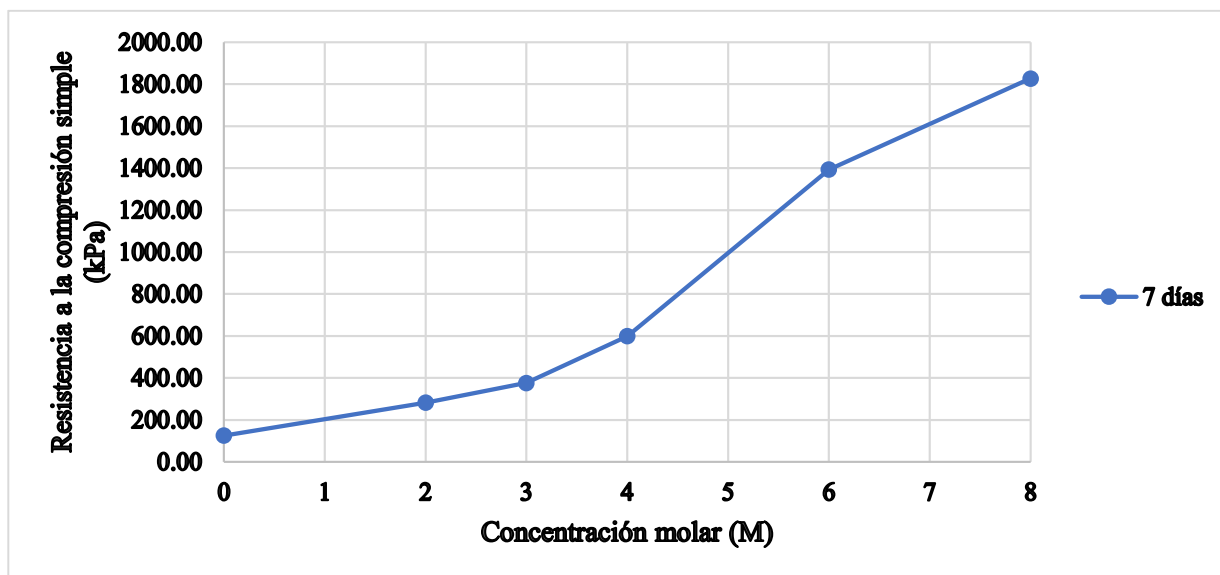
5.1.4.2 Suelo 2 – Pueblillo

En la Gráfica 48 se observa el efecto de la dosificación del 5% de CBC activado mediante una solución de NaOH con diferentes concentraciones sobre la resistencia. La Gráfica 49 muestra que la resistencia del Suelo 2 – Pueblillo, adicionado con un 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y activado con una concentración molar de 2M aumentó 120% a los 7 días de curado, al usar una concentración molar de 3M la resistencia aumentó 200% a los 7 días de curado, para la concentración molar de 4M la resistencia subió un 380% a los 7 días de curado, al usar una concentración molar de 6M la resistencia creció 1010%% a los 7 días de curado y para una concentración molar de 8M la resistencia subió 1350%. La Gráfica 50 muestra la deformación unitaria de falla para cada condición, la cual varía entre 64% y 100% con respecto a la deformación unitaria en estado compacto. En la Tabla 46 se resumen los resultados obtenidos en esta fase de la investigación.

Tabla 46. Resistencia a la compresión simple y deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

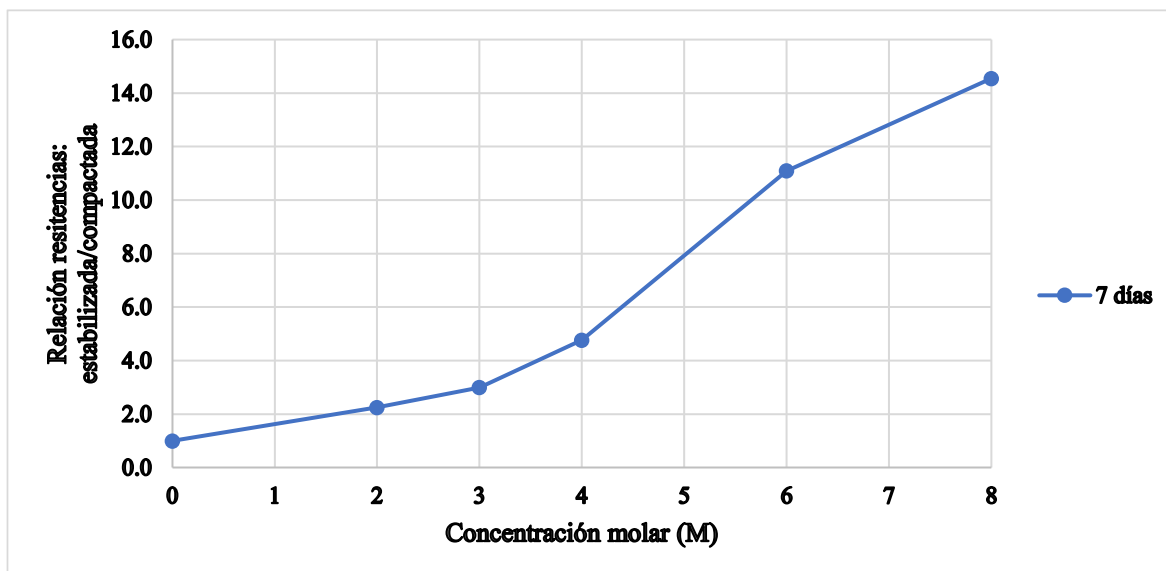
Edades de curado (t) [Días]	Adición de ceniza (c) [%]	Concentración molar activador alcalino (M) [mol/L]	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	Relación: Resistencia estabilizada/Resistencia compactada	Deformación unitaria (ϵ) [%]	Relación: Deformación estabilizada/Deformación compactada
7	5	0	125.42	1.0	3.6	1.23
		2	282.35	2.2	2.0	0.70
		3	376.32	3.0	2.9	0.99
		4	599.17	4.8	1.9	0.64
		6	1393.69	11.1	2.4	0.82
		8	1827.20	14.5	2.4	0.82

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 48. Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

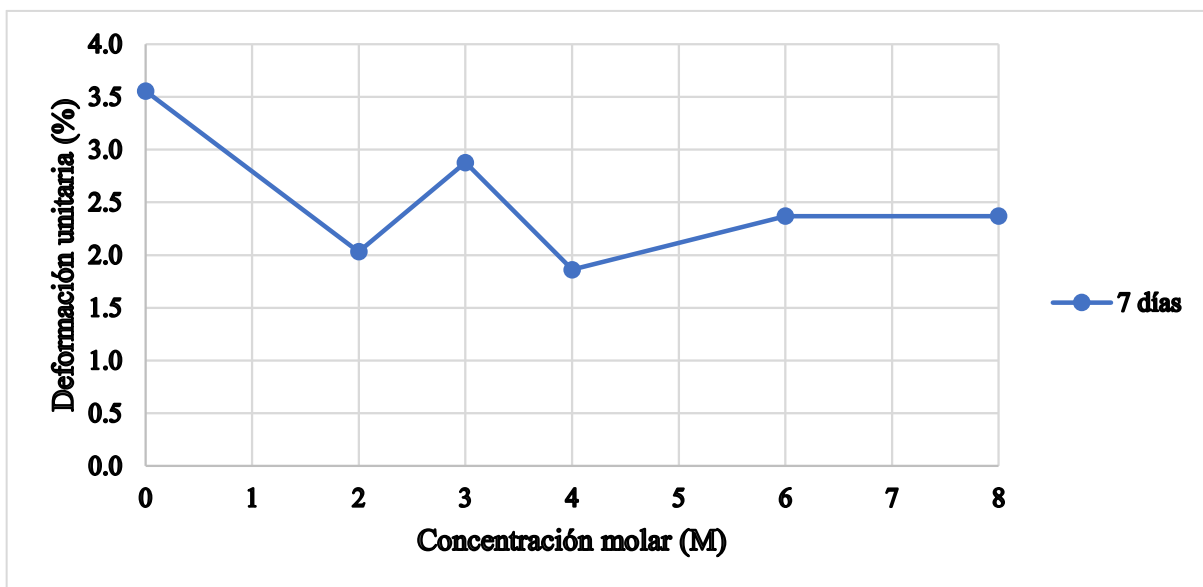
Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 49. Relación entre la resistencia del suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado y la resistencia del suelo en estado compacto – Suelo 2 –

Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 50. Deformación unitaria de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones molares del activador alcalino a 7 días de curado – Suelo 2 – Pueblillo.

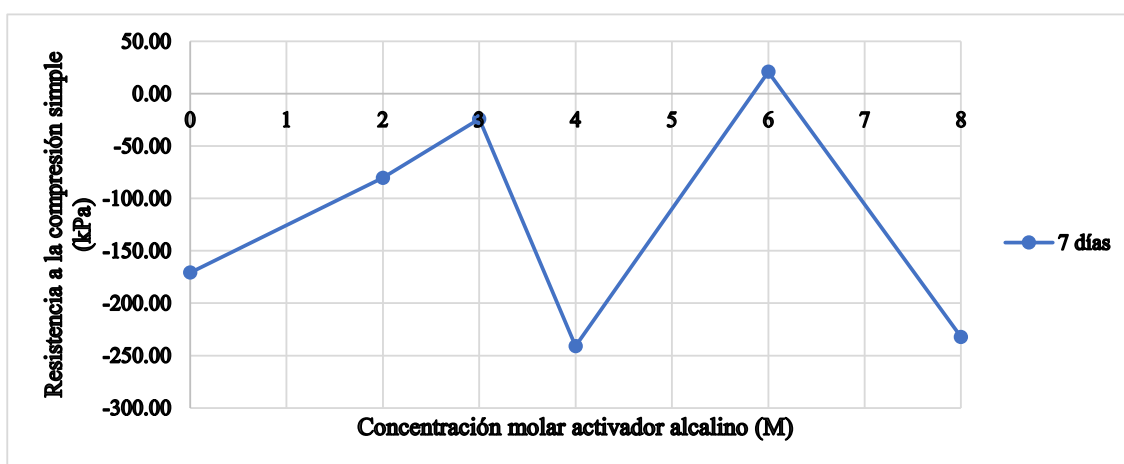
Fuente: Elaboración propia.

De esta información se definió que para el Suelo 1 – Facultad, la mezcla óptima corresponde a una dosificación de 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y una concentración molar de 2M del activador alcalino.

5.1.5 Determinación del efecto puro de la ceniza de bagazo de caña (CBC) sobre la resistencia a la compresión simple de los especímenes ensayados.

Debido la actividad puzolánica pueden proceder del suelo y de la ceniza de bagazo de caña, se compararon los resultados obtenidos para las briquetas de suelo estabilizado únicamente con el activador alcalino a diferentes concentraciones (2M, 3M, 4M, 6M y 8M) y los resultados obtenidos para las briquetas de suelo estabilizado con 5% de CBC y activador alcalino a diferentes concentraciones (2M, 3M, 4M, 6M y 8M), con el fin de investigar el efecto separado del suelo y la CBC en la estabilización. Las gráficas Gráfica 51 y Gráfica 52 muestran la diferencia de la resistencia a la compresión simple de las briquetas de suelo estabilizado con 5% de CBC y 0% de CBC con concentraciones molares iguales del activador alcalino.

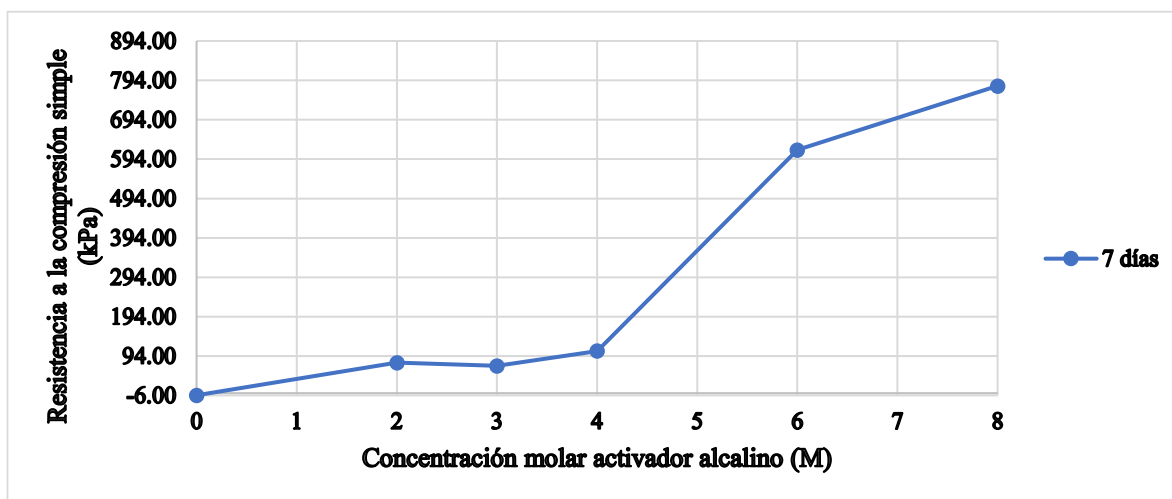
La Gráfica 51 muestra el efecto negativo que tiene la CBC en el desarrollo de la resistencia del Suelo 1 – Facultad.



Gráfica 51. Diferencia entre la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con 5% CBC y 0% CBC para un tiempo de curado de 7 días – Suelo 1 – Facultad.

Fuente: Elaboración propia.

La Gráfica 52 muestra el efecto positivo que tiene la CBC en el desarrollo de la resistencia del Suelo 2 – Pueblillo, especialmente para concentraciones del activador alcalino superiores a 4M. Los resultados de esta comparación muestran que una parte significativa de la resistencia a la compresión simple en los especímenes estabilizados mediante la activación alcalina de CBC estaba relacionada con la CBC.



Gráfica 52. Diferencia entre la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con 5% CBC y 0% CBC para un tiempo de curado de 7 días – Suelo 2 – Pueblillo.

Fuente: Elaboración propia.

5.2 EXPANSIÓN LIBRE DE MEZCLAS ÓPTIMAS

Se realizó la prueba de Seed a las mezclas óptimas inmediatamente después del proceso de estabilización, con el fin de determinar su efecto en la expansión.

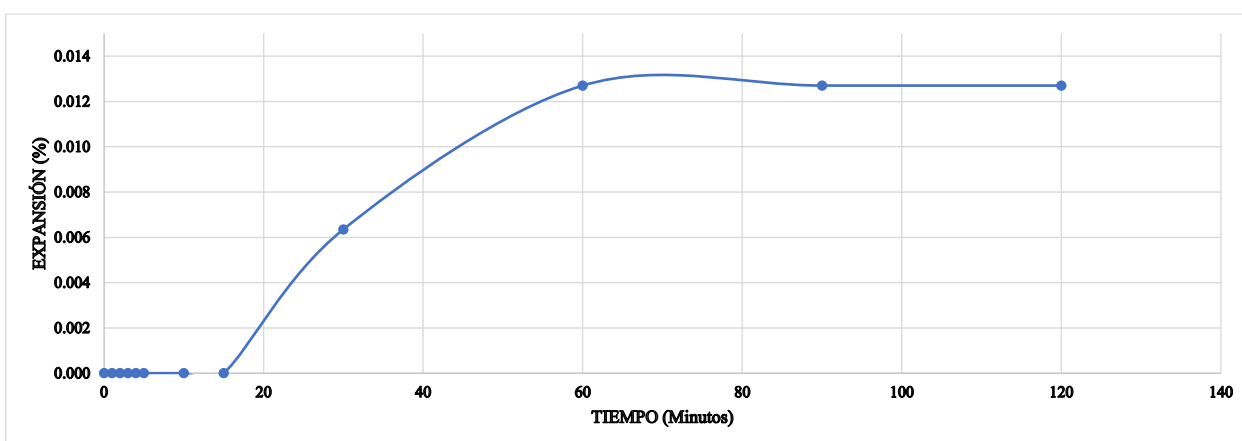
5.2.1 Suelo 1 – Facultad

El resultado de la prueba Seed realizada a la mezcla óptima del Suelo 1 – Facultad (Adición de 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar y concentración molar del activador alcalino de 3M) se muestra en la Tabla 47 y en la Gráfica 53. Se determinó un porcentaje de expansión del 0.013% a las 2 horas de ensayo, lo que indica una reducción del 97.8% de la expansión máxima.

Tabla 47. Resultados de la prueba de Seed– Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M).

TIEMPO (min)	EXPANSIÓN (%)
0	0.000
1	0.000
2	0.000
3	0.000
4	0.000
5	0.000
10	0.000
15	0.000
30	0.006
60	0.013
90	0.013
120	0.013

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 53. Expansión vs Tiempo – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M).

Fuente: Elaboración propia.

Esta reducción tan alta en la expansión es, probablemente, debido al ya mencionado fenómeno de encapsulación, que se da en el Suelo 1 – Facultad, al entrar en contacto con el activador alcalino.

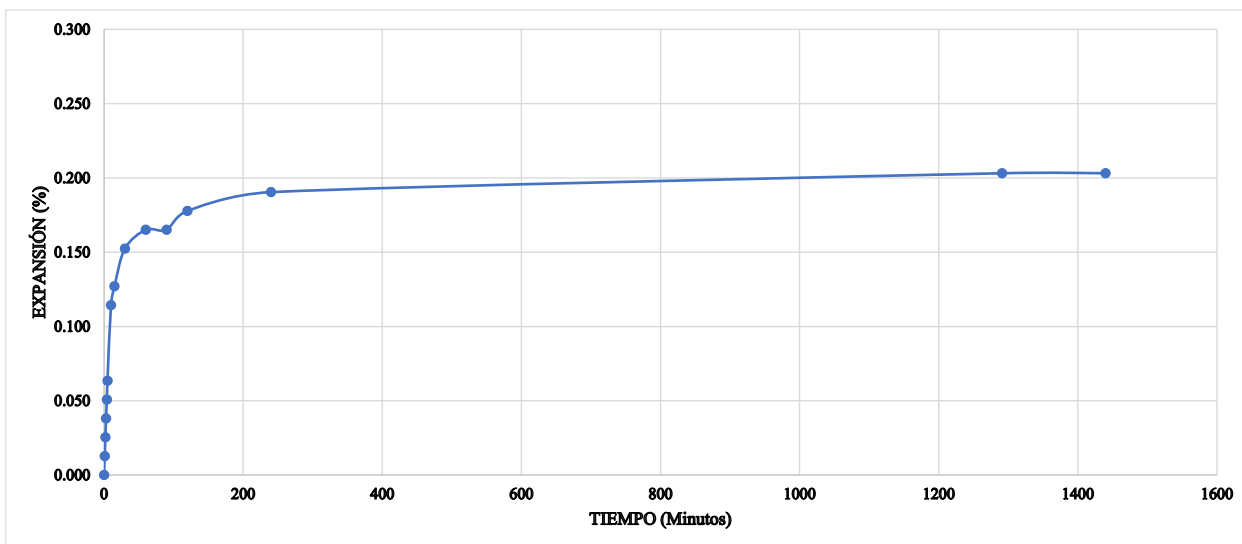
5.2.2 Suelo 2 – Pueblillo.

El resultado de la prueba Seed realizada a la mezcla óptima del Suelo 2 – Pueblillo (Adición de 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar y concentración molar del activador alcalino de 2M) se muestra en la Tabla 48 y en la Gráfica 54. Se determinó un porcentaje de expansión del 0.203% a las 24 horas de ensayo, lo que indica una reducción del 50% de la expansión máxima.

Tabla 48. Resultados de la prueba de Seed – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M).

TIEMPO (min)	EXPANSIÓN (%)
0	0.000
1	0.013
2	0.025
3	0.038
4	0.051
5	0.064
10	0.114
15	0.127
30	0.152
60	0.165
90	0.165
120	0.178
240	0.191
1291	0.203
1440	0.203

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 54. Expansión vs Tiempo – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M).

Fuente: Elaboración propia.

Esta reducción en la expansión del Suelo 2 – Pueblillo es, probablemente, debido a la estructura rígida generada por la estabilización.

5.3 ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE MEZCLAS ÓPTIMAS

Para finalizar se hizo una prueba sencilla con el fin de determinar qué tan estable son las mezclas óptimas con un tiempo de curado de 7 días, realizando el ensayo de resistencia a la compresión simple después de un periodo de 1 hora en estado de inmersión.

En la Ilustración 18 se observa que el Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado, se mantiene estable ante la inmersión. En la Ilustración 19 se observa que el Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado, no se mantiene estable ante la inmersión.



Ilustración 18. Estabilidad hidráulica Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado.

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 19. Estabilidad hidráulica Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado.

Fuente: Elaboración propia.

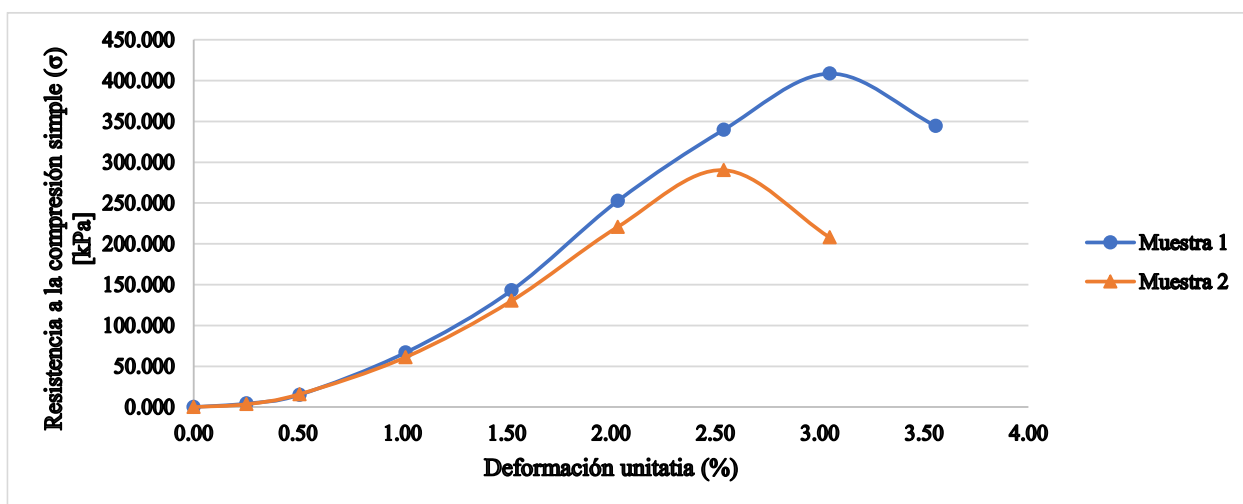
5.3.1 Suelo 1 – Facultad.

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión están consignados en las tablas Tabla 49 y Tabla 50 así como en la Gráfica 55. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia promedio de 349.51 kPa, una deformación unitaria promedio de 2.75% y una densidad seca promedio de 1.16 g/cm³.

Tabla 49. Datos del ensayo RCS – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]	
	Muestra 1	Muestra 2
0.00	0.000	0.000
0.25	4.349	3.624
0.51	15.183	15.906
1.02	66.896	61.142
1.52	143.125	130.243
2.03	252.736	220.699
2.54	339.955	290.378
3.05	408.638	207.901
3.56	344.410	-

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 55. Diagrama esfuerzo deformación – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 50. Resultados finales del ensayo RCS – Suelo 1 – Facultad – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión

	Muestra 1	Muestra 2
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	408.64	290.38
Deformación unitaria (%)	3.0	2.5
Humedad (%)	46.9	46.8
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.72	1.71
Masa unitaria seca (g/cc)	1.17	1.16

Fuente: Elaboración propia.

Esta información indica que la mezcla óptima del Suelo 1 – Facultad (adición de 5% de CBC y activador alcalino concentrado a 3M) después del periodo de inmersión tiene el 160.7% de resistencia y el 36% de la deformación unitaria respecto al suelo en estado natural.

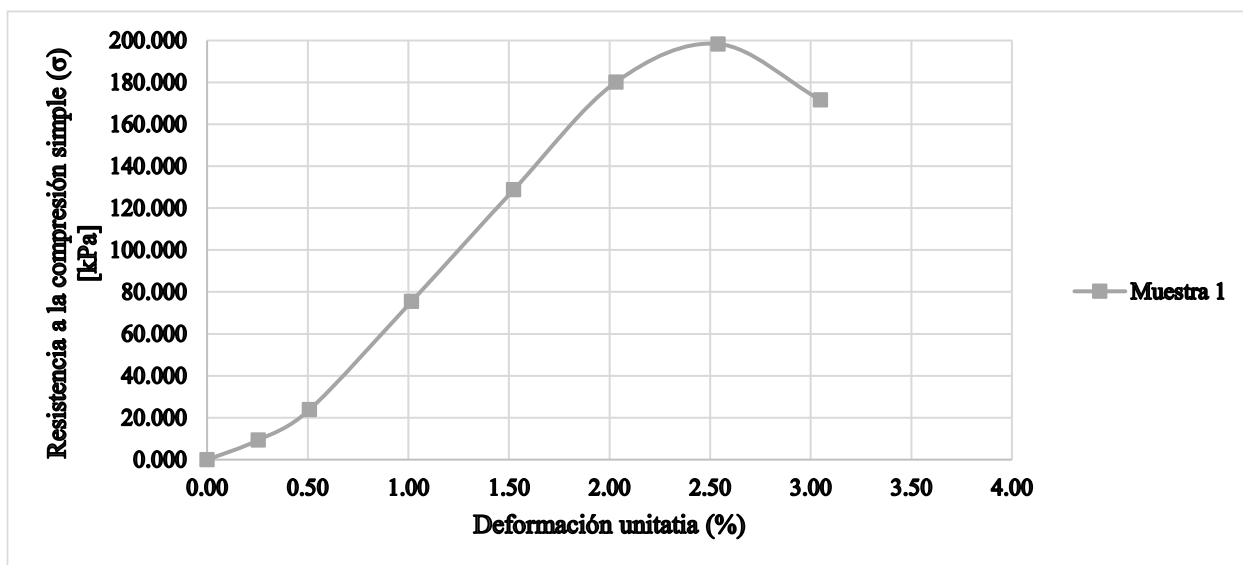
5.3.2 Suelo 2 – Pueblillo.

Los resultados de la resistencia a la compresión simple (RCS) del Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado después de inmersión están consignados en las tablas Tabla 51 y Tabla 52 así como en la Gráfica 56. Para esta condición de ensayo se obtiene una resistencia de 198.31 kPa, una deformación unitaria de 2.54 y una densidad seca de 1.05 g/cm³.

Tabla 51. Datos del ensayo RCS – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado después de inmersión.

Deformación unitaria (%)	Resistencia a la compresión simple (σ) [kPa]
	Muestra 1
0.00	0.000
0.25	9.423
0.51	23.859
1.02	75.528
1.52	128.812
2.03	180.119
2.54	198.307
3.05	171.616

Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 56. Diagrama esfuerzo deformación – Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 3M) con 7 días de curado después de inmersión.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 52. Resultados finales del ensayo RCS – Suelo 2 – Pueblillo– Mezcla óptima (Adición de 5% de CBC y Concentración Molar de 2M) con 7 días de curado después de inmersión

	Muestra1
Esfuerzo máximo (σ máx) [kPa]	198.31
Deformación unitaria (%)	2.54
Humedad (%)	45.90
Masa unitaria húmeda (g/cc)	1.53
Masa unitaria seca (g/cc)	1.05

Fuente: Elaboración propia.

Esta información indica que la mezcla óptima del Suelo 2 – Pueblillo (adición de 5% de CBC y activador alcalino concentrado a 2M) después del periodo de inmersión tiene el 174.1% de resistencia y el 52.5% de la deformación unitaria respecto al suelo en estado natural.

6 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

El análisis estadístico se realizó con el fin de comparar los resultados obtenidos las fases del programa experimental relacionados a la resistencia a la compresión simple.

- Media (\bar{X}): La media de una muestra es el promedio de sus datos.

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

- Varianza de la muestra (S^2): Es el promedio de los cuadrados de las distancias de los datos respecto a su media.

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

- Desviación estándar de la muestra (S): Se interpreta como la distancia promedio de los datos de su media.

$$S = \sqrt{S^2}$$

- Mínimo (X_{\min}): Es el dato de menor valor numérico en la muestra de datos.
- Máximo (X_{\max}): Es el dato de mayor valor numérico en la muestra de datos.
- Rango (R): Es el intervalo entre el valor máximo y el valor mínimo en un conjunto de datos.

$$R = X_{\max} - X_{\min}$$

- Rango en % de la muestra: Se usa para establecer la variación porcentual de los datos con respecto a su media.

$$R(\%) = \frac{R}{\bar{X}} * 100$$

- Coeficiente de variación (Cv): Mide la variación de los datos con respecto a su media, con ello se determina la homogeneidad de la muestra.

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}}$$

- Error (E):

$$E = |\bar{X} - X_i|$$

- Media del error (\bar{E}): Se define como la diferencia entre los valores medidos y la media de la muestra, cuantifica la desviación en términos absolutos respecto al valor que experimentalmente resulta ser el verdadero.

$$\bar{E} = \frac{\sum |\bar{X} - X_i|}{n}$$

- Error estándar con un nivel de confianza (95%): Este error representa la precisión lograda con el nivel de confianza establecido. Representa el límite de error estimado experimentalmente para cumplir con el nivel de confianza.

$$E_{nc} = \frac{S * Z}{\sqrt{n}}$$

Dónde:

S: Desviación estándar de la muestra.

Z: Valor que depende de la probabilidad de acierto (95%) tomado de una tabla de distribución t de Student.

n: Tamaño de cada muestra (3 ensayos).

- Intervalo de confianza (I): Rango de valores entre los cuales se espera que esté cierto valor dada una probabilidad. Se utiliza dado que no se aplica la intervención a la población completa sino a una muestra de ella. Para conocer dicho parámetro es necesario conocer la distribución que sigue la variable de la muestra. La distribución de

probabilidad dado el reducido tamaño de cada muestra es la distribución t de Student.

El nivel de confianza definido es del 95%.

$$I = \bar{X} \mp Z * \frac{S}{\sqrt{n}}$$

De la

Tabla 53 a la Tabla 56 se presenta el resumen de análisis estadístico realizado.

Tabla 53. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC [kPa]															
	Suelo 1 - Facultad								Suelo 2 - Pueblillo							
	7 días de curado				21 días de curado				7 días de curado				21 días de curado			
	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC
Media	173.0	123.0	312.1	343.5	264.5	233.3	559.2	366.9	125.4	109.9	122.9	108.3	146.8	132.5	152.1	132.4
Varianza	53.56	171.25	172.64	1859.08	1377.00	4934.41	608.06	311.79	83.79	55.86	35.14	46.42	43.56	7.56	26.33	142.59
Desviación Estándar	7.32	13.09	13.14	43.12	37.11	70.25	24.66	17.66	9.15	7.47	5.93	6.81	6.60	2.75	5.13	11.94
Mínimo	167.2	113.5	304.2	302.3	239	171.7	531.7	346.7	119.1	101.8	119.1	100.7	140.2	129.7	146.4	119.1
Máximo	181.2	137.9	327.3	388.3	307.1	309.8	579.4	379.4	135.9	116.5	129.7	113.8	153.4	135.2	156.4	142.2
Rango	14.0	24.4	23.1	86.0	68.1	138.1	47.7	32.7	16.8	14.7	10.6	13.1	13.2	5.5	10.0	23.1
Rango (%)	8.1	19.8	7.4	25.0	25.7	59.2	8.5	8.9	13.4	13.4	8.6	12.1	9.0	4.2	6.6	17.4
Coefficiente de variación	0.042	0.106	0.042	0.126	0.140	0.301	0.044	0.048	0.073	0.068	0.048	0.063	0.045	0.021	0.034	0.090
Media del Error	5.49	9.96	10.11	29.89	28.38	51.00	18.31	13.47	7.00	5.42	4.56	5.09	4.40	1.84	3.78	8.87
Error estándar (95%)	18.18	32.51	32.64	107.12	92.19	174.51	61.26	43.87	22.74	18.57	14.73	16.93	16.40	6.83	12.75	29.67
Límite inferior del Intervalo de confianza (95%)	154.8	90.5	279.5	236.3	172.3	58.8	497.9	323.0	102.7	91.4	108.1	91.4	130.4	125.6	139.3	102.7
Límite superior del Intervalo de confianza (95%)	191.1	155.5	344.8	450.6	356.7	407.8	620.4	410.8	148.1	128.5	137.6	125.3	163.2	139.3	164.8	162.1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 54. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes concentraciones del activador alcalino.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino [kPa]									
	Suelo 1 - Facultad					Suelo 2 - Pueblillo				
	7 días de curado					7 días de curado				
	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar
Media	378.0	371.2	500.6	256.1	493.0	205.1	307.3	492.5	776.5	1047.6
Varianza	9812.76	18742.14	16536.25	4020.12	14472.97	314.65	169.48	226.54	26277.37	45702.37
Desviación Estándar	99.06	136.90	128.59	63.40	120.30	17.74	13.02	15.05	162.10	213.78
Mínimo	264	255	352.3	218.3	354.1	184.6	293.9	479.1	626.1	805.5
Máximo	442.8	522.1	581.7	329.3	564.2	216.0	319.9	508.8	948.2	1210.4
Rango	178.8	267.1	229.4	111.0	210.1	31.4	26.0	29.7	322.1	404.9
Rango (%)	47.3	72.0	45.8	43.3	42.6	15.3	8.5	6.0	41.5	38.7
Coefficiente de variación	0.262	0.369	0.257	0.248	0.244	0.087	0.042	0.031	0.209	0.204
Media del Error	76.02	100.62	98.84	48.80	92.60	13.64	8.93	10.84	114.47	161.40
Error estándar (95%)	246.10	340.11	319.47	157.52	298.87	44.07	32.34	37.39	402.72	531.10
Límite inferior del Intervalo de confianza (95%)	131.9	31.1	181.1	98.6	194.1	161.0	275.0	455.1	373.8	516.5
Límite superior del Intervalo de confianza (95%)	624.1	711.3	820.0	413.6	791.9	249.1	339.6	529.9	1179.2	1578.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 55. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC y activador alcalino (2M).

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y activador alcalino (2M) [kPa]															
	Suelo 1 - Facultad								Suelo 2 - Pueblillo							
	7 días de curado				21 días de curado				7 días de curado				21 días de curado			
	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC
Media	297.8	321.2	327.7	363.5	449.9	308.2	287.4	261.4	282.3	263.4	245.8	265.1	308.2	273.6	289.2	236.6
Varianza	2509.84	1614.76	1683.60	1709.90	1188.09	15120.86	2617.99	2901.45	127.20	789.70	84.64	458.68	844.36	548.57	1685.84	4626.52
Desviación estándar	50.10	40.18	41.03	41.35	34.47	122.97	51.17	53.87	11.28	28.10	9.20	21.42	29.06	23.42	41.06	68.02
Mínimo	267.7	279.6	280.3	325.9	413.9	167.9	247.9	199.3	274.8	242.2	236.6	241.5	290.4	252.7	262	162.4
Máximo	355.6	359.8	352.3	407.8	482.6	397.4	345.2	295.9	295.3	295.3	255.0	283.3	341.7	298.9	336.4	296.0
Rango	87.9	80.2	72.0	81.9	68.7	229.5	97.3	96.6	20.5	53.1	18.4	41.8	51.3	46.2	74.4	133.6
Rango (%)	29.5	25.0	22.0	22.5	15.3	74.5	33.9	37.0	7.3	20.2	7.5	15.8	16.6	16.9	25.7	56.5
Coefficiente de variación	0.168	0.125	0.125	0.114	0.077	0.399	0.178	0.206	0.040	0.107	0.037	0.081	0.094	0.086	0.142	0.287
Media del error	38.56	27.73	31.58	29.51	24.00	93.51	38.53	41.38	8.64	21.24	6.13	15.73	22.36	16.89	31.49	49.47
Media del error con 95%	124.46	99.83	101.94	102.73	85.63	305.49	127.11	133.82	28.02	69.81	22.86	53.21	72.19	58.19	102.00	168.98
Límite inferior del intervalo de confianza (P=95%)	173.3	221.4	225.7	260.8	364.3	2.7	160.3	127.5	254.3	193.6	222.9	211.9	236.0	215.4	187.2	67.6
Límite superior del intervalo de confianza (P=95%)	422.2	421.0	429.6	466.3	535.5	613.7	414.5	395.2	310.4	333.2	268.7	318.3	380.4	331.8	391.2	405.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56. Resumen estadístico descriptivo para los ensayos de resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con 5% de CBC y diferentes concentraciones del activador alcalino.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones del activador alcalino [kPa]									
	Suelo 1 - Facultad					Suelo 2 - Pueblillo				
	7 días de curado					7 días de curado				
	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar
Media	297.8	347.0	259.5	277.0	260.7	282.3	376.3	599.2	1393.7	1827.2
Varianza	2509.84	540.84	17991.49	4127.32	11581.69	127.20	2446.33	2170.83	28704.79	93486.27
Desviación estándar	50.10	23.26	134.13	64.24	107.62	11.28	49.46	46.59	169.42	305.76
Mínimo	267.7	322.2	168.2	220.7	178	274.8	322.2	545.4	1266.4	1557
Máximo	355.6	368.3	413.5	347.0	382.4	295.3	419.2	626.1	1586.0	2159.1
Rango	87.9	46.1	245.3	126.3	204.4	20.5	97.0	80.7	319.6	602.1
Rango (%)	29.5	13.3	94.5	45.6	78.4	7.3	25.8	13.5	22.9	33.0
Coefficiente de variación	0.168	0.067	0.517	0.232	0.413	0.040	0.131	0.078	0.122	0.167
Media del error	38.56	16.56	102.67	46.64	81.11	8.64	36.07	35.87	128.20	221.27
Error estándar (95%)	124.46	57.78	333.23	159.60	267.36	28.02	122.88	115.75	420.91	759.60
Límite inferior del intervalo de confianza (95%)	173.3	289.3	N.A.≈0	117.4	N.A.≈0	254.3	253.4	483.4	972.8	1067.6
Límite superior del intervalo de confianza (95%)	422.2	404.8	592.7	436.6	528.1	310.4	499.2	715.0	1814.6	2586.8

Fuente: Elaboración propia.

Con el fin de comparar la precisión lograda en las diferentes fases del estudio de estabilización, teniendo en cuenta la variabilidad de las diferentes determinaciones de la resistencia a la compresión simple realizadas, de los parámetros estadísticos mostrados en las tablas anteriores, se tuvo en cuenta principalmente el rango en porcentaje de la media y el coeficiente de variación (ver Tabla 57, Tabla 58, Tabla 59 y Tabla 60).

Tabla 57. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC de acuerdo a los tres ensayos realizados por condición.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC [kPa]															
	Suelo 1 - Facultad								Suelo 2 - Pueblillo							
	7 días de curado				21 días de curado				7 días de curado				21 días de curado			
	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC
Rango (%)	8.1	19.8	7.4	25.0	25.7	59.2	8.5	8.9	13.4	13.4	8.6	12.1	9.0	4.2	6.6	17.4
Coefficiente de variación	0.042	0.106	0.042	0.126	0.140	0.301	0.044	0.048	0.073	0.068	0.048	0.063	0.045	0.021	0.034	0.090

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes concentraciones del activador alcalino de acuerdo a los tres ensayos realizados por condición.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes concentraciones del activador alcalino [kPa]									
	Suelo 1 - Facultad					Suelo 2 - Pueblillo				
	7 días de curado					7 días de curado				
	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar
Rango (%)	47.3	72.0	45.8	43.3	42.6	15.3	8.5	6.0	41.5	38.7
Coefficiente de variación	0.262	0.369	0.257	0.248	0.244	0.087	0.042	0.031	0.209	0.204

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 59. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con diferentes porcentajes de CBC y activador alcalino (2M) de acuerdo a los tres ensayos realizados por condición.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con diferentes porcentajes de CBC y activador alcalino (2M) [kPa]															
	Suelo 1 - Facultad								Suelo 2 - Pueblillo							
	7 días de curado				21 días de curado				7 días de curado				21 días de curado			
	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC	5% CBC	10% CBC	15% CBC	20% CBC
Rango (%)	29.5	25.0	22.0	22.5	15.3	74.5	33.9	37.0	7.3	20.2	7.5	15.8	16.6	16.9	25.7	56.5
Coefficiente de variación	0.168	0.125	0.125	0.114	0.077	0.399	0.178	0.206	0.040	0.107	0.037	0.081	0.094	0.086	0.142	0.287

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 60. Precisión lograda en la determinación de la resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados con 5% de CBC y diferentes concentraciones del activador alcalino.

Parámetros estadísticos	Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado con 5% de CBC y diferentes concentraciones del activador alcalino [kPa]									
	Suelo 1 - Facultad					Suelo 2 - Pueblillo				
	7 días de curado									
	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar	2 molar	3 molar	4 molar	6 molar	8 molar
Rango (%)	29.5	13.3	94.5	45.6	78.4	7.3	25.8	13.5	22.9	33.0
Coefficiente de variación	0.168	0.067	0.517	0.232	0.413	0.040	0.131	0.078	0.122	0.167

Fuente: Elaboración propia.

Con base en los anteriores resultados se puede analizar lo siguiente:

Los valores obtenidos del análisis estadístico refuerzan las conclusiones del análisis de resultados. Idealmente, sería bueno contar con mayor número de muestras para cada ensayo (mínimo cinco, de acuerdo con la nueva norma INV E – 632), aunque los valores obtenidos en esta investigación arrojan una buena confiabilidad.

Adicionalmente, desde el punto de vista estadístico, estamos en valores típicos de coeficientes de variación para suelos finos, reportados en la literatura, ver siguiente tabla:

Tabla 61. Coeficientes de variación típicos en la determinación de diferentes parámetros geotécnicos.

Parámetro	Coefficiente de variación (%)
Cohesión	40
Ángulo de fricción efectivo	7.5 - 10.1
Resistencia no drenada de arcillas	11 - 45
Coefficiente de permeabilidad	20 - 90
Coefficiente de consolidación	33 - 68
Número de golpes SPT (N)	15 - 45
Resistencia a la compresión uniaxial de metalimolitas	29 - 55
Resistencia a la compresión uniaxial de metacalcáreos	18 - 40

Fuente: Tomado y modificado de Hidalgo & Pacheco (2011)

7 CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos y del análisis realizado de los mismos, se puede concluir:

- Los suelos derivados de ceniza volcánica son muy peculiares, debido a que dos suelos clasificados como limos de alta plasticidad tienen comportamientos completamente diferentes.
- El efecto de la dosificación de ceniza de bagazo de caña de azúcar en la resistencia no es muy significativo, tendiendo a ser desfavorable, en especial para el Suelo 1 – Facultad.
- El Suelo 1 – Facultad al entrar en contacto con soluciones de hidróxido de sodio se encapsula y forma grumos complicando la manejabilidad y la compactación.
- La reacción entre el activador alcalino y el Suelo 2 – Pueblillo genera altas resistencias, lo cual indica que posee una actividad puzolánica importante que permite generar geopolímeros muy rígidos.
- La activación de las mezclas Suelo 1 – Facultad y CBC con soluciones de hidróxido de sodio aumenta la resistencia a la compresión simple hasta 57%, disminuye su compresibilidad hasta 36% y disminuye la expansión 97.8% aproximadamente.
- La activación de las mezclas Suelo 2 – Pueblillo y CBC con soluciones de hidróxido de sodio aumenta la resistencia a la compresión simple hasta 1350%, disminuye su compresibilidad hasta 36% y disminuye la expansión en 50% aproximadamente.
- La mezcla óptima diseñada para el Suelo 1 – Facultad, consiste en proporcionar CBC al 5% respecto al suelo seco y añadir solución de hidróxido de sodio (NaOH) en una concentración de 3 molar hasta llevar a humedad óptima del Proctor estándar.

- La mezcla óptima diseñada para el Suelo 2 – Pueblillo, consiste en proporcionar CBC al 5% respecto al suelo seco y añadir solución de hidróxido de sodio (NaOH) en una concentración de 2 molar hasta llevar a humedad óptima del Proctor estándar.
- La estabilización con de suelos derivados de ceniza volcánica mediante activación alcalina de residuos de quema de bagazo de caña de azúcar puede ser una alternativa viable en el mejoramiento de los suelos de la malla vial terciaria de nuestro país, que aportan a la economía y al medio ambiente debido a que son materiales reciclables abundantes y económicos.

8 RECOMENDACIONES PARA CONTINUAR CON LA INVESTIGACION

- Realizar un análisis morfológico y composicional que permitan conocer las propiedades mineralógicas de los suelos, las adiciones y los productos finales con el fin de establecer las mejores alternativas para estabilizar este tipo de subrasantes.
- Buscar alternativas para mejorar la estabilidad hidráulica del Suelo 2 – Pueblillo – Mezcla óptima.
- Estudiar el efecto de otros tipos de activadores alcalinos.
- Estudiar el efecto de la activación alcalina de otras materias primas derivadas de la agroindustria.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdullah, H. H., Shahin, M. A., & Walske, M. L. (2019). Geo-mechanical behavior of clay soils stabilized at ambient temperature with fly-ash geopolymer-incorporated granulated slag. *Soils and Foundations*, 15. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.08.005>
- Alonso, S. (2015). *VALORIZACIÓN DE CENIZAS VOLANTES Y CENIZAS DE FONDO PROCEDENTES DE LA INCINERACIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS: REVISIÓN BIBLIOGRAFICA.*
- Arulrajah, A., Yaghoubi, M., Disfani, M. M., Horpibulsuk, S., Bo, M. W., & Leong, M. (2018). Evaluation of fly ash- and slag-based geopolymers for the improvement of a soft marine clay by deep soil mixing. *Soils and Foundations*, 58(6), 1358–1370. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.07.005>
- Büttner, R., Dellino, P., & Zimanowski, B. (1999). Identifying magma-water interaction from the surface features of ash particles. *Nature*, 401(6754), 688–690. <https://doi.org/10.1038/44364>
- Camarena, S. (2013). *Sustainable road maintenance and construction utilising new technologies.* 11p.
- Cañar, E. (2017). *Análisis comparativo de la resistencia al corte y estabilización de suelos arenosos finos y arcillosos combinadas con ceniza de carbón.*
- Cobos, M., Peralta, J., & Ortegon, C. (2019). *CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE SUELOS DE ORIGEN VOLCÁNICO ESTABILIZADOS CON CENIZAS PROVENIENTES DE CÁSCARA DE COCO Y CISCO DE CAFÉ.* <http://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/1091/RED2017-Eng->

8ene.pdf?sequence=12&isAllowed=y%0Ahttp://dx.doi.org/10.1016/j.regsciurbeco.2008.06.005%0Ahttps://www.researchgate.net/publication/305320484_SISTEM_PEMBETUNGAN_TERPUSAT_STRATEGI_MELESTARI

Crespo Escobar, S. (2010). *Materiales de construcción para edificación y obra civil*.

Das, B. M. (2010). Geotechnical Engineering Handbook. In *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9).

Díaz, P. (2012). *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE OBTENCIÓN DE HORMIGONES GEOPOLIMERICOS A PARTIR DE DESECHOS MINERALES*.

Escalante García, J. I. (2002). Materiales alternativos al cemento Pórtland. *Avance y Perspectiva*, 21, 79–88.

Firoozi, A. A., Guney Olgun, C., Firoozi, A. A., & Baghini, M. S. (2017). Fundamentals of soil stabilization. *International Journal of Geo-Engineering*, 8(1).
<https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9>

Fontalvo, O., Medrano, B., & Nadad, F. (2006). ESTABILIZACION CON CAL DEL SUELO DE LA CIUDAD DE CARTAGENA PARA SER UTILIZADO COMO BASE. In *Global Shadows: Africa in the Neoliberal World Order*.

García-Lodeiro, I., Palomo, A., & Fernández-Jiménez, A. (2015). Crucial insights on the mix design of alkali-activated cement-based binders. In *Handbook of Alkali-Activated Cements, Mortars and Concretes*. Woodhead Publishing Limited.
<https://doi.org/10.1533/9781782422884.1.49>

Georgees, R., Hassan, R., Evans, R., & Jegatheesan, P. (2016). *Performance Improvement of Granular Pavement Materials Using a Polyacrylamide-Based Additive*. 10.

Ghadir, P., & Ranjbar, N. (2018). Clayey soil stabilization using geopolymer and Portland

cement. *Construction and Building Materials*, 11.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.207>

Gilbert, J. S., Lane, S. J., & Sparks, R. S. J. (1991). Charge measurements on particle fallout from a volcanic plume. *Letters to Nature*, 354, 737–740.

González, C., Montaña, A., & Castro, D. (2012). Obtención y caracterización de geopolímeros, sintetizados a partir de ceniza volante y piedra pómez, utilizados para el desarrollo y mejoramiento del concreto. *El Hombre y La Máquina*, 38, 59–65.

González Guerra, A. J. F. (2014). *Estabilización Mecánica De Suelos Cohesivos a Través De La Utilización De Cal - Ceniza Volante*.

http://www.repositorio.usac.edu.gt/1044/1/08_3698_C.pdf

Goodary, R., Lecomte-Nana, G. L., Petit, C., & Smith, D. S. (2012). Investigation of the strength development in cement-stabilised soils of volcanic origin. *Construction and Building Materials*, 28(1), 592–598. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.054>

Guerrero Castro, C. C., & Cruz Velasco, L. G. (2018). *Clasificación de suelos finos de Popayán: basada en la sensibilidad química de los fluidos de poro*.

Herradón, B. (2014). *Algunas aplicaciones de los polímeros*.

<https://educacionquimica.wordpress.com/2014/04/30/algunas-aplicaciones-de-los-polimeros/>

Herrera Ardila, M. C. (2006). Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: Estudio fundamental e implicaciones en ingeniería. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6(2), 243.

Herrera, M. C. (2011). Resistencia a la tensión en suelos derivados de cenizas volcánicas.

Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 12(1), 42–

50.

Hidalgo, C. A., & Pacheco, A. (2011). Herramientas Para Análisis Por Confiabilidad En Geotecnia: La Teoria. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 10(18), 69–77.

Leiva, D., Montenegro, J., & Ponce, R. (2017). Caracterización de un suelo arcilloso y su mezcla con escoria blanca proveniente de la siderurgica integral. *UCSC Universidad Católica de La Santísima Concepción*, 22.

[http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1418/Leiva Vidal%2C Daniel.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1418/Leiva%20Daniel.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Lizcano, A., Herrera, M. C., & Santamarina, J. C. (2006). Suelos derivados de cenizas volcánicas en colombia. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6(2), 167–198.

Manrique, R. (2018). Estudio de la combustión de pélet de cisco de café. *Universidad Nacional de Colombia*, 85. <http://bdigital.unal.edu.co/69757/1/1152186564.2018.pdf>

Martínez López, C. (2015). *Evaluación ambiental del uso de geopolímeros basados en dos puzolanas volcánicas como alternativa potencial al cemento portland.*

McDowell, C. (1959). Stabilization of Soils with Lime, Lime-Flyash, and Other Lime Reactive Materials. *Highway Research Board Bulletin*, 60–66.

<http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbulletin/231/231-004.pdf>

McLellan, B. C., Williams, R. P., Lay, J., Van Riessen, A., & Corder, G. D. (2011). Costs and carbon emissions for geopolymer pastes in comparison to ordinary portland cement. *Journal of Cleaner Production*, 19(9–10), 1080–1090. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2011.02.010>

Miraki, H., Shariatmadari, N., Ghadir, P., Jahandari, S., Tao, Z., & Siddique, R. (2022). Clayey soil stabilization using alkali-activated volcanic ash and slag. *Journal of Rock Mechanics*

- and Geotechnical Engineering*, xxxx. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.08.012>
- Mirzababaei, M., Arulrajah, A., & Ouston, M. (2017). Polymers for Stabilization of Soft Clay Soils. *Procedia Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.005>
- Montejo Fonseca, A. (2002). *Ingeniería de pavimentos para carreteras*. <https://doi.org/10.18359/rcin.1512>
- Nanzyo, M. (2002). Unique properties of volcanic ash soils. *Global Journal of Environmental Research*, 6(2), 99–112. <http://ns.airies.or.jp/publication/ger/pdf/06-2-11.pdf>
- Nanzyo, M. (2005). Unique Properties of Volcanic Ash Soils and Perspectives on their Applications. In *Journal of Integrated Field Science* (Vol. 2, pp. 1–4).
- Nesterenko, D. (2018). *DESEMPEÑO DE SUELOS ESTABILIZADOS CON POLÍMEROS EN*.
- Parra, M. G. (2018). *ESTABILIZACION DE UN SUELO CON CAL Y CENIZA VOLANTE PRESENTADO*.
- Petermann, J., & Saeed, A. (2010). *ALKALI-ACTIVATED GEOPOLYMERS: A LITERATURE REVIEW*.
- Pourabbas Bilondi, M., Toufigh, M. M., & Toufigh, V. (2018). Experimental investigation of using a recycled glass powder-based geopolymer to improve the mechanical behavior of clay soils. *Construction and Building Materials*, 170, 302–313. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.049>
- Provis, J. L., & Bernal, S. A. (2014). Geopolymers and related alkali-activated materials. *Annual Review of Materials Research*, 44(January), 299–327. <https://doi.org/10.1146/annurev-matsci-070813-113515>
- Riley, C. M., Rose, W. I., & Bluth, G. J. S. (2003). Quantitative shape measurements of distal volcanic ash. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 108(B10).

<https://doi.org/10.1029/2001jb000818>

- Rivera, J. (2003). *Caracterización de las cenizas volcánicas en el departamento del Quindío sometidas a condiciones de secado*.
- Ryu, G. S., Lee, Y. B., Koh, K. T., & Chung, Y. S. (2013). The mechanical properties of fly ash-based geopolymer concrete with alkaline activators. *Construction and Building Materials*, 47(2013), 409–418. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.069>
- Sargent, P. (2015). The development of alkali-activated mixtures for soil stabilisation. In *Handbook of Alkali-Activated Cements, Mortars and Concretes*. Woodhead Publishing Limited. <https://doi.org/10.1533/9781782422884.4.555>
- Shoji, S., Nanzyo, M., & Dahlgren, R. (1993). *Volcanic Ash Soils: genesis, properties and utilization*.
- Škvára, F., Jílek, T., & Kopecký, L. (2005). Geopolymer materials based on fly ash. *Ceramics - Silikaty*, 49(3), 195–204.
- Torres, J. C., Viveros, L., & docentes Universidad Santo Tomás, Bogotá D.C., C. (2018). *Efectos De La Estructura En Las Propiedades Indice De Un Suelo Residual Derivado De Ceniza Volcánica*. 12.
- Triana, D., Varón, Y., & Clavería, A. (2018). *CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE LOS SUELOS DE ORIGEN VOLCÁNICO ESTABILIZADO CON CENIZA DE ARROZ Y BAGAZO DE CAÑA COMO MATERIAL PARA SUBRASANTE*.
- Ugolini, F. C., & Dahlgren, R. A. (2002). Soil development in volcanic ash. *Global Environmental Research*, 6, 69–81.
- http://www.airies.or.jp/attach.php/6a6f75726e616c5f30362d32656e67/save/0/0/06_2-09.pdf

- Vega Acosta, K. F. (2021). *LA INFORMACIÓN DE LOS PROYECTOS DE VÍAS Terciarias EN COLOMBIA 2017 a 2021 EN UN SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA SIG.*
- Vidal, D. V, Torres, J., & González, L. O. (2014). Ceniza De Bagazo De Caña Para Elaboración De Materiales De Construcción: Estudio Preliminar. *MOMENTO - Revista de Física*, 0(48E), 14–23.
- Wang, S., Xue, Q., Zhu, Y., Li, G., Wu, Z., & Zhao, K. (2021). Experimental study on material ratio and strength performance of geopolymer-improved soil. *Construction and Building Materials*, 15. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120469>
- Wohletz, K. H., & Krinsley, D. (1982). Scanning Electron Microscopy of Basaltic Hydromagmatic Ash. *Los Alamos Scientific Laboratory, LA-UR-82-1433*, 5–10.
- Zuluaga, D. M. (2015). Valoración De Las Cenizas De Carbón Para La Estabilización De Suelos Mediante Activación Alcalina Y Su Uso En Vías No Pavimentadas. *Universidad de Medellin*, 80.