

Universidad Nacional de Asunción  
Facultad de Ingeniería  
Programa de Postgrado en Ingeniería Civil



ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO  
MEDIANTE ENSAYOS CÍCLICOS DE SUELOS  
ARCILLOSOS DEL BAJO CHACO ESTABILIZADOS CON  
CAL

Luis Santiago Portaluppi Diana

San Lorenzo  
2019

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO  
MEDIANTE ENSAYOS CÍCLICOS DE SUELOS  
ARCILLOSOS DEL BAJO CHACO ESTABILIZADOS  
CON CAL**

Tesis presentada al Programa de Postgrado en Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Asunción, como requisito para la obtención del Grado de Máster en Ciencias de la Ingeniería Civil, énfasis en Geotecnia.

Orientadores:

Prof. MSc. Alejandro Quiñónez

Prof. Dr. Rubén López

Prof. MSc. Eduardo Bittar

Prof<sup>a</sup>. MSc. Alicia Arévalos

SAN LORENZO – PARAGUAY

Marzo - 2019

PORTALUPPI DIANA, LUIS SANTIAGO

**Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal / Luis Santiago Portaluppi Diana. – San Lorenzo: PPGIC / UNA, 2019.**

118 pp.

Tesis de Maestría, Programa de Postgrado en Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Asunción; Maestría en Ciencias de la Ingeniería Civil. Orientadores: MSc Alejandro Quiñónez, Dr. Rubén López, MSc Eduardo Bittar y MSc Alicia Arévalos.

1. Suelos estabilizados; 2. Suelo Dispersivo; 3. Suelo-cal; Durabilidad; 4. Resistencia a compresión Simple; 5. Modulo resiliente; 6. relación vacíos/cal.

CCAA2

**LUIS SANTIAGO PORTALUPPI DIANA**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO MEDIANTE  
ENSAYOS CÍCLICOS DE SUELOS ARCILLOSOS DEL BAJO  
CHACO ESTABILIZADOS CON CAL**

Esta tesis fue juzgada adecuada para la obtención del Grado de MASTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA CIVIL, y aprobada en su forma final por los profesores orientadores y por el Programa de Postgrado en Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Asunción.

San Lorenzo, 30 de marzo de 2019.

---

MSc. Alejandro Quiñónez  
MSc. por la  
Universidad UFRGS  
Orientador

---

Prof. Rubén López  
Dr. por la  
Universidad UFRGS  
Orientador

---

MSc. Eduardo Bittar  
MSc. por la  
Universidad UFRGS  
Orientador

---

**Prof. Fulgencio Antonio Aquino Duarte**  
Coordinador del PPGIC/UNA

**BANCA EXAMINADORA**

---

**Prof. Nilo Consoli (UFRGS)**  
PhD. por la Concordia University

---

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Dr. por la Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

**Prof. Rubén López (FIUNA)**  
Dr. por la Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

**Prof. Alejandro Quiñónez (FIUNA)**  
MSc. por la Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

**Prof. Marcos Samudio Lezcano (UCA)**  
PhD. por la École des Ponts Paris Tech

---

*Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal.*

*A mis padres,  
A mi familia,*

*"La inteligencia consiste no sólo en el conocimiento, sino también  
en la destreza de aplicar los conocimientos en la práctica".*

*Aristóteles.*

## Agradecimientos

*A mi familia que siempre me está brindando su apoyo incondicional.*

*A el Ing. Juan Carlos Díaz Benza y a la empresa Constructora Asunción S.A., que me permitieron utilizar las instalaciones de la empresa y me brindaron el tiempo necesario para llevar a cabo este masterado.*

*A los profesores tutores MSc. Alejandro Quiñónez Samaniego y al MSc. Ing. Eduardo Bittar por el apoyo y seguimiento brindado.*

*A los profesores de la UFRGS que nos brindaron sus conocimientos y enseñanzas para nuestra formación. En especial a los Prof. Nilo Consoli y Lucas Festugato por sus grandes contribuciones que enaltecieron la calidad de este trabajo de investigación.*

*A mis compañeros el Ing. Nicolás Zabrodiec, el Ing. Edgar Mora y el Ing. Julio Patiño cuyo aporte fue muy importante para llevar a cabo esta tesis.*

*A la Facultad de Ingeniería en especial al Ing. Rubén López por llevar a cabo este programa de postgrado, como así también al CONACYT por apoyar este tipo de emprendimientos.*

## Resumen

**PORTALUPPI-DIANA, L.S. Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal. 2019. Tesis (Maestría en Ciencias de la Ingeniería Civil) – Programa de Postgrado en Ingeniería Civil, UNA, San Lorenzo, Paraguay.**

**Palabras-clave:** Suelos estabilizados; Suelo Dispersivo; Suelo-cal; Durabilidad; Resistencia a compresión Simple; Modulo resiliente; relación vacíos/cal.

Las arcillas dispersivas, se caracterizan por ser suelos altamente erosivos. La adición de cal a estos suelos modifica la estructura a través de una estabilización química que favorece al mejoramiento de sus propiedades mecánicas y físicas. La presente investigación tiene como primer objetivo determinar el comportamiento mecánico a partir de la influencia de la cantidad de cal, la temperatura de curado, la adición de puzolana de ceniza de bagazo de caña de azúcar, expresado en términos de resistencia a la compresión simple no confinada de un suelo dispersivo y en términos de durabilidad de las muestras estabilizadas. Además, tiene como segundo objetivo cuantificar el módulo resiliente de estos suelos dispersivos tratados con cal para determinar correlaciones con los ensayos de resistencia a compresión simple no confinada. En ese sentido, se pretende reproducir módulos resilientes a partir de correlaciones empíricas con ensayos de bajo costo, rápida ejecución, y ampliamente utilizados.

Los resultados mostraron que la relación de vacíos/cal es un parámetro adecuado para el comportamiento mecánico de un suelo dispersivo estabilizado con cal, que además nos permite correlacionar el módulo resiliente ( $Mr$ ), con las resistencias a la compresión simple no confinada ( $qu$ ). Por otra parte, el módulo resiliente presenta el siguiente formato de ecuación  $Mr=A * \sigma_d^{0.30}$ , donde el valor de la potencia igual a 0.30 fue obtenido como resultado de los ensayos realizados. De esta manera para cada valor de  $qu$  corresponde a un determinado valor de A, que define la curva de previsión del Módulo Resiliente.

## Abstract

**PORTALUPPI-DIANA, L.S. Study of the mechanical behavior by cyclic tests of clay soils of the Paraguayan Bajo Chaco stabilized with lime. Thesis (Master of Science in Civil Engineering) - Postgraduate Program in Civil Engineering, UNA, San Lorenzo, Paraguay.**

**Keywords:** Stabilized soils; Dispersive soil; lime stabilized soils; Durability; Unconfined compressive Strength; Resilient modulus.

Dispersive clays are known for being highly erosive soils. The addition of lime in these soils is a stabilization technique that produces improvement of the mechanical and physical properties. The present research has as its first objective to determine the mechanical behavior because of the influence of the quantity of lime, the temperature of curing, the addition of pozzolan (bagasse ash from sugarcane), expressed in terms of unconfined compressive strength of a dispersive soil and in terms of durability of the stabilized samples. In addition, its second objective is to quantify the elastic modulus of these dispersive soils treated with lime and to determine the correlations with unconfined compressive strength tests. In this sense, we intend to reproduce resilient modules based on empirical correlations with low cost tests that are quick to execute and widely used.

The results showed that the vacuum/lime ratio is an adequate parameter for the mechanical behavior of a dispersive soil stabilized with lime, which also allows us to correlate the resilient modulus ( $M_r$ ), with the unconfined compressive strength ( $q_u$ ). On the other hand, the resilient modulus presents the following equation format  $M_r = A * \sigma_d^{0.30}$ , where the power value equal to 0.30 was obtained as a result of the tests performed. In this way, each value of  $q_u$  corresponds to a certain value of  $A$ , which defines the curve of the resilient modulus.



## Índice

Agradecimientos.....	6
Resumen .....	7
Abstract.....	8
Índice .....	9
Lista de figuras .....	13
Lista de tablas .....	18
Lista de abreviaturas.....	19
Lista de símbolos.....	20
CAPÍTULO 1. Introducción. ....	21
1.1 Justificación y relevancia de la propuesta de investigación.....	21
1.2 Objetivos.....	22
1.3 Objetivo general.....	22
1.4 Objetivos específicos. ....	22
1.5 Organización de la investigación. ....	22
CAPÍTULO 2. Revisión bibliográfica. ....	24
2.1 Visión general sobre técnica de suelo cal .....	24
2.1.1 Suelo .....	24
2.1.2 Cal.....	25
2.1.3 Agua .....	27
2.2 Reacciones del suelo cal .....	28
2.2.1 Suelos con caso particulares (dispersivos) .....	29
2.2.2 Formación de geles cementados.....	31

	10
2.2.3 Formación de compuestos químicos. ....	32
2.3 Características del comportamiento. ....	33
2.3.1 Comportamiento mecánico. ....	33
2.3.2 Durabilidad. ....	43
2.3.3 Resistencia a penetración CBR. ....	45
2.3.4 Resistencia a la compresión simple. ....	47
2.3.5 Módulo resiliente. ....	48
2.3.6 Pinhole test. ....	51
2.3.7 Adiciones de puzolanas. ....	53
2.4 Aplicaciones del suelo-cal. ....	55
2.4.1 Normas para su aplicación. ....	56
CAPÍTULO 3. Metodología del trabajo. ....	57
3.1 Consideraciones iniciales. ....	57
3.2 Variables investigadas. ....	58
3.3 Materiales. ....	59
3.3.1 Suelo. ....	59
3.3.2 Cal. ....	63
3.3.3 Ceniza. ....	64
3.3.4 Agua. ....	65
3.4 MÉTODOS. ....	65
3.4.1 Moldeo y curado de cuerpos de pruebas. ....	65
3.4.2 Ensayo de durabilidad por mojado y secado de muestras con cepillado. .	68
3.4.3 Ensayos de compresión simple. ....	68
3.4.4 Ensayos para determinación de módulo de Resiliencia. ....	69
CAPÍTULO 4. Programa de ensayos. ....	73
4.1 Moldeo de probetas. ....	73

4.1.1	Definición de puntos de moldeo.....	73
4.2	Programa de ensayo de resistencia a compresión simple .....	76
4.3	Programa de ensayo de durabilidad de mojado y secado con cepillado .....	76
4.4	Programa de ensayo de módulo resiliente. ....	76
CAPÍTULO 5. Presentación y análisis de resultados. ....		77
5.1	ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE .....	77
5.1.1	Efectos de la temperatura de curado en resistencia a compresión simple no confinada con distintos porcentajes de cal sin ceniza. ....	77
5.1.2	Efectos de la puzolana (ceniza) en la resistencia a la compresión simple a 23°C. 79	
5.1.3	Efectos de la puzolana (ceniza) en la resistencia a la compresión simple a 40°C. 82	
5.1.4	Efecto de la relación porosidad/contenido de cal de las mezclas en los ensayos de compresión simple .....	84
5.2	Ensayo de durabilidad.....	86
5.2.1	Ensayo de durabilidad – mojado y secado con cepillado. (Sin ceniza)....	86
5.2.2	Ensayo de durabilidad – mojado y secado con cepillado. (Con ceniza)...	91
5.2.3	Suelo .....	98
5.2.4	Suelo-cal con peso específico seco de 17 kN/m <sup>3</sup> .....	98
	.....	99
5.2.5	Suelo-cal con peso específico seco de 18 kN/m <sup>3</sup> .....	100
5.2.6	Suelo-cal con peso específico seco 19 kN/m <sup>3</sup> .....	101
CAPÍTULO 6. Comparaciones entre ensayos de módulo resiliente y ensayos de compresión simple.....		103
6.1	Resistencia a compresión simple .....	103
6.2	Módulo resiliente .....	104
6.2.1	Suelo estabilizado con cal .....	104

CAPÍTULO 7. Conclusiones y recomendaciones.....	109
7.1 Conclusiones.....	109
7.1.1 Ensayo de resistencia a compresión simple.....	109
7.1.2 Ensayo de durabilidad .....	110
7.1.3 Ensayos cíclicos de modulo resiliente .....	111
7.2 Sugerencias para trabajos futuros. ....	112
CAPÍTULO 8. Bibliografía.....	113

## Lista de figuras

Figura 2-1 Calidad del agua según ASTM .....	27
Figura 2-2 Mecanismo de cambio catiónico adaptado de (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999) .....	29
Figura 2-3 Clasificación del suelo según (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976). .....	31
Figura 2-4 Mecanismo de Estabilización de suelos-cal. Adaptado de (INGLES & METCALF, 1972). .....	32
Figura 2-5 Efecto de la cantidad de cal sobre la resistencia a compresión simple para algunos suelos tratados con cal y curados a 7 días. (INGLES & METCALF, 1972) ....	35
Figura 2-6 Gráfico comparativo de Resistencias a compresión Simple promedio según su tiempo de Curado para diferentes contenidos de cal, pesos específico seco, y temperatura de curado. ....	36
Figura 2-7 - Gráfico comparativo de Resistencias Promedio según su Temperatura de Curado. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).....	38
Figura 2-8 Variación de la resistencia a la compresión simple en función a la relación vacíos/cal. (7 días de curado a 20°C). (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).....	39
Figura 2-9 Variación de la resistencia a la compresión simple en función a la relación vacíos/cal. (7 días de curado a 40°C). (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).....	39
Figura 2-10 Relación vacíos/ cemento por la resistencia a compresión simple adaptada por (LARNACH, 1960).....	40
Figura 2-11 Relación vacíos/cemento por la resistencia a compresión simple. Adaptado de (FOPPA, 2005). .....	41
Figura 2-12 Previsión de tensión a través de relación de vacíos/ cemento (CONSOLI, FOPPA, FESTUGATO, & HEINECK, 2007). .....	42
Figura 2-13 Factor vacíos/cal expresados en términos de porosidad y contenido de cal para muestras con 28 y 90 días de cura. (LOPES, 2007). .....	43
Figura 2-14 Curva de presiones de penetración. (ASTM D-1883) .....	45
Figura 2-15 Cámara triaxial típica (AASHTO T307/99, 2012) .....	50

Figura 2-16 – Ensayo de Pinhole Test adaptado de (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976). .....	52
Figura 3-1- Ubicación del sitio de extracción de muestras. ....	60
Figura 3-2 – Ubicación del sitio de extracción de muestras.....	60
Figura 3-3 Proctor T-99 y Proctor T-180 Suelo sin contenido de cal ni puzolana.....	62
Figura 3-4 –Ensayo de CBR de la muestra de suelo con una enrgía de compactación T-99. ....	63
Figura 3-5 – Cal utilizada .....	64
Figura 3-6- Ceniza de bagazo de caña de azúcar.....	64
Figura 3-7 - Molde cilíndrico de acero de 100 mm de diámetro por 116 mm de altura	66
Figura 3-8 –Molde cilíndrico de acero de 50 mm de diámetro por 100 mm de altura...	66
Figura 3-9 –Control de temperatura de curado (40 °C).....	67
Figura 3-10 Cepillo para ensayo de durabilidad.....	68
Figura 3-11 – Ensayo de resistencia a la compresión simple .....	69
Figura 3-12 Aparato triaxial dinámico GDS 5Hz 5k ELDyn.....	70
Figura 3-13 Ranura para sostener los medidores de deformación LVDT.....	72
Figura 4-1 Ensayo Proctor T99 y T180 de muestras de suelo cal .....	73
Figura 4-2 Ensayo de compactación Proctor T-99 para suelos con adición de cal y puzolana.....	74
Figura 5-1 – Resistencia $q_u$ vs porcentaje de cal. Curado 7 días a 23°C y 40°C .....	78
Figura 5-2 – Resistencia $q_u$ vs porosidad. Curado 7 días a 23°C y 40°C .....	79
Figura 5-3 - Resultados de compresión simple vs porosidad – Curado a 7 días - 23°C – Con vs sin puzolana.....	80
Figura 5-4 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máxima seca de $19 \text{ kN/m}^3$ y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 23°C.....	80
Figura 5-5 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de $18 \text{ kN/m}^3$ y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 23°C.....	81
Figura 5-6 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de $17 \text{ kN/m}^3$ y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 23°C.....	81

Figura 5-7 - Resultados de compresión simple vs porosidad – Curado a 7 días - 40°C – Con vs sin puzolana.....	82
Figura 5-8 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de 19 kN/m <sup>3</sup> y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 40°C.....	83
Figura 5-9 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de 18 kN/m <sup>3</sup> y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 40°C.....	83
Figura 5-10 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de 17 kN/m <sup>3</sup> y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 40°C.....	84
Figura 5-11 - Resultados de compresión simple vs porosidad/cal – Curado a 7 días - 23°C – Con vs sin puzolana.....	85
Figura 5-12 Resultados de compresión simple vs porosidad/cal – Curado a 7 días -40°C – Con vs sin puzolana.....	85
Figura 5-13 – Ensayo durabilidad para peso específico seco de 19 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 23 °C .....	86
Figura 5-14 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 23 °C .....	87
Figura 5-15 - Ensayo durabilidad para peso específico seco de 17 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 23 °C. ....	88
Figura 5-16 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 19 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 40 °C .....	89
Figura 5-17 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 40 °C. ....	89
Figura 5-18 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 17 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%, 11%). Curado 7 días a 40 °C.....	90
Figura 5-19 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 19 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.....	91
Figura 5-20 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m <sup>3</sup> (cal 5%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.....	92

Figura 5-21 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 19 kN/m <sup>3</sup> (cal 8%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.....	93
Figura 5-22 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m <sup>3</sup> (cal 8%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.....	94
Figura 5-23- Ensayo durabilidad para peso específico seco 19 kN/m <sup>3</sup> (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.....	95
Figura 5-24 Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m <sup>3</sup> (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.....	96
Figura 5-25 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 19 kN/m <sup>3</sup> (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 40 °C.....	97
Figura 5-26 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m <sup>3</sup> (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 40 °C.....	97
Figura 5-27 Ensayos de módulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica para pesos específicos secos de 17 kN/m <sup>3</sup> , 18 kN/m <sup>3</sup> y 19 kN/m <sup>3</sup> del suelo. ....	98
Figura 5-28 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica $\theta/p_{atm}$ para un peso específico de 17 kN/m <sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.....	99
Figura 5-29 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica $\theta/p_{atm}$ para un peso específico seco de 17 kN/m <sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.....	99
Figura 5-30 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica $\theta/p_{atm}$ para un peso específico seco de 18 kN/m <sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.....	100
Figura 5-31 Ensayo de Modulo resiliente vs Esfuerzo desviador para un peso específico seco de 18 kN/m <sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.....	101
Figura 5-32 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica $\theta/p_{atm}$ para un peso específico seco de 19 kN/m <sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.....	102
Figura 5-33 Ensayo de Modulo resiliente vs Esfuerzo desviador para un peso específico seco de 19 kN/m <sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.....	102



Figura 6-1 Resultados de compresión simple vs porosidad/cal – Suelo-cal con curado a 7 días -23°C .....	103
Figura 6-2 Ensayos de módulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica $\theta/p_{atm}$ para pesos específicos secos de 17 kN/m <sup>3</sup> , 18 kN/m <sup>3</sup> y 19 kN/m <sup>3</sup> para contenidos de cal de 5%, 8% y 11%. .....	105
Figura 6-3 Gráfico de ajuste de curvas de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica $\theta/p_{atm}$ .....	106
Figura 6-4 Parámetro A vs $\eta/Liv^{0.16}$ .....	108
Figura 6-5 Compresión de simple de probetas de 10 cm x 20 cm, comparación con probetas de 5 cm x 10cm .....	108

## Lista de tablas

Tabla 2-1 Características Físicas del suelo (QUIÑONEZ, 2015). .....	25
Tabla 2-2 Propiedades químicas del suelo. ....	25
Tabla 2-3 Índice plástico y clasificación del suelo y del suelo-cal con diferentes porcentajes de cal. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).....	36
Tabla 2-4 Máxima pérdida de masa admisible en los ensayos de durabilidad (PCA) ...	44
Tabla 2-5 – Correlaciones de Mr a partir de resistencia a compresión simple (HOSSAIN & y KIM, 2014). ....	49
Tabla 2-6 Secuencia de ensayos para subrasantes (AASHTO T307/99, 2012). ....	50
Tabla 2-7 Secuencia de ensayos para subbase y base (AASHTO T307/99, 2012).....	51
Tabla 2-8 – Clasificación y padrones de dispersión adaptado. Adaptado ABNT - NBR 14114 (1998). ....	53
Tabla 3-1 – Etapas y ensayos del programa experimental .....	58
Tabla 3-2 Propiedades físicas del suelo.....	61
Tabla 3-3 – Analisis químico del agua de los poros del suelo dispersivo estudiado.....	62
Tabla 3-4 Granulometría ceniza de bagazo de caña de azúcar.....	65
Tabla 4-1 – Puntos de moldeo para ensayo de resistencia a compresión simple. ....	75
Tabla 4-2 - Puntos de moldeo para ensayo de durabilidad con cepillado. (Pérdida de masa).....	75
Tabla 4-3 Puntos de moldeo para ensayo de módulo resiliente. ....	76
Tabla 6-1 Valores de A con respecto a $\eta/Liv^{0.16}$ para los pesos específicos de 17 kN/m <sup>3</sup> , 18 kN/m <sup>3</sup> y 19 kN/m <sup>3</sup> y para contenidos de cal de 5 %, 8 % y 11%.....	107

## Lista de abreviaturas

ABNT	Asociación Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of state Highway and Transportation officials
TRB	Transportation Research Board

## Lista de símbolos

G	masa específica real de los granos
IP	índice de plasticidad
LL	límite líquido
LP	límite de plasticidad
IP	índice de plasticidad
qu	resistencia a compresión no confinada
Liv	porcentaje volumétrico de cal, expresado en porcentaje
Mr	módulo resiliente
R <sup>2</sup>	coeficiente de determinación
$\sigma_d$	esfuerzo desviador
$\eta$	porosidad
$\varepsilon$	deformación

## CAPÍTULO 1. Introducción.

### 1.1 Justificación y relevancia de la propuesta de investigación.

La región sur del Chaco Paraguayo (conocida como Bajo Chaco), es conocida por la presencia de suelos tipo arcillo-limosos o limo-arcillosos, los cuales presentan características dispersivas. Estos suelos son utilizados en numerosas obras de infraestructura en la región y frecuentemente presentan problemas y patologías debido a la falta de conocimiento en la aplicación de técnicas para su estabilización.

Las arcillas conocidas como dispersivas se caracterizan por la presencia predominante de cationes de sodio contenida en el agua de los poros, cuando normalmente las arcillas ordinarias contienen mayor cantidad de cationes de calcio, potasio, y magnesio. Normalmente el suelo dispersivo en contacto con el agua, las fuerzas de repulsión superan a las de atracción, y es así que las partículas de arcilla se dispersan y se mantienen como partículas en suspensión. De esta forma, los efectos de las arcillas dispersivas pueden aparecer aún ante pequeñas velocidades de infiltración, generando consecuentemente problemas de estabilidad en los suelos.

De esta forma, es importante la investigación profunda de dichos suelos de manera que permitan dar soluciones a la problemática que afecta a la población del chaco, que fue durante mucho tiempo relegada y la cual es una parte muy importante de la producción agropecuaria paraguaya por lo cual se debe brindar apoyo para fomentar el desarrollo de la misma.

En este sentido, si logramos dar las herramientas necesarias a los proyectistas con datos precisos, esto permitirá la construcción de caminos y rutas con el adecuado dimensionamiento de manera a obtener una larga vida útil evitando las problemáticas que se están presentando en las actuales rutas del chaco paraguayo, en las cuales algunas de ellas requieren una total reconstrucción de las mismas. La mejora de caminos conlleva beneficios directos: mejor acceso a la educación y a la salud, mejora los movimientos comerciales, genera mayor ingreso y egreso de productos que permitirá un mayor desarrollo de la zona.

Con este estudio conoceremos el comportamiento mecánico del suelo arcilloso y del suelo estabilizado con cal, mediante ensayos de Módulo de Resiliencia que permiten conocer a fondo las características del suelo y suelo estabilizado cuando está sometido a cargas dinámicas.

En ese sentido, la realización de ensayos de Modulo de Resiliencia en los suelos del Bajo chaco, que además de permitirnos conocer a fondo los parámetros del suelo para el diseño también nos permitirá obtener correlaciones con ensayos más económicos como son los ensayos de compresión simple para su implementación en el diseño de pavimentos.

## **1.2 Objetivos.**

### **1.3 Objetivo general.**

El objetivo general de esta Tesis es el estudio del comportamiento mecánico de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal a partir de ensayos cíclicos para su aplicación en obras viales.

### **1.4 Objetivos específicos.**

- a) Determinar la durabilidad de suelos de bajo Chaco estabilizados con cal.
- b) Determinar las resistencias últimas a la compresión simple de los suelos del bajo Chaco estabilizados con cal.
- c) Encontrar el modelo característico del módulo resiliente y deformación unitaria de suelos del bajo chaco a partir de ensayos cíclicos a 1 Hz
- d) Realizar un modelo de correlaciones entre ensayos de compresión simple y módulos de Resiliencia en suelos del bajo chaco.
- e) Determinar el aporte de la puzolana de bagazo de caña de azúcar al suelo estabilizado con cal, como alternativa de estabilización de suelos.

### **1.5 Organización de la investigación.**

La investigación está dividida en cinco capítulos que se describen brevemente a continuación:

Primero el trabajo tiene un capítulo introductorio, Capítulo 1, donde son presentados las justificaciones, relevancias y objetivos de la investigación.

En el capítulo 2, es presentada una revisión bibliográfica de los principales temas a ser tratado en la presente tesis.

En el capítulo 3, son presentadas las variables de interés conjuntamente con un programa experimental, descripción de los materiales, equipamientos y métodos utilizados a lo largo de este trabajo.

En el Capítulo 4, son presentados los resultados obtenidos en la etapa experimental junto con un análisis de los mismos llevando en cuenta la literatura previamente encontrada.

En el Capítulo 5, son presentadas las conclusiones y recomendaciones para trabajos futuros.

## CAPÍTULO 2. Revisión bibliográfica.

### 2.1 Visión general sobre técnica de suelo cal

#### 2.1.1 Suelo

El funcionamiento a largo plazo de cualquier proyecto de construcción depende de la calidad de los suelos subyacentes. Los suelos inestables pueden crear problemas significativos en las estructuras y pavimentos. Con el diseño y técnicas de construcción apropiados, el tratamiento con cal transforma químicamente los suelos inestables en materiales utilizables. (NLA, 2004).

El principal criterio de evaluación de la susceptibilidad del suelo a la estabilización con cal es su plasticidad. Cuanto más plástico es el suelo, mayores los beneficios debidos a la adición de cal (NEVES, 1993).

También se debe determinar el pH inicial del suelo. Cuanto más reducido sea éste, mayor será la cantidad de cal necesaria para hacer el medio básico, para promover el desarrollo de reacciones puzolánicas. Para que puedan producirse a largo plazo, el valor del pH debe ser superior a 12. La introducción del contenido óptimo en cal en un suelo eleva los valores de pH de la mezcla a 12,4 (Khattab, 2007).

Las propiedades mineralógicas de los suelos determinarán su grado de reactividad con la cal y la resistencia final que las capas estabilizadas desarrollarán. En general, los suelos arcillosos de grano fino (con un mínimo del 25 por ciento que pasa el tamiz 200 - 75 $\mu$ m- y un Índice de Plasticidad mayor que 10) se consideran buenos candidatos para la estabilización. Los suelos que contienen cantidades significativas de material orgánico (mayor que 1 por ciento) o sulfatos (mayor que el 0.3 por ciento) pueden requerir cal adicional y/o procedimientos de construcción especiales. (NLA, 2004).

Existen investigaciones que analizaron suelos del bajo Chaco, como podemos observar en el trabajo realizado por (QUIÑONEZ, 2015). En el mismo se observan las características físicas y las características químicas mostradas en las Tabla 2-1 y la Tabla 2-2 respectivamente.



Tabla 2-1 Características Físicas del suelo (QUIÑONEZ, 2015).

Propiedades	Valores	Norma	Observações
Limite Liquidez (LL)	43	NBR 6459/84	
Limite de Plasticidade (LP)	19	NBR 7180/84	
Índice de Plasticidade (IP)	24	-	
Peso Específico Real dos Grãos (G)	27,36 kN/m <sup>3</sup>	NBR 6508/84	Média de 3 determinações
% Passante Peneira #200	93%	NBR 6502/95	Com uso de defloculante
% de Areia fina (0,06 < $\phi$ < 0,2 mm)	20%		
% de Silte (0,002 < $\phi$ < 0,06 mm)	46%		
% de Argila ( $\phi$ < 0,002 mm)	34%		
% Matéria Orgânica	1,33%	NBR 13600/96	
Dispersibilidade (Crumb Test)	Grau 4	NBR 13601/96	Realizado em campo
Dispersibilidade (Pinhole)	ND4	NBR 14114/98	Dispersibilidade Intermediaria

Tabla 2-2 Propiedades químicas del suelo.

Parâmetros	Valor
Na (mEq/L)	13,90
K (mEq/L)	0,50
Ca (mEq/L)	0,60
Mg (mEq/L)	0,20
<b>TSD (Total de Sais Dissolvidos)</b>	<b>15,20</b>
<b>PS = (Na/TSD)x100</b>	<b>91,4%</b>
<b>RAS ou SAR (Razão de Absorção de Sódio)</b>	<b>21,98</b>
pH	8,24

### 2.1.2 Cal

Iniciaremos por indicar que para (THOMÉ, 1994), el tratamiento de suelos se puede utilizar cal viva (óxido de calcio – CaO), cal hidratada (hidróxido de calcio – Ca[OH]<sub>2</sub>) o una lechada de cal. La cal viva se produce de la transformación química del carbonato de calcio (piedra caliza – CaCO<sub>3</sub>) en óxido de calcio. La cal hidratada se obtiene cuando la cal viva reacciona químicamente con el agua. La cal hidratada (hidróxido de calcio) es la que reacciona con las partículas arcillosas y las transforma permanentemente en una fuerte matriz cementante. La cal más utilizada para el tratamiento de suelos es la cal alta en calcio, que contiene un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio. Sin

embargo, en algunas ocasiones se utiliza cal dolomítica. La cal dolomítica contiene de 35 a 46% de óxido o hidróxido de magnesio. Con la cal dolomítica se puede lograr la estabilización, aunque la fracción de magnesio reacciona más lentamente que la fracción de calcio. Algunas veces el término “cal” se utiliza para referirse a la cal agrícola que, por lo general, es piedra caliza finamente molida, un útil correctivo agrícola que no tiene la suficiente reactividad química para lograr la estabilización del suelo (NLA, 2004).

Cuando se añaden las cantidades adecuadas de cal y agua, el pH del suelo aumenta rápidamente arriba de 10.5, lo que permite romper las estructuras de las partículas de arcilla. La determinación de la cantidad de cal necesaria es parte del proceso de diseño y se estima por pruebas como la de Eades y Grim (ASTM D6276). Se liberan la sílice y la alúmina y reaccionan con el calcio de la cal para formar silicatos de calcio hidratado (CSH) e aluminatos cálcicos hidratados (CAH). De esta forma, el CSH y el CAH son productos cementantes similares a aquellos formados en el cemento de Portland. Ellos forman la matriz que contribuye a la resistencia de las capas de suelo estabilizadas con cal. Cuando se forma esta matriz, el suelo se transforma de un material arenoso granular, a una capa dura relativamente impermeable, con una capacidad de carga significativa. El proceso se inicia en unas horas y puede continuar durante años, en un sistema diseñado correctamente. La matriz formada es permanente, duradera, y significativamente impermeable, produciendo una capa estructural que es tan fuerte como flexible. (NLA, 2004).

La reacción se ilustra de la siguiente manera:

$\text{Ca}^{2+} + \text{OH}^- + \text{sílica soluble} \dots\dots\dots$  Silicato de Calcio Hidratado

$\text{Ca}^{2+} + \text{OH}^- + \text{alúmina soluble} \dots\dots\dots$  Aluminato de Calcio Hidratado

La sílice y la alúmina son solubles en valores elevados de pH.

Para que la estabilización con cal sea favorable deberá lograrse aumentos en la resistencia lo cual se consigue si hay suficientes, de manera que se logre:

- Modificar inicialmente el suelo, rompiendo la estructura de las arcillas

- Mantener un pH suficiente para que se libere la sílica y alúmina para la formación de silicatos que son elementos cementantes.
- Aportar calcio libre, para conseguir la acción puzolánica.

### 2.1.3 Agua

El agua es un elemento fundamental para el desarrollo de las reacciones entre la cal y los minerales arcillosos.

En la Figura 2-1 se establecen los estándares o valores guías para la calidad del agua según la ASTM (*American Society for Testing and Materials*).

Parámetro Físicoquímico	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV
Conductividad eléctrica valor máximo a 25°C $\mu\text{S}/\text{cm}$	0.056	1.0	0.25	5.0
Resistividad mínima a 25°C $\text{M}\Omega.\text{cm.}$	18	1.0	4.0	0.2
pH a 25°C	-	-	-	5.0 a 8.0
Carbono Orgánico Total (COT) valor máximo $\text{mg}/\text{L}$	50	50	200	NL
Sodio valor máximo $\text{mg}/\text{L}$	1	5	10	50
Cloruros valor máximo $\text{mg}/\text{L}$	1	5	10	50
Sílice Total valor máximo $\text{mg}/\text{L}$	3	3	500	NL

NL: No hay límite establecido

Figura 2-1 Calidad del agua según ASTM

El agua se encuentra disociada según la siguiente reacción:



En un agua pura la concentración de  $\text{H}^+$  es igual a la de  $\text{OH}^-$  y su valor de pH es de 7,0.

Las aguas en las cuales la concentración de  $\text{H}^+$  es superior a la de  $\text{OH}^-$  son aguas ácidas y el valor de su pH está por debajo de 7,0. Por el contrario aquellas cuya concentración de  $\text{OH}^-$  es superior a la de  $\text{H}^+$  son aguas básicas o alcalinas y su pH es superior a 7,0.

(NEVES, 1993) constató que, a corto plazo, es posible, para un contenido en cal inicial medio y un contenido en agua elevada, tener consumos de cal superiores a los verificados para un contenido en cal elevado y un contenido en agua menor. Esto subraya la importancia de un contenido en agua adecuada y relativamente elevada para permitir el desarrollo pleno de las potencialidades reactivas de la cal con los minerales arcillosos.

Es de gran importancia la utilización de aguas sin contenido de contaminantes, impurezas, sulfatos, sales debido a que podrían causar efectos negativos o inhibir las reacciones químicas alterando de esta manera los resultados de los ensayos.

## 2.2 Reacciones del suelo cal

(CASTRO, 1995) observa que cuando se añade cal a un suelo fino en presencia de agua, ocurren simultáneamente algunas reacciones químicas. La estabilización química con cal se caracteriza por dos etapas distintas: una etapa inicial rápida (que dura de horas a días), y otra más lenta, que puede tardar meses a años.

Algunos fenómenos que pueden originar la etapa rápida en el proceso de la interacción de la cal con un suelo fino son: intercambio catiónico, floculación-aglomeración, compresión de la doble capa eléctrica, adsorción de cal y reacciones químicas.

La fase lenta se caracteriza por las reacciones puzolánicas, que proporcionan un aumento de la resistencia debido a la formación de productos cementados; y por la carbonatación, que es una reacción perjudicial, ya que reduce la cantidad de cal disponible para producir las reacciones puzolánicas

(PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999) también afirmaron que el intercambio catiónico inicia el proceso de estabilización muy rápidamente y es seguida por la floculación y la aglomeración. Según los autores, la superficie del arcillo-mineral es deficiente en carga y, para neutralizar esa deficiencia, cationes y moléculas de agua se atraen hacia la superficie de separación cargada negativamente. Esto resultará en una separación de dos capas, llamada de doble capa difusa. Los mismos autores relatan que la floculación y aglomeración causan cambios en la textura de la arcilla, pues su estructura es cambiada de plano y paralela para una orientación aleatoria de partículas. En el caso de que se produzca una disminución de la temperatura, la valencia se sustituye por los cationes de mayor valencia. Como la cal es una fuente de calcio libre, su adición en cantidad suficiente crea una concentración de  $\text{Ca}^{2+}$ , que serán adsorbidos en la superficie de los arcilla-minerales.

(HERZOG & MITCHEL, 1963), afirman que el fenómeno de la floculación es causado por el aumento de la concentración electrolítica del agua intersticial, por el alto pH y por

la reducción del espesor de la doble capa difusa, a través de intercambios catiónicos. El mecanismo de intercambio de cationes se muestra en la Figura 2-2 .

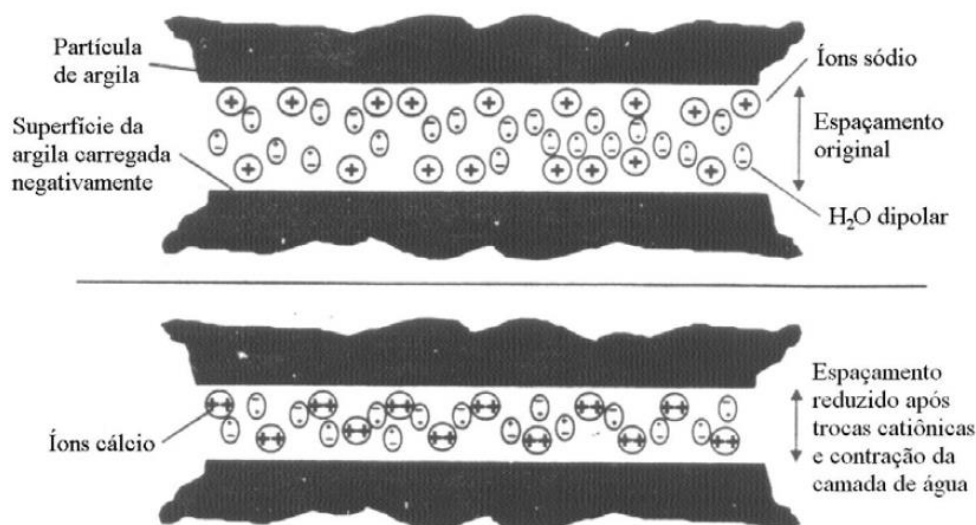


Figura 2-2 Mecanismo de cambio catiónico adaptado de (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999)

### 2.2.1 Suelos con caso particulares (dispersivos)

Las arcillas dispersas fueron descubiertas por los ingenieros agrónomos en el siglo XIX, aunque el fenómeno de dispersión aún no se interpretó hasta mediados del siglo XX (RICHARDS, 1954).

Las constataciones pioneras relativas a la existencia de arcillas dispersivas se realizaron a partir de investigaciones desarrolladas por diversos autores, en rupturas de represas por erosión, en Australia a principios de 1960 (AITCHISON & WOOD, 1965). Estos relatos iniciales, relacionados con los estudios de fallas en pequeñas represas de riego, promovieron una amplia reverberación del problema de los suelos dispersivos en el abordaje de problemas geotécnicos. Las arcillas dispersivas también fueron identificadas por primera vez en África del Sur a mediados de la década de 1960, como resultado de la ruptura de un número de represas de tierra ubicadas en el Estado de Orange Free y Northern Cape (DONALDSON, 1975).

(SHERARD, DECKER, & RYKER, 1972a) identificaron en represas ejecutadas de tres estados de Estados Unidos: Oklahoma, Mississippi y California, la ocurrencia de

arcillas dispersivas, y también en un dique de una represa en el municipio de Zulia, Venezuela, presentando la primera propuesta de criterio de clasificación como el grado de dispersión de las arcillas. Los mismos autores (SHERARD, DECKER, & RYKER, 1972a) describen las causas que ocasionan el inicio del proceso de formación de *piping* y la relevancia de la presencia de estructuras de drenaje interno en las represas. Posteriormente, (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976) caracterizaron la presencia de suelos dispersivos en obras geotécnicas ejecutadas en otros cuatro Estados Unidos (Tennessee, Texas, Dakota del Norte y Colorado).

Este fenómeno es reconocido como la fuente de innumerables fallas en obras hidráulicas. Los países como Australia, México, Trinidad, Vietnam, Sudáfrica, Tailandia, Israel, Ghana, Kenia, Brasil, Venezuela y varias regiones del sur de los Estados Unidos, tuvieron problemas con arcillas dispersivas (CLARKE, 1987)

Según (SOTELO & POPOLIZIO, 1997) el Nordeste Argentino presenta recurrentes problemas de erosión debidos a la presencia de suelos dispersivos en represas, carreteras, canales y obras de contención contra las inundaciones. (MERCADO, FILIZZOLA, & STANICHEVSKY, 2002) identificaron la presencia de suelos dispersivos en Paraguay aplicando la metodología de identificación, de ese tipo de suelos, de (SOTELO & POPOLIZIO, 1997). Esta región es conocida por presentar problemas de erosión en obras de contención, represas y carreteras.

Los estudios iniciales fueron expuestos y sistematizados en el Simposio Internacional de Arcillas Dispersivas, casos de *piping* y erosión en Proyectos Geotécnicos, promovido por la *American Society for Testing and Materials* - ASTM, en Chicago en 1976 (ASTM, 1977). Los trabajos presentados trataban básicamente de metodologías para la identificación de arcillas dispersivas y de propuestas de soluciones de ingeniería para la resolución de los problemas afectos a su utilización en obras geotécnicas.

Existen investigaciones que han analizado la dispersión de suelos del bajo Chaco, como por ejemplo (QUIÑONEZ, 2015). Se observa en la Figura 2-3 la clasificación del suelo según (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976), donde se observa que el suelo investigado por (QUIÑONEZ, 2015) posee un porcentaje de 91.4 % por lo cual se considera de características dispersivas.

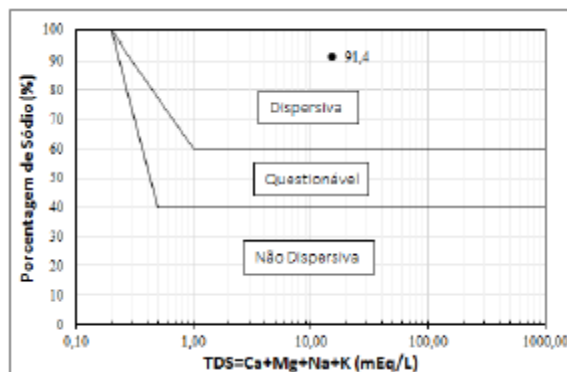


Figura 2-3 Clasificación del suelo según (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976).

### 2.2.2 Formación de geles cementados.

Según (ROGERS & GLENDINNING, 2000), los iones de hidroxilos liberados de la cal elevan el pH de la mezcla a un valor suficientemente alto, de modo que la sílice y la alúmina de la arcilla se disuelven. Estas disoluciones, favorecen que los hidroxilos rompan las uniones del silicio con el oxígeno y aluminio con el oxígeno formando geles de silicatos o aluminatos hidratados de calcio. Según el relato del (TRB, 1987) esta reacción no cesará mientras haya  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  reaccionando y sílice disponible en el suelo.

Conforme a (INGLES & METCALF, 1972), los geles de silicato resultantes de la reacción inmediata cubren y conectan las partículas de arcilla, bloqueando los vacíos. Los geles se cristalizan lentamente y transformados en silicatos hidratados de calcio bien definidos. Los autores subrayan que esta la reacción sólo ocurre en presencia de agua, que tiene la función de cargar los iones calcio e hidroxilo para la superficie de la arcilla. Este mecanismo se muestra en la Figura 2-4.

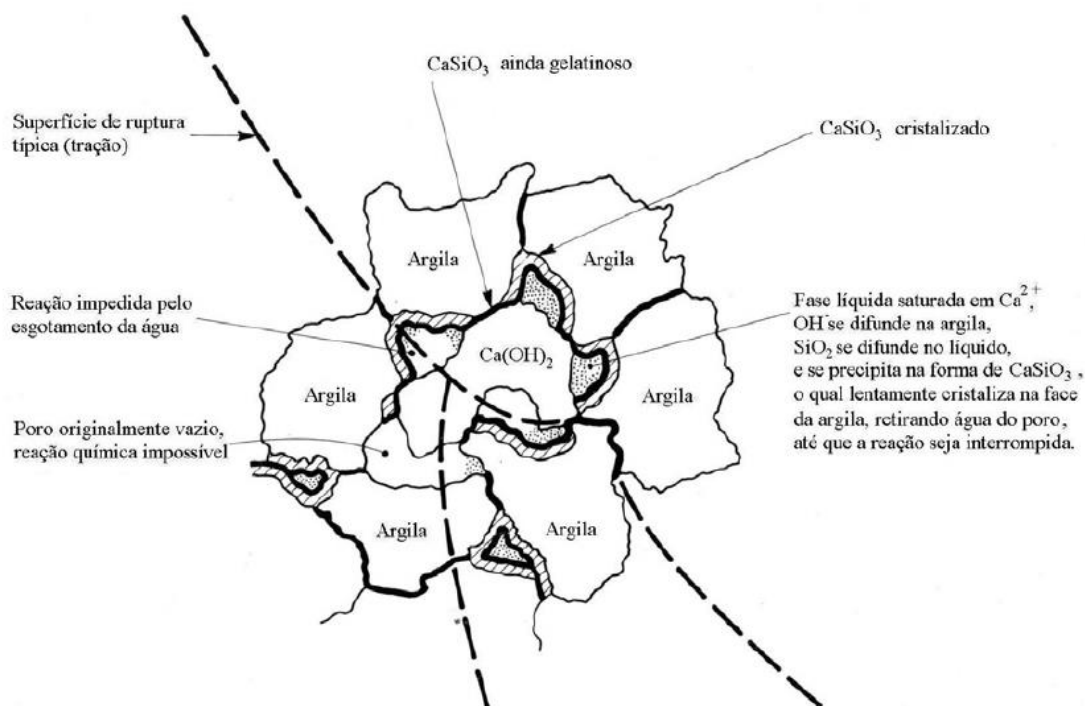


Figura 2-4 Mecanismo de Estabilización de suelos-cal. Adaptado de (INGLES & METCALF, 1972).

### 2.2.3 Formación de compuestos químicos.

Las reacciones de cal-arcilla se producen a través de dos procesos distintos (Clare y Cruchley 1957, Sherwood 1993, Greaves 1996, Holt y Freer-Hewish 1996, Rogers y Glendinning 1996, Boardman et al. 2001): (i) Reacciones de intercambio iónico rápido conocidas como mejora del suelo o modificación y (ii) se conocen reacciones puzolánicas de suelo-cal más lentas como estabilización / solidificación. Las reacciones de modificación de la cal se producen a partir del reemplazo de iones intercambiables del suelo con iones de calcio liberados por la cal. El aumento de la concentración de iones de calcio intercambiable aumenta la floculación de las partículas de arcilla y transforma el suelo plástico en un material granular y menos plástico. Según BS 1924 (1990), el consumo inicial de cal da una indicación de la cantidad mínima de la cal que se debe agregar a un material para lograr un cambio significativo en las propiedades. Durante las reacciones de estabilización/solidificación de la cal, el pH altamente alcalino del suelo ( $\text{pH del suelo}=12.4$ ) promueve la disolución de los compuestos silíceos y aluminosos de la arcilla mineral. Los compuestos disueltos de la red de arcilla mineral reaccionan con Iones de calcio para formar hidrato de silicato y geles hidratados



de aluminato de calcio, que recubren las partículas del suelo y posteriormente se cristalizan para unirlos. (SUDHAKAR M RAO & SHIVANANDA, 2005)

## **2.3 Características del comportamiento.**

### **2.3.1 Comportamiento mecánico**

Los suelos estabilizados mediante la adición de cal se constituyen, en última instancia, en un nuevo material geotécnico artificialmente cementado. El comportamiento mecánico de este nuevo material, entre otras características, puede diferir significativamente del que caracteriza el suelo natural, no cementado, una vez que haya tenido éxito en la aplicación del proceso de estabilización. (QUIÑONEZ, 2015)

#### **2.3.1.1 Efecto de la densidad.**

Las propiedades geotécnicas del suelo, de interés a la pavimentación, tales como capacidad de soporte, expansión, resistencia, permeabilidad y compresibilidad, dependen de la humedad y de la masa específica en las que se comprime. En general, el buen comportamiento de un material, en servicio, exige cierto nivel de compactación, siendo que las energías mayores de compactación representan mejores características geotécnicas de los suelos. (CPR, 2014).

La adición de cal hidratada altera las características de compactación de los suelos, principalmente por el cambio de la distribución granulométrica de los materiales. En la mayoría de los casos, se observó que los suelos estabilizados o modificados con cal presentan menor masa específica seca máxima  $\gamma_{d_{máxima}}$  que el suelo sin cal, para la misma energía de compactación, según (TRB, 1987). Generalmente, para niveles elevados de cal, el descenso de la  $\gamma_{d_{máxima}}$  es más notorio. (CPR, 2014).

Las curvas de compactación (masa específica seca contra la humedad), de las mezclas de suelo cal presentan una forma más achatada que las curvas de compactación de los suelos naturales. Este formato plano indica la facilidad de alcanzar una  $\gamma_{d_{máxima}}$  en un rango mayor de humedad. Por otro lado, estos cambios en las inclinaciones y picos de la curva de compactación pueden representar un ahorro significativo de tiempo, esfuerzo y energía (ISMAIEL, 2006).

En general, los estudios en campo han demostrado que las capas de pavimentos construidos con suelos estabilizados con cal hidratada presentan menor sensibilidad a variaciones en la humedad de compactación, cuando comparadas con las compuestas de suelos sin cal (NLA, 2004).

En general, la compactación es la consolidación del suelo por la eliminación de aire, lo que requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo (LOPES, 2007), (LOPES JUNIOR, 2011) y (DALLA ROSA, 2009), al estudiar mezclas suelo-cal, observaron que el aumento del peso específico aparente seco provoca el aumento de su resistencia a la compresión simple.

Por lo tanto, con el aumento del peso específico aparente seco, la resistencia aumenta y la permeabilidad disminuye hasta un valor mínimo, cerca de la humedad óptima, después empieza a aumentar de nuevo, según (INGLES & METCALF, 1972).

Con relación a la durabilidad se determinó que el uso de pesos específicos bajos resultantes de compactación estándar resulta en un comportamiento pobre en caso de utilizar bajos porcentajes de cal para su estabilización, independientemente de la temperatura de curado a la que tenga que ser sometido el cuerpo de prueba. Al aumentar el peso específico del cuerpo de prueba, se disminuye la pérdida de masa acumulada. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).

### **2.3.1.2 Efecto del contenido de cal.**

Según (INGLES & METCALF, 1972), (TRB, 1987) (ATTOH OKINE, 1995), la mezcla suelo-cal será la reducción del índice de plasticidad y mejora en la trabajabilidad y la segunda será la ganancia de resistencia a través de la cementación de las partículas.

(GUIMARAES, 1977), afirma que de modo general, la cal afecta favorablemente ciertas propiedades de los suelos, lo que se refleja en variaciones de las siguientes características físicas: granulometría, plasticidad, contracción y retracción, humedad de campo, desintegración y compactación, densidad, trabajabilidad, resistencia y permeabilidad.

(CONSOLI, PRIETTO, CARRARO, & HEINECK, 2001), al estudiar un suelo arenoso tratado con ceniza volante y cal de carburo, se verificó que, para una misma tensión

confinante, el aumento de la cantidad de cal provoca aumento de la resistencia de pico y disminución de la deformación en la que se alcanza el pico.

(LOPES, 2007), (LOPES JUNIOR, 2011) y (DALLA ROSA, 2009), al estudiar mezclas suelo-cal, observaron que el aumento de la cantidad de cal provoca un aumento de su resistencia a la compresión simple.

Según (INGLES & METCALF, 1972), generalmente la resistencia a compresión simple aumenta linealmente con la cantidad de cal hasta cierto nivel, usualmente 8 % para suelos arcillosos. A partir de este punto la tasa de crecimiento de resistencia disminuye con la cantidad de cal, debido a que las mezclas de suelo-cal presentan una cimentación lenta que depende del tipo de suelo. Figura 2-5

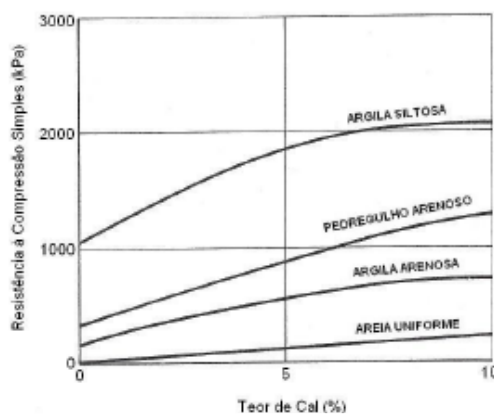


Figura 2-5 Efecto de la cantidad de cal sobre la resistencia a compresión simple para algunos suelos tratados con cal y curados a 7 días. (INGLES & METCALF, 1972)

El suelo arcilloso al ser combinado con un estabilizante a base de calcio modifica sus propiedades físicas, en donde las principales características son la reducción de sus propiedades plásticas y el aumento del tamaño de sus granos, como se presenta en la Tabla 2-3. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).

Tabla 2-3 Índice plástico y clasificación del suelo y del suelo-cal con diferentes porcentajes de cal. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).

Muestra	IP	Clasificación
Suelo sin adición	28,40%	A-7-(6)
Suelo + 5% Cal	9,45%	A-4
Suelo + 8% Cal	NP	A-2-4
Suelo + 11% Cal	NP	A-2-4

En la investigación realizada por (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018) se utilizó suelos de la misma zona que esta investigación, donde establecieron que el cuerpo de prueba inicial sin adición de cal resultó ser un suelo de características dispersivas (ND4). Con la adición de 1% de cal fue mejorando la respuesta de la mezcla al ensayo, llegando a ser “No dispersivo” con 3% de cal. Cabe destacar que para 2% de cal el suelo ya mejoró notablemente su comportamiento

En la Figura 2-6 se observan los resultados de los ensayos realizados por (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018) donde se muestran el aumento de la resistencia a medida que se va aumentando el contenido de cal.

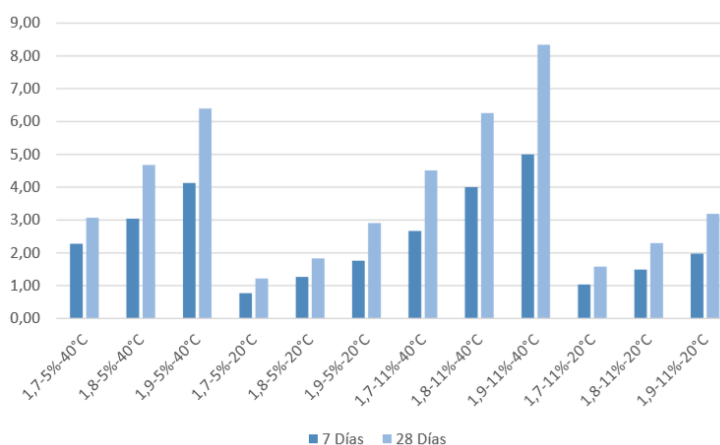


Figura 2-6 Gráfico comparativo de Resistencias a compresión Simple promedio según su tiempo de Curado para diferentes contenidos de cal, pesos específico seco, y temperatura de curado.

### 2.3.1.3 Efecto del curado.

(SUDHAKAR M RAO & SHIVANANDA, 2005) ha monitoreado el progreso de la modificación de la cal y las reacciones puzolánicas con el tiempo, midiendo los cambios en los límites de Atterberg, resistencia sin drenaje, pH, electricidad conductividad y concentraciones de iones lixiviables (Hilt y Davidson 1960, Holtz 1969, Bell 1988, Holt y Freer-Hewish 1996, Rogers y Glendinning 1996, Rogers et al. 1997, Boardman et al. 2001).

Boardman et al. (2001) hizo mediciones de cambios en las propiedades físico-químicas y de ingeniería de mezclas de cal y arcilla para períodos de curado que van de 7 a 301 días. Ellos monitorearon el progreso de las reacciones de cal-arcilla mediante la medición de las concentraciones de iones lixiviables, pH y la conductividad de las mezclas de cal-arcilla en diferentes intervalos de tiempo. Basado en las mediciones experimentales, concluyeron que no apareció actividad puzolánica activa hasta los 7 días de curado y que el mecanismo de ganancia de resistencia es atribuible a la floculación en este corto plazo y, además a la puzolana a largo plazo. Boardman et al. (2001) curaron las mezclas compactadas de cal-arcilla a 11.5 °C, representativas de climas de zonas templadas más frías. Comparativamente las temperaturas medias significativamente más altas de 25–31 °C caracterizan las regiones semiáridas de la India (Garg, 1999). Temperaturas más altas aceleran el curado y desarrollo de resistencia, mientras que las temperaturas más bajas retardan el progreso de las reacciones cal-suelo. (Bell, 1993). Por lo tanto, es probable que las temperaturas más altas de las regiones semiáridas pueden acelerar el inicio de las reacciones cal-puzolánicas y reducir el período de curación necesario para el desarrollo de la resistencia. Un desarrollo más rápido de la resistencia es beneficioso en suelos curados a corto plazo. Los suelos curados a corto plazo encuentran aplicaciones, por ejemplo, en carreteras, cimientos donde el suelo tratado con cal se somete a cargas de construcción después de 3-7 días de curación (Bell 1993, Smith 1996, Purushothama Raj 1999). Citado por (SUDHAKAR M RAO & SHIVANANDA, 2005).

Los resultados en la Figura 2-7, reflejan los resultados del impacto de utilizar temperaturas de curado mayores alcanzado la resistencia a la compresión simple para un mismo tiempo de curado. Los cuerpos de prueba sometidos a una temperatura de curado

de 40°C experimentaron un aumento en su resistencia de 2 a 3 veces con respecto a sus pares sometidos a una temperatura de curado de 20°C. Siendo el aumento promedio de 2,58 veces en la resistencia de los cuerpos de prueba sometidos a una temperatura de curado de 40°C con respecto sus pares sometidos a una temperatura de curado de 20°C. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018).

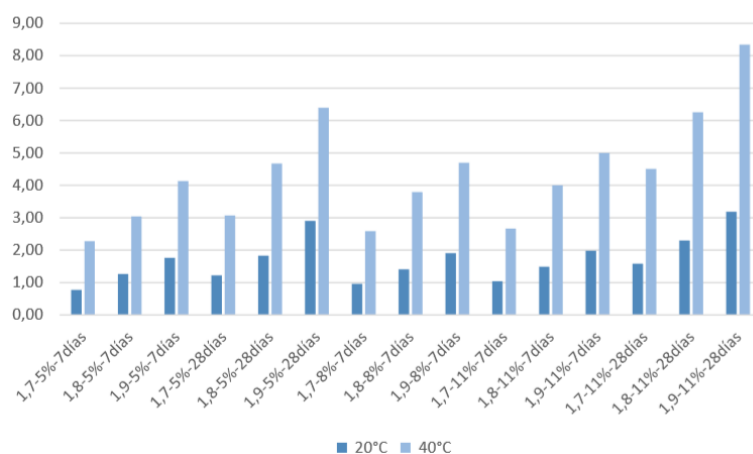


Figura 2-7 - Gráfico comparativo de Resistencias Promedio según su Temperatura de Curado. (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018)

#### 2.3.1.4 Efecto de la relación porosidad/cal.

Recientes investigaciones relatan el uso de la relación volumen de vacíos / volumen de agente cementante en la previsión del comportamiento mecánico de suelos artificialmente cementados, de modo a citar algunas investigaciones: (FOPPA, 2005), (LOPES, 2007) , (CONSOLI, CRUZ, FLOSS, & FESTUGATO, 2010), (LOPES JUNIOR, 2011), (CONSOLI,et al , 2011).

En la Figura 2-8 y la Figura 2-9 son presentadas las curvas de ajuste de la variación de la resistencia a la compresión simple en función de la relación vacíos/cal del suelo-cal para 7 y 28 días de curado respectivamente. Cada curva, independientemente, posee la misma cantidad de cal y todos los puntos poseen el mismo porcentaje de humedad ( $\omega = 13\%$ ). (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018)

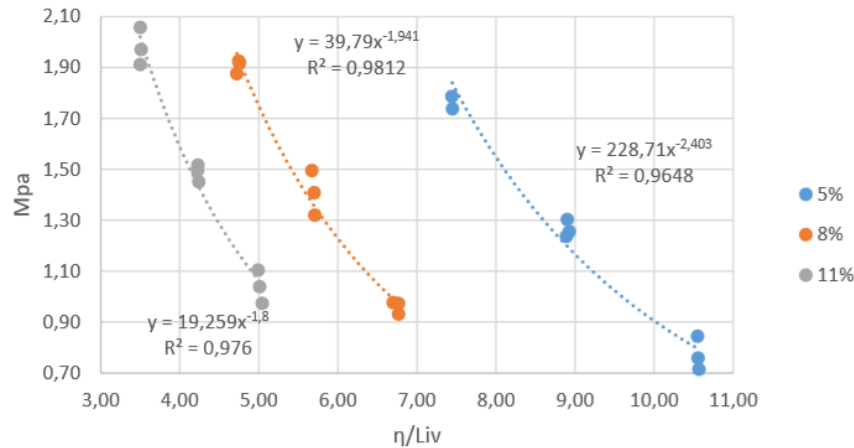


Figura 2-8 Variación de la resistencia a la compresión simple en función a la relación vacíos/cal. (7 días de curado a 20°C). (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018)

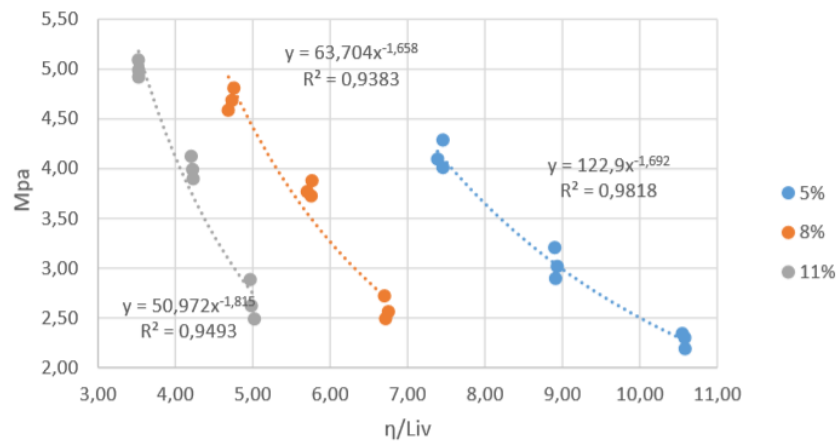


Figura 2-9 Variación de la resistencia a la compresión simple en función a la relación vacíos/cal. (7 días de curado a 40°C). (Krauch, Gómez, López, Bittar, Quiñonez, & Aquino, 2018)

Según (LARNACH, 1960), como la compactación en suelos o en el suelo-cemento no logra expulsar completamente el aire del sistema suelo-agua-aire o suelo-cemento-agua-aire, la resistencia no puede ser correlacionada con el factor agua / cemento, pues éste sólo se aplica a materiales donde el aire se ha expulsado completamente y los huecos existentes están llenos de agua, como en el caso de morteros y concretos tradicionales.

En su estudio, (LARNACH, 1960) utilizó una arena fina mezclada con una arcilla pulverizada la proporción de nueve partes de la arena a una de arcilla. Los porcentajes de cemento utilizados, en relación al peso del suelo seco, fueron del 3%, 5%, 11,1% y 17,7%. Para cada porcentaje de cemento se hizo una serie de ensayos de resistencia a la compresión simple y de flexión en viguetas, moldeadas a diferentes niveles de humedad y masas específicas aparentes secas, ambos determinados a partir de las curvas de compactación de las mezclas de suelo y cemento. La relación vacíos / cemento utilizado por este autor se define por la siguiente Ecuación 2-1

$$\frac{Vv}{Vci} = \frac{\text{Volumen absoluto de vacíos (aire+agua)}}{\text{Volumen absoluto de cemento}} \quad \text{Ecuación 2-2}$$

En la Figura 2-10, se presentan los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión simple de las muestras de suelo-cemento curadas previamente por 7 días. Se observa un buen ajuste de los datos a la relación vacíos / cemento.

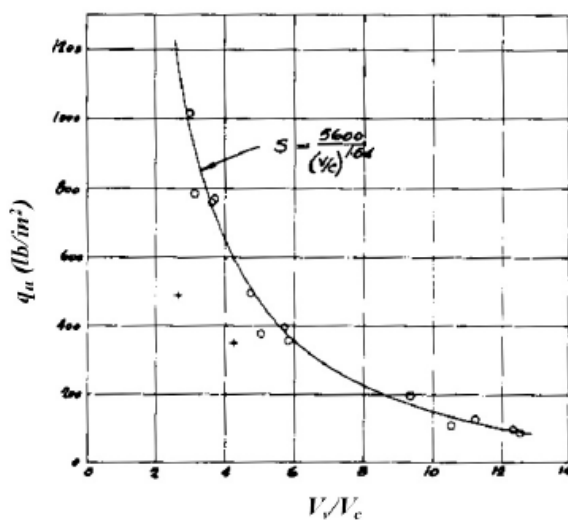


Figura 2-10 Relación vacíos/ cemento por la resistencia a compresión simple adaptada por (LARNACH, 1960).



Para (LARNACH, 1960), el uso de este tipo de relación, similar a lo que ocurre en concreto, puede ser de extrema utilidad para dosificación y control de la ejecución de mezclas de suelo-cemento en campo.

Posteriormente el autor (FOPPA, 2005) verificó la misma tendencia obtenida por (LARNACH, 1960), que tratan una arena-siltosa con el 2%, el 3%, el 5%, el 7%, el 9% y el 12% de cemento en relación con el peso de suelo seco. Para cada porcentaje de cemento se realizaron una serie de ensayos de resistencia a la temperatura compresión simple, moldeadas a diferentes niveles de humedad y masas específicas aparente secas, ambas determinadas a partir de las curvas de compactación de las mezclas de suelo y cemento. La Figura 2-11 presenta los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión simple de las muestras de suelo-cemento curadas previamente por 7 días. Se observa un buen ajuste de los datos a la relación vacío / cemento

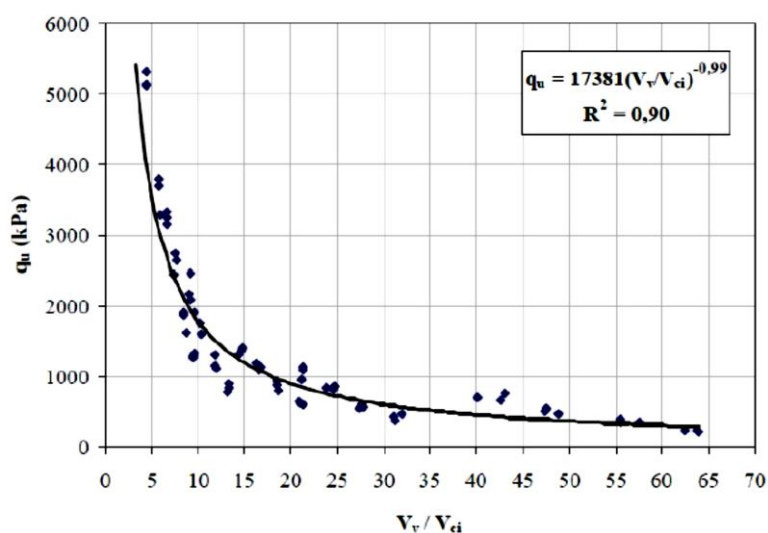


Figura 2-11 Relación vacíos/cemento por la resistencia a compresión simple. Adaptado de (FOPPA, 2005).

(CONSOLI, FOPPA, FESTUGATO, & HEINECK, 2007) con el objetivo de verificar el comportamiento tensión-deformación de cuerpos de con la misma relación vacíos/cemento, realizaron seis ensayos triaxiales no drenados con tensiones de confinamiento de 20 kPa y comparadas con la curva de ajuste de los resultados de resistencia a la compresión simple obtenidos por (FOPPA, 2005). Se adoptaron tres valores de  $C_{iv}=0,28$  (relación entre la porosidad y el contenido volumétrico de cemento

ajustados por un factor 0,28) para evaluación (20, 25 y 35), como se muestra en la Figura 2-12 .

Los autores concluyeron que la relación vacíos / cemento también proporciona buenos resultados para la previsión de la tensión desviación de los ensayos triaxiales no drenados. Se percibió también que la curva de ajuste de los ensayos triaxiales se situó cerca, pero un poco por encima de la curva de ajuste de los ensayos de resistencia a la compresión simple, debido al efecto del confinamiento (Figura 2-12).

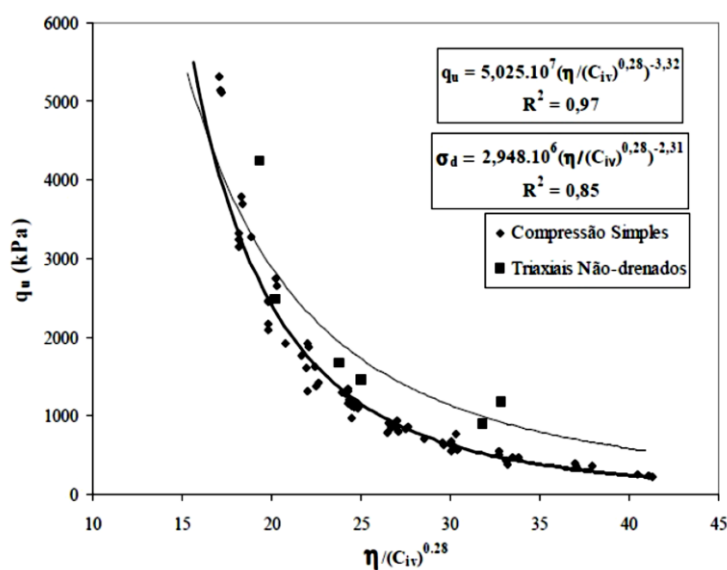


Figura 2-12 Previsión de tensión a través de relación de vacíos/ cemento (CONSOLI, FOPPA, FESTUGATO, & HEINECK, 2007).

(LOPES, 2007), estudió la relación vacíos / cal tratando una arena-siltosa con residuo de trituración y las proporciones del 3%, el 5%, el 7%, el 9% y el 11% de cal en relación con el peso seco. Para cada porcentaje de cal se realizó una serie de ensayos de resistencia a la compresión simple, moldeadas a diferentes niveles de humedad y masas específicas aparentes secas, ambos determinados a partir de las curvas de compactación de las mezclas. La Figura 2-13 presenta los resultados de los resultados ensayos de resistencia a la compresión simple de las muestras tratadas con cal y con 28 y 90 días curación. Se verifica un buen ajuste de los datos a la relación vacíos / cal, ajustados por un factor 0,06.

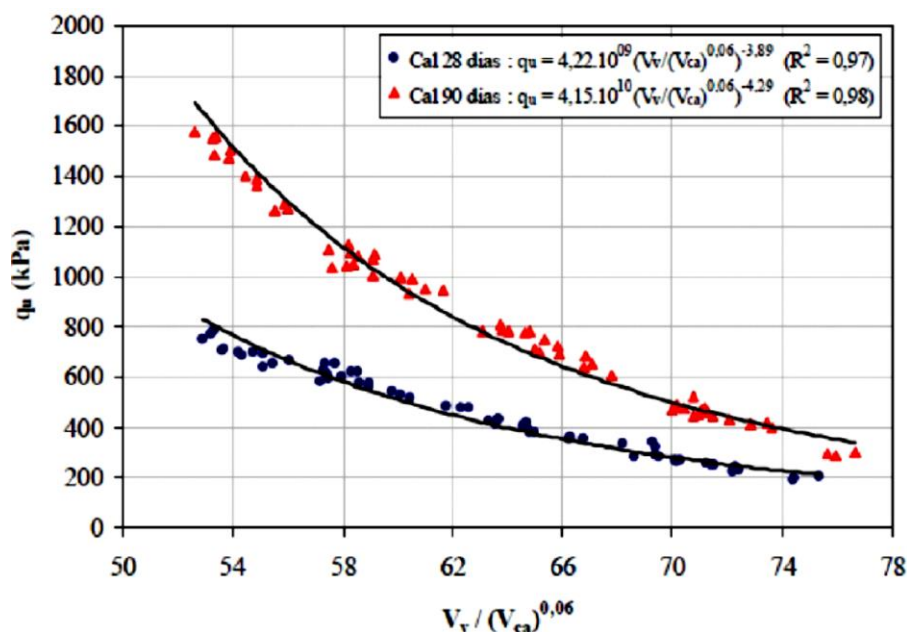


Figura 2-13 Factor vacíos/cal expresados en términos de porosidad y contenido de cal para muestras con 28 y 90 días de cura. (LOPES, 2007).

Los ejemplos de aplicaciones presentados demuestran cómo el diseñador puede, utilizando el factor vacíos/agente cementante, elegir adecuadamente la cantidad de cal y/o cemento y la energía de compactación para proporcionar una mezcla que atienda a la resistencia necesaria para el diseño al menor costo posible. El factor vacíos / agente cementante puede ser también de extrema utilidad en el control de la ejecución de capas tratadas con cemento o cal, en la medida en que, constatada una compactación inferior a la prescrita, se podrá estimar con fiabilidad la pérdida de resistencia debido a este hecho y, por consiguiente, las medidas correctivas podrían adoptarse como por ejemplo, el refuerzo de la capa o, la reducción de la carga transmitida. (Rocha, Passuello, Consoli, Quiñónez, & N., 2016).

### 2.3.2 Durabilidad.

La durabilidad se refiere a la capacidad de un material para mantener su integridad estructural bajo las condiciones a las que se expone. Las principales solitudes que afectan la integridad estructural de un material estabilizado puzolánicamente son las variaciones de humedad y temperatura. Además de estos factores ambientales, las acciones de las cargas repetidas del tráfico debilitan el pavimento por fatiga (MARCON, 1977).

Según el mismo autor, estudios realizados indican que la durabilidad es tal vez la propiedad más significativa del comportamiento de los materiales estabilizados, siendo que los factores que más influyen estas propiedades son:

- Granulometría del agregado;
- Contenido del agente cementante;
- Tiempo de curación;
- Saturación.

Tabla 2-4 Máxima pérdida de masa admisible en los ensayos de durabilidad (PCA)

<b>AASHTO Soil group</b>	<b><i>Unified soil group</i></b>	<b>Pérdida de masa máxima (%)</b>
<b>A-1-a</b>	GW, GP, GM, SW, SP, SM	14
<b>A-1-b</b>	GM, GP, SM, SP	14
<b>A2</b>	GM, GC, SM, SC	14*
<b>A3</b>	SP	14
<b>A4</b>	CL, ML	10
<b>A5</b>	ML, MH, CH	10
<b>A6</b>	CL, CH	7
<b>A7</b>	OH, MH, CH	7

\*A-7 Pérdida máxima 7%.

Así también la PCA tiene una consideración especial por la relación entre la resistencia a la compresión simple y la durabilidad de un suelo cementado, donde tanto la resistencia como los requerimientos de pérdida de masa máxima se deben cumplir.

Actualmente, no existen ensayos de durabilidad aplicados a mezclas de suelo-cal, en ese sentido el grupo de investigación de la UFRGS y UNA están en proceso de investigar y publicar trabajos referentes a la durabilidad de suelos tratados con cal.

### 2.3.3 Resistencia a penetración CBR

Determina la relación de soporte de California (CBR) de un suelo que está sometido a esfuerzos cortantes. Es un ensayo muy utilizado como una medida indirecta de resistencia al corte en el control de calidad de capas compactadas de suelos.

Valor de la relación de soporte (CBR) – Se llama valor de la relación de soporte (índice CBR), al tanto por ciento de la presión ejercida por el pistón sobre el suelo, para una penetración determinada, con relación a la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra patrón.

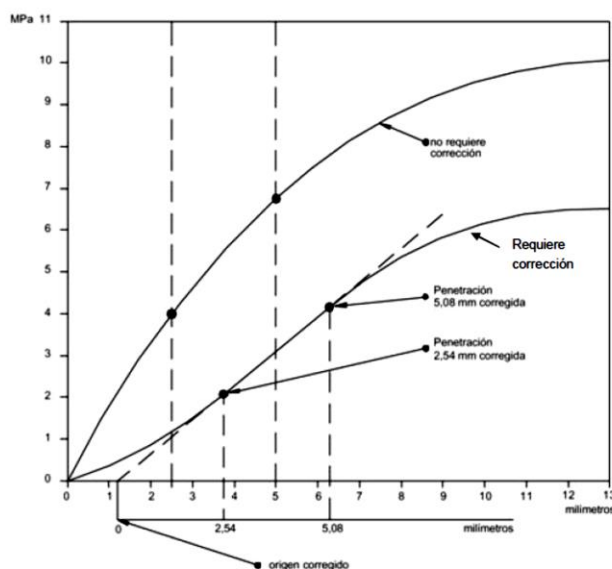


Figura 2-14 Curva de presiones de penetración. (ASTM D-1883)

Se dibuja una curva que relacione las presiones (ordenadas) y las penetraciones (abscisas), y se observa si esta curva presenta un punto de inflexión. Si no presenta punto de inflexión se toman de la curva los valores de presión correspondientes a 2.54 y 5.08 mm (0,1" y 0,2") de penetración. Si la curva presenta un punto de inflexión, la tangente a la curva en ese punto cortará el eje de abscisas en otro punto, (0 corregido), el cual se toma como nuevo origen para la determinación de las presiones correspondientes a 2,54 y 5,08 mm. (ASTM D-1883)

Con los valores de penetración obtenidos como se acaba de indicar, se calculan los valores de Relación de Soporte correspondientes, dividiendo las presiones correspondientes por los esfuerzos de referencia 6.9 MPa (1000lb/plg<sup>2</sup>) y 10.3 MPa

(1500 lb/plg<sup>2</sup>) respectivamente, y se multiplica por 100. La relación de soporte reportada para el suelo es normalmente la de 2.54 mm (0.1") de penetración. Cuando la relación a 5.08 mm (0.2") de penetración resulta ser mayor, se repite el ensayo. Si el ensayo de comprobación da un resultado similar, se usa la relación de soporte para 5.08 mm (0.2") de penetración. (ASTM D-1883)

El ensayo de CBR ha sido muy utilizado en el medio de carreteras debido a su extensa difusión. Sin embargo, este procedimiento fue desarrollado para materiales granulares no cementados y, por tal motivo, no es recomendado para ser empleado en los suelos tratados con cal (TRB, 1987). A pesar de ello, muchos investigadores han empleado este ensayo para obtener alguna noción del incremento de la capacidad de soporte de los suelos estabilizados con cal. (CPR, 2014).

Según (LEANDRO, 2005), el ensayo de CBR puede ser utilizado para evaluar el efecto inmediato de la adición de cal a los suelos. En la mayoría de los casos, los valores de CBR aumentan con la adición de cal, independientemente del curado o de la reactividad del suelo (THOMPSON, 1969), (BAPTISTA, 1976), (LIMA, 1981), (CORRÊA, 1989) y (LEANDRO, 2005). En general, los suelos estabilizados con cal, compactados e inmersos luego de la compactación durante 96 horas, presentan valores de hasta tres veces mayores que del suelo sin cal. (CPR, 2014).

Usualmente, los suelos estabilizados con cal presentan valores elevados de CBR, superiores al 100%, no adecuados para el dimensionamiento de estructuras de pavimentos, en las metodologías que emplean este parámetro. Algunas agencias recomiendan fijar el CBR máximo, para mezclas suelo cal, en un 15% (CPR, 2014). En este sentido, (AASHTO, 1993) recomienda sustituir el ensayo de CBR por el ensayo triaxial cíclico para obtener el Módulo de Resiliencia (MR), para caracterizar los materiales utilizados en la construcción de pavimentos. (CPR, 2014).

En los casos en que el ensayo de CBR no se realiza, resulta indispensable la determinación de la expansión o variación volumétrica de los materiales estabilizados con cal hidratada. La adición de cal a suelos expansivos reduce considerablemente el potencial de variación volumétrica del material. Según la *National Lime Association* (NLA, 2004), la estabilización de algunos suelos con cal representó la reducción de

expansiones a valores inferiores al 0,1%. (SWEENEY, WONG, & FREDLUND, 1988), por ejemplo, redujeron la expansión de suelos arcillosos muy plásticos del 12% hasta el 0,5%, con adición de sólo 0,5% de cal hidratada. (CPR, 2014). En este trabajo de revisión bibliográfica no se consideran los suelos en presencia de sulfatos.

#### **2.3.4 Resistencia a la compresión simple.**

El ensayo de compresión simple es un ensayo de bajo costo, de rápida ejecución, confiable y ampliamente difundido en el medio. Nos permite verificar la efectividad de la estabilización de suelos con adición de cal en cuanto a su resistencia.

Un mejor indicador del aumento de la resistencia mecánica, en comparación con el ensayo de CBR, y uno de los parámetros más utilizados para evaluar la calidad de mezclas suelo-cal es el ensayo de resistencia a la rotura en compresión uniaxial. Constituye una medida de la resistencia al corte y se presenta en unidades corrientes en ingeniería, lo que posibilita la utilización de los resultados obtenidos en cálculos, análisis y proyectos de ingeniería. Además, a partir de este ensayo pueden deducirse, con cierta confianza, otras propiedades tales como la resistencia a la flexión y a la tracción (CRISTELO & JALALI, 2002)

Según (BELL F. , 1988), la resistencia de mezclas suelo-cal es influenciada por algunos factores, tales como: tipo de suelo, tipo y cantidad de cal, tiempo y temperatura de curado, peso específico aparente seco, humedad de moldeo y tiempo de espera entre mezcla y compactación.

Según (INGLES & METCALF, 1972), generalmente, la resistencia a la compresión simple aumenta linealmente con la cantidad de cal hasta cierto nivel, usualmente 8% para suelos arcillosos a partir de este punto la tasa de aumento de resistencia disminuye con la cantidad de cal, debido a las mezclas suelo-cal presentar una cimentación lenta y que depende del tipo de suelo.

(HERRIN & MITCHELL, 1961) afirmaron que no hay, aparentemente, un contenido óptimo de cal, que produzca la máxima resistencia en un suelo estabilizado. Se señalaron el contenido y el tipo de cal, el suelo, la masa específica, el tiempo y el tipo de curación, como los principales factores que influyen la resistencia de mezclas de suelo y cal.

### 2.3.5 Módulo resiliente.

La prueba de módulo de resiliencia proporciona una relación básica entre la tensión y la deformación de Materiales de pavimento para el análisis estructural de sistemas de pavimento estratificado. La prueba de módulo de resiliencia proporciona un medio para caracterizar los materiales de construcción del pavimento, incluyendo suelos de subsuelo, bajo una variedad de condiciones (es decir, humedad, densidad) y estados de tensión que simulan las condiciones en un pavimento sometido a cargas de ruedas en movimiento. (AASHTO T307/99, 2012).

Una de las fases del diseño del pavimento es la evaluación de las respuestas de éste ante las cargas del tránsito, es decir, determinar los esfuerzos y las deformaciones (en posiciones críticas) que se presentan en cada uno de los materiales que conforman la estructura del pavimento.

Es hasta 1955 que SEED introduce el término módulo de resiliencia y lo define como la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación recuperable de una prueba triaxial

$$Mr = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

En donde:

$\sigma_d$  = Esfuerzo desviador

$\epsilon_r$  = Deformación recuperable

El módulo de resiliencia de los suelos de subrasante se reduce con el incremento en contenido de agua o grado de saturación (Barksdale 1972; Fredlund 1977; Drumm et al. 1997; Huang, 2001; Butalia 2003, y Heydenger 2003).

Drumm et al. (2006) estudiaron la variación del módulo de resiliencia con un incremento en el contenido de agua posterior a la compactación. De su estudio se encontró que el módulo se redujo cuando se incrementó el grado de saturación.

Por otro lado, el peso volumétrico también es una de las variables que afecta el  $Mr$  y ha sido estudiado por diferentes investigadores (Smith y Nair 1973, Chou 1976, Allen 1996, Drumm 1997). Los resultados indican que un incremento en densidad incrementa



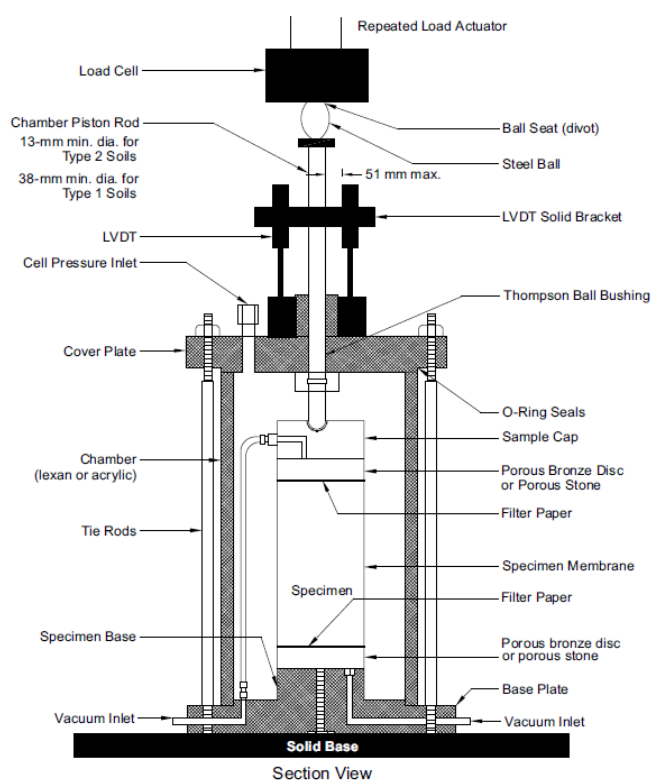
el módulo de resiliencia, sin embargo, el efecto es menor que el del contenido de agua (Rada y Witczak 1981).

(HOSSAIN & y KIM, 2014) llevaron a cabo pruebas de módulo de resiliencia con suelos de subrasante de Virginia. Las pruebas las llevaron a cabo con norma (AASHTO T307/99, 2012) Después de la prueba de módulo de resiliencia llevaron a cabo una prueba de compresión no confinada, que consistió en aplicar carga estática al espécimen a una velocidad de 1%/min. También realizaron pruebas a las que llamaron “*quick shear test*”. Esta prueba se llevó a cabo después de la de  $M_r$ . El confinamiento fue de 34.5 kPa y una velocidad de aplicación de carga de 1%/min. Con los datos obtenidos se propusieron las siguientes ecuaciones para predecir el  $M_r$

Tabla 2-5 – Correlaciones de  $M_r$  a partir de resistencia a compresión simple (HOSSAIN & y KIM, 2014).

Modelo	Muestra preparada para UC <sup>a</sup>	Modelo de regresión	R <sup>2</sup> del modelo	Parámetros del modelo
Resistencia a la compresión no confinada	Compactación estática	$M_r = 6062 + 142Q_u$ (1.25)	0.64	$M_r$ = Módulo de resiliencia (psi) $Q_u$ = Resistencia a compresión última (psi)
	Compactación por impactos (con pisón Proctor)	$M_r = 64283 + 143Q_u$ (1.26)	0.73	
Resistencia a la compresión no confinada y propiedades índice	Compactación estática	$M_r = 7884.2 + 99.7Q_u + 193.1PI - 47.9P_{200}$ (1.27)	0.86	PI = índice de plasticidad (para suelos no plásticos PI = 0) $P_{200}$ = Porcentaje que pasa la malla No. 200
	Compactación por impactos (con pisón Proctor)	$M_r = 6113 + 95.1Q_u + 173.7PI - 27.8P_{200}$ (1.28)	0.91	
Esfuerzo a 1% de deformación de la prueba de resistencia no confinada	Compactación estática	$M_r = 657S_{u1\%} - 6.75(S_{u1\%})^2$ (1.29)	0.97	$S_{u1\%}$ = Esfuerzo al 1% de deformación

En la Figura 2-15 se muestra una cámara triaxial típica utilizada para los ensayos de módulo de resiliencia.



Note: LVDT tips shall rest on the triaxial cell itself or on a plate/bracket that is rigidly attached to the triaxial cell.

Figura 2-15 Cámara triaxial típica (AASHTO T307/99, 2012)

En las Tabla 2-6, Tabla 2-7 se observan las secuencias de ensayos para subrasantes y para subbase y base respectivamente.

Tabla 2-6 Secuencia de ensayos para subrasantes (AASHTO T307/99, 2012).

Sequence No.	Confining Pressure, $S_3$		Max. Axial Stress, $S_{max}$		Cyclic Stress, $S_{cyclic}$		Constant Stress, $0.1S_{max}$		No. of Load Applications
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	500-1000
1	41.4	6	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
2	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
3	41.4	6	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
4	41.4	6	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
5	41.4	6	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
6	27.6	4	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
7	27.6	4	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
8	27.6	4	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
9	27.6	4	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
10	27.6	4	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
11	13.8	2	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
12	13.8	2	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
13	13.8	2	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
14	13.8	2	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
15	13.8	2	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100

Note: Load sequences 14 and 15 are not to be used for materials designed as Type 1.

*Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal.*

Tabla 2-7 Secuencia de ensayos para subbase y base (AASHTO T307/99, 2012)

Sequence No.	Confining Pressure, $S_3$		Max. Axial Stress, $S_{max}$		Cyclic Stress, $S_{cyclic}$		Constant Stress, $0.1S_{max}$		No. of Load Applications
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	500-1000
1	20.7	3	20.7	3	18.6	2.7	2.1	0.3	100
2	20.7	3	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
3	20.7	3	62.1	9	55.9	8.1	6.2	0.9	100
4	34.5	5	34.5	5	31.0	4.5	3.5	0.5	100
5	34.5	5	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
6	34.5	5	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
7	68.9	10	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
8	68.9	10	137.9	20	124.1	18.0	13.8	2.0	100
9	68.9	10	206.8	30	186.1	27.0	20.7	3.0	100
10	103.4	15	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
11	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
12	103.4	15	206.8	30	186.1	27.0	20.7	3.0	100
13	137.9	20	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
14	137.9	20	137.9	20	124.1	18.0	13.8	2.0	100
15	137.9	20	275.8	40	248.2	36.0	27.6	4.0	100

El paso del eje de un vehículo imparte un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante. Como respuesta a este pulso dinámico, cada capa de pavimento sufre una deflexión. El pulso de solicitaciones varía desde un valor muy bajo hasta un máximo en un breve periodo en función a la velocidad del vehículo. (Morales, Arévalo, & Póveda, 2009). Para los ensayos de Modulo Resiliente se aplica una carga al espécimen durante 0.1 de segundo seguido por un periodo de descarga de 0.9 de segundo. La frecuencia de 1 Hz representa el paso de ejes equivalentes a 60 km/h.

### 2.3.6 Pinhole test.

Esta metodología fue propuesta por (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976) y los criterios de evaluación de los resultados se basan en cientos de ensayos realizados sobre muestras recogidas de vertederos, canales y otras obras geotécnicas, en las que los suelos arcillosos se presentaron típicamente erosionables o resistentes a los efectos de la erosión.

La metodología de este ensayo es definida por la norma (ABNT NBR 14114 .. , 1998), que busca evaluar, de forma directa y cualitativa, el potencial de dispersión de suelos arcillosos, por el flujo de agua destilada a través de un pequeño agujero hecho axialmente, a través de un cuerpo de prueba patrón Figura 2-16. El cuerpo de prueba puede provenir de un bloque indeformado o compactado, simulando las condiciones de campo.

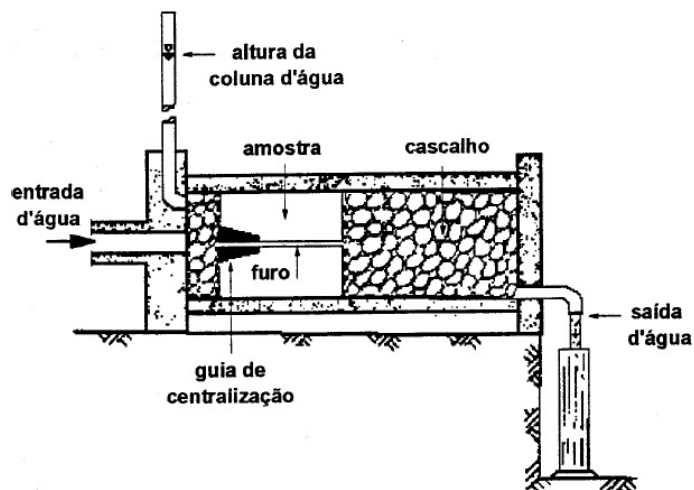


Figura 2-16 – Ensayo de Pinhole Test adaptado de (SHERARD, DUNNIGAN, DECKER, & STEELE, 1976).

La clasificación del suelo en cuanto al grado de dispersión se basa en la apariencia del efluente, en la medición de los caudales y de las dimensiones finales del agujero. La naturaleza de la solución que fluye del cuerpo de prueba, con la imposición de una diferencia de carga hidráulica inicial de 50 mm, proporciona la diferencia de las arcillas altamente dispersivas y no dispersivas.

Cuando el efluente se vuelve turbio, el agujero hecho en el cuerpo de prueba tiende a extenderse rápidamente, que resultan en un aumento del caudal, identificando de esta forma un comportamiento dispersivo del suelo. En la situación inversa, es decir, sin cambios en la forma del agujero y del caudal, con el efluente levemente turbio, la arcilla puede ser clasificada como levemente a moderadamente dispersiva. La Tabla 2-8 Figura 2-8 presenta las seis clases de suelos resultantes de los análisis a través de esta metodología de ensayo.

Tabla 2-8 – Clasificación y padrones de dispersión adaptado. Adaptado ABNT - NBR 14114 (1998).

Clasificación de dispersión	Carga Hidráulica				Caudal final a través de la muestra (mL/s)	Apariencia del Efluente	Diametro final despues del ensayo (mm)
	Tiempo Parcial						
	Inicial 50 mm	180 mm	380 mm	1020 mm			
D1	5 min				1.50 - 2.00	Oscuro	> 2.0
D2	10 min				>1.00	Levemente oscuro	>2.0
ND4	10 min				<0.80	Levemente oscuro	>1.5
ND3	5 min	5 min			>2.50	Oscuro o levemente oscuro	>2.0
					>3.50	Oscuro o levemente oscuro	
ND2	5 min	5 min	5 min	5 min	>5.00	Levemente turbio	
ND1	5 min	5 min	5 min	5 min	<4.00	Claro	1

### 2.3.7 Adiciones de puzolanas.

Las reacciones puzolánicas son responsables del continuo aumento de la resistencia mecánica de mezclas suelo-cal. Este aumento se produce porque las fuentes de sílice, alúmina y hierro presentes en el suelo reacciona con la cal y el agua, formando diversos productos cementados como por ejemplo  $\text{CaSiO}_3$ . En ese sentido, las puzolanas son divididas en dos grandes grupos: Las puzolanas de origen natural y las puzolanas de origen artificial.

Respecto a las puzolanas naturales, son rocas de origen volcánico de naturaleza silico-aluminosas. Dichas puzolanas en presencia de agua e hidróxido cálcico, a la temperatura ambiente, son capaces de reaccionar y dar lugar a la formación de compuestos cementantes de la misma naturaleza que los que se originan en la hidratación del *clinker portland* según Norma (ASTM C 618-80).

Puzolana artificial o cenizas volantes son el resultado de diversos procesos industriales, generalmente como subproductos. Las puzolanas artificiales más importantes son arcilla cocida, cenizas de combustible pulverizado, escoria de alto hornos granulada y molida. Puzolana de origen artificial pueden ser: Las arcillas calcinadas, que poseen sílice y alúmina libres. Se dice que estas cenizas son puzolánicas, ya que se comportan como

puzolanas naturales y aun mejor que estas. En la práctica puede afirmarse que el papel desempeñado por las cenizas es muy similar al de las puzolanas, con la ventaja sobre las mismas de que se obtienen ya en estado de gran finura, sin necesidad de molerlas. Las características de las cenizas volantes dependen de las propiedades del carbón quemado en la central, y de la naturaleza del mismo. (Villalba, 2013)

Aunque los compuestos químicos son similares, el material vidrioso formado por expulsión violenta del magma fundido en la atmosfera es más reactivo con la Cal que la ceniza volcánica o puzolana natural formada por erupciones menos violentas. La generación de puzolanas naturales adecuadas está, por lo tanto, limitada a solo a algunas regiones del mundo. Las buenas puzolanas a menudo se encuentran como cenizas finas, pero también en forma de grandes partículas o tufos (ceniza volcánica solidificada) que deben ser triturados para emplearse como puzolana. Sin embargo, la calidad de dichas puzolanas puede variar grandemente, incluso dentro de un mismo depósito. Las puzolanas naturales son empleadas igual que las puzolanas artificiales. (Villalba, 2013)

Recibe su nombre de la población de Pozzuoli, en las faldas del Vesubio, donde ya en tiempos romanos era explotada para la fabricación de cemento puzolánico. Después el término fue extendiéndose a todos aquellos materiales que por sus propiedades similares a la Puzolana de origen natural puede tener usos sustitutivos. La civilización romana fue la que descubrió todo el potencial que estos materiales podrían ofrecer. De esta forma uno de los mejores exponentes que podemos encontrar es el Panteón de Roma. Construido en el año 123, fue durante 1.500 años la mayor cúpula construida y con sus 43,3 metros de diámetro aún mantiene records, como el de ser la mayor construcción de hormigón no armado que existe en el mundo. Para su construcción se mezcló cal, puzolana y agua; añadiendo en las partes inferiores ladrillos rotos a modo de los actuales áridos, aligerando el peso en las capas superiores usando materiales más ligeros como piedra pómez y puzolana no triturada. En la provincia de Ciudad Real, la puzolana fue utilizada en la construcción de las murallas de la ciudad medieval de Alarcos mezclándola con cal. (Villalba, 2013).

## 2.4 Aplicaciones del suelo-cal.

El uso de la cal como adición en el tratamiento de suelos es el método más antiguo de estabilización química conocida según (NUNEZ, 1991) y se citan algunas obras antiguas como:

- La gran Muralla de China (3: 000a: C)
- La ciudad bíblica de Jericó
- Construcciones hechas por los indios americanos precolombinos
- Construcciones romanas: Santuario de Fortuna (Palestina) - 80AC; Teatro de Pompeya - 55AC; Panteón Romano; varios acueductos en Roma, Segovia, Constantinopla y Francia;
- construcciones militares.
- En Brasil: ciudades de Diamantina y Ouro Preto (MG) y Parati (RJ).

La estabilización con cal es comúnmente empleada en la construcción de carreteras, siendo generalmente utilizada como base o sub-base de pavimentos (INGLES & METCALF, 1972)

Según (GUIMARAES, 1977), el uso expresivo de suelo-cal en carreteras se inició en la década de los 50. El autor relató algunas experiencias de éxito en pistas experimentales de suelo-cal en Brasil, entre ellas:

- Aeropuerto de Congonhas (São Paulo) - en el área de hangares de Varig (10: 000m<sup>2</sup>) fue construida una base de suelo-cal-agregado, con un 6% de cal hidratada;
- Rodovia Curitiba / Porto Alegre (Paraná) - cerca del km10, con 1000 metros de extensión. Se utilizó un suelo siltoso, con un 3% y un 7% de cal;
- Ruta Brasilia / Fortaleza (Distrito Federal) - cerca de Sobradinho, fueron construidos dos tramos de 150 metros cada uno y bases con 1% y 3% de cal; artículo Avenida - Sernambetiba - Guanabara (Río de Janeiro) - trecho de 18km, con base del 3% al 4% de cal;
- Rodovia Cruz Alta / Carazinho (BR-377 / RS) - dos tramos experimentales en suelo arcilloso con un 4% de cal.

Otra importante aplicación del suelo-cal ha sido en la protección de taludes contra la erosión en obras hidráulicas como, por ejemplo, en el canal de riego de Friant-Kern en California, en el que se utilizó cal virgen pulverizada (3% a 5%). Tanto en el aspecto estanco, como en el de la estabilidad, el canal, con un caudal de 150 m<sup>3</sup>/min, no presentó ninguna erosión significativa después de un año de servicios continuos (GUIMARAES, 1977).

#### **2.4.1 Normas para su aplicación.**

Entre las normas y manuales para su aplicación podemos citar lo siguiente:

- Manual de estabilización de suelo tratado con cal, National Lime Association. (NLA, 2004).
- (Manual de Carreteras del Paraguay, 2011)
- Resistencia de mezclas de suelo cal AASHTO T220.
- Determinación por titulación del contenido de cal en suelos tratados AASHTO T232.
- Expansión unidimensional, contracción y presión de levantamiento en mezclas de suelo-cal ASTM D3877.



## CAPÍTULO 3. Metodología del trabajo.

### 3.1 Consideraciones iniciales.

El programa experimental se divide principalmente en cuatro partes. En una primera parte, se caracterizan las propiedades del suelo a ser utilizado. Se realizaron ensayos de caracterización física (granulometría, índices de Atterberg, ensayos Proctor, etc.) y ensayos para caracterización química, y estos resultados se cotejan con propiedades del suelo ya conocidas de esta región.

En la segunda parte se seleccionan las dosificaciones de suelo-cal a ser ensayadas a compresión simple. Se moldean dos grupos de probetas, la mitad de estas fueron curadas a temperatura controlada de 23°C y la otra mitad a temperatura de 40°C.

El porcentaje mínimo de cal para este trabajo se consideró de 5%, establecido a través de las conclusiones de Consoli et al. (2016).

En una tercera parte se realizan ensayos de durabilidad (ASTM D559, 2003), en las muestras de suelo cal curada a 23 °C y a 40 °C.

Finalmente, en una cuarta parte se realizan ensayos cíclicos de muestras de suelo cal a 23°C para la determinación del modulo resiliente de las mismas. A partir de este último ensayo a los suelos estabilizados con cal, se pretende alcanzar uno de los objetivos específicos que es encontrar correlaciones con los ensayos de compresión simple.

Además de las muestras de suelo-cal se realizan muestras de suelo – cal – puzolana para determinar si la misma contribuye positivamente en la durabilidad y resistencia de la mezcla. Ceniza de bagazo de caña de azúcar, extraída de la caldera de la Alcoholera Paraguaya SA (ALPASA), ubicada en Paraguarí, Paraguay.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, en la

Tabla 3-1 se muestra un resumen de las etapas y ensayos del programa experimental.

Tabla 3-1 – Etapas y ensayos del programa experimental

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAYO	NUMERO DE ENSAYOS
ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN	SUELO	Granulometría, índice de atterberg, proctor, ensayos químicos, ensayo de dispersión	9
DURABILIDAD	SUELO/CAL SUELO/CAL/PUZOLANA	Ciclos de secado y mojado ( con cepillado)	54
RESISTENCIA MECANICA	SUELO/CAL SUELO/CAL/PUZOLANA	Resistencia a compresión simple no confinada	54
MÓDULO DE RESILIENCIA	SUELO-CAL	Módulo de Resiliencia	12

### 3.2 Variables investigadas.

Las variables de esta investigación se pueden dividir en dos grupos: variables independientes y variables dependientes. Las variables independientes son todos aquellos que pueden causar algún efecto en las dependientes.

Las variables independientes pueden ser clasificadas en dos factores, factores controlables y factores constantes.

- Factores controlables:
  - Porcentaje de humedad( $\omega$ ) del suelo-cal/suelo-cal-puzolana: masa de agua dividida por la masa de material seco, expresado en porcentaje;
  - Peso específico del suelo-cal/suelo-cal-puzolana a través del peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) de la mezcla compactada;
  - Porcentaje de cal(C): masa de cal ( $c_i$ ) dividida por la masa de suelo seco;

- Porcentaje de puzolana(P): masa de puzolana dividida por la masa de suelo seco.
- Factores constantes:
  - Tipo de suelo: suelo fino arcilloso
  - Tipo de agente cementante: cal hidratada (Concret-Cal)
  - Tipo de puzolana: Ceniza de bagazo de caña de azúcar, extraída de la caldera de la Alcoholera Paraguaya SA (ALPASA), ubicada en Paraguarí, Paraguay.
  - Temperatura de moldeo:  $23^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$  ° y  $40^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$  °
  - Tiempo de curado: 7 días.

Las variables dependientes son las variables de respuesta del experimento:

- Resistencia a compresión simple
- Porcentaje de desgaste en ensayo de durabilidad luego de cada ciclo
- Modulo resiliente de las muestras.

### **3.3 Materiales**

#### **3.3.1 Suelo**

Las muestras de suelo fueron extraídas de un sitio próximo a la Subestación de la ANDE, ubicada en el distrito de Villa Hayes, departamento de Presidente Hayes, Bajo Chaco – Paraguay como se puede visualizar en la Figura 3-1 y la Figura 3-2. Estos suelos son semejantes a los que fueron utilizados en la investigación realizada por Consoli, Quiñónez & Kanazawa, 2016.

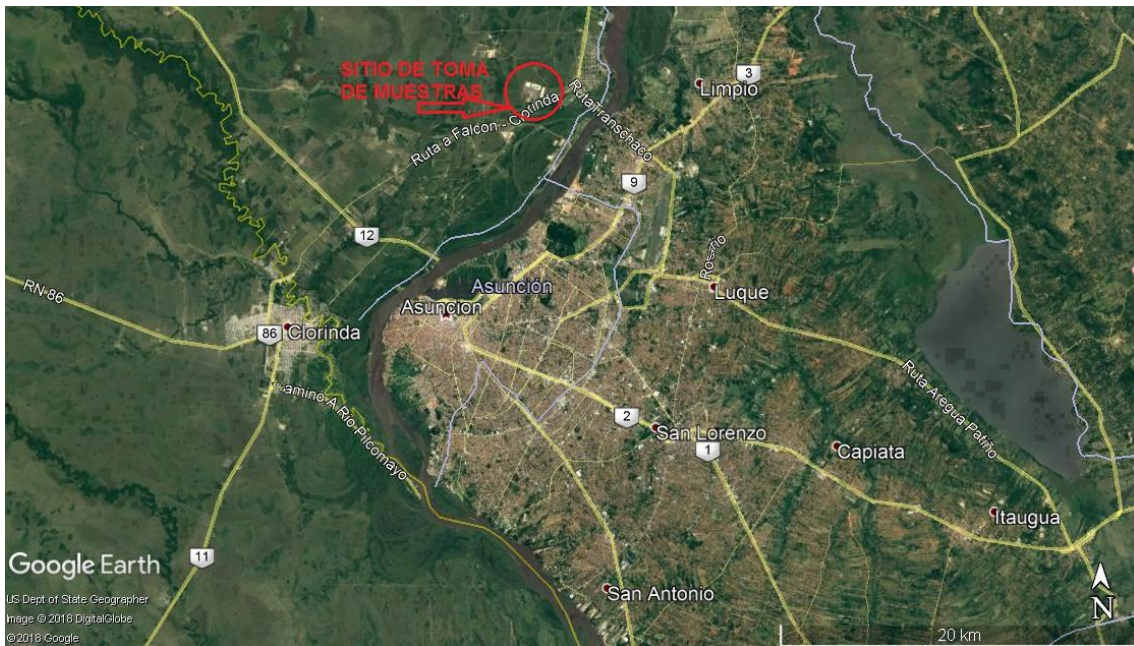


Figura 3-1- Ubicación del sitio de extracción de muestras.



Figura 3-2 – Ubicación del sitio de extracción de muestras.

En la Tabla 3-2 se pueden observar las características físicas de granulometría e índices físicos respectivamente de la muestra obtenida en el bajo Chaco. Vemos un índice de plasticidad bastante elevado entrando en la clasificación AASHTO como un suelo A-7-5 que corresponde a un suelo arcilloso caracterizado como pobre a malo. Además, este

*Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal.*

suelo puede ser clasificado como una arcilla de baja compresibilidad (CL) de acuerdo con el Sistema Unificado de Suelos (SUCS) según la norma (ASTM D 2487, 2011).

Así mismo en la Tabla 3-2 se observa un porcentaje pasante del tamiz #200 del 91 %. Se puede observar que el suelo analizado posee características parecidas a los estudiados en la investigación realizada por (QUÍÑONEZ, 2015) que se observan en la Tabla 2-1.

Tabla 3-2 Propiedades físicas del suelo.

Propiedades	Valores	Norma
Límite Liquidez (LL)	44	(ABNT NBR 6459, 1984)
Límite de Plasticidad (LP)	22	(ABNT NBR 6459, 1984)
índice de Plasticidad (IP)	22	
Peso Específico Real de los Granos (G)	27.3 kN/m <sup>3</sup>	(ABNT NBR 6508, 1984)
% Pasante tamiz #200	91	
% Pasante tamiz #40	96	
% Pasante tamiz #10	100	
Clasificación AASHTO	A-7-5	(AASHTO (ASTM D-3282), 2004)
Clasificación SUCS	CL	(ASTM D 2487, 2011)
Grado de Dispersión (Pinhole test)	ND4	(ABNT NBR 14114 .. , 1998)

\* CL (Arcilla de baja compresibilidad)

Se realizaron ensayos proctor T-99 del suelo que se muestran en la Figura 3-3. Se obtuvieron valores de peso específico máximo seco en el ensayo T-99 de 17.45 kN/m<sup>3</sup> para una humedad óptima de 16,2 %. Además, se obtuvo un peso específico máximo seco en el ensayo T180 de 19,7 kN/m<sup>3</sup> para una humedad óptima de 15%.

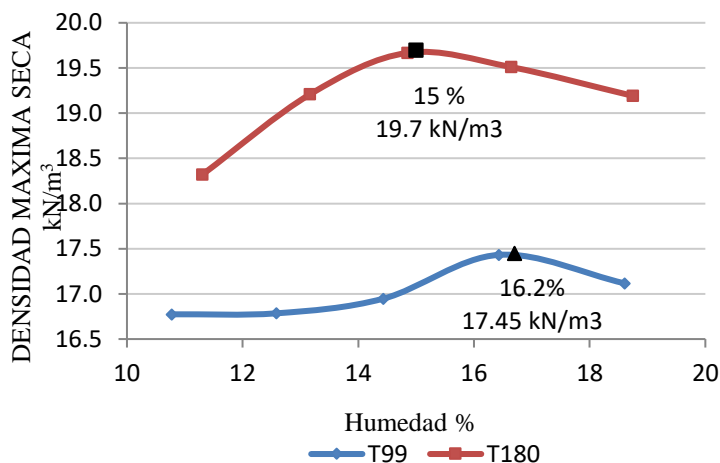


Figura 3-3 Proctor T-99 y Proctor T-180 Suelo sin contenido de cal ni puzolana.

Además, se realizó ensayo de dispersión mediante el ensayo de Pinhole Test (ABNT NBR 14114, 1998) obteniéndose un suelo dispersivo clasificación de Grado de dispersión ND4 (Grado de dispersión intermediaria).

En la Tabla 3-3, se presentan los resultados del análisis químico del suelo estudiado. Observamos que el suelo tiene un pH = 9 entrando en la categoría de alcalino, además un bajo porcentaje de materia orgánica de 0.18%. Dicho ensayo fue realizado mediante la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Nacional de Asunción.

Tabla 3-3 – Analisis químico del agua de los poros del suelo dispersivo estudiado

Propiedades	Valor	Observación
pH	9	Alcalino
Materia orgánica	0.18%	Bajo
P (mg/kg )	40.35	Alto
Ca <sup>2+</sup>	5.84	Medio
Mg <sup>2+</sup>	2.06	Alto
k <sup>+</sup>	0.37	Alto
Na (cmol/kg)	3.78	Alto
Al <sup>3+h+</sup>	0	Bajo
Textural	Arcilloso	
Descripción	Gris Parduzco	

Para tener datos comparativos con los ensayos normalmente realizados durante una obra vial se realizó un ensayo de CBR del suelo, que se observa en la Figura 3-4. Como resultado se obtuvo un CBR: 3% –que es un valor bastante bajo, que condice con los resultados de clasificación AASHTO los cuales lo caracterizaron como un suelo arcilloso malo.

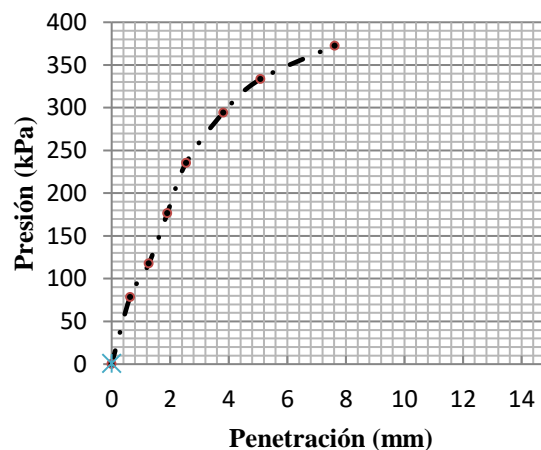


Figura 3-4 –Ensayo de CBR de la muestra de suelo con una enrgía de compactación T-99.

No se realizaron ensayos de CBR con suelo estabilizados con cal, debido a que este procedimiento fue desarrollado para materiales granulares no cementados y, por tal motivo, no es recomendado para ser empleado en los suelos tratados con cal según (TRB, 1987).

### 3.3.2 Cal

La cal utilizada corresponde a una cal hidratada calcítica de la marca Concret Cal. Los ensayos para la determinación de la masa específica real de los granos de la cal siguen las recomendaciones de la (ASTM D854) obteniéndose un valor medio de 24,13 kN/m<sup>3</sup>.

El porcentaje de cal útil vial de la misma es de 81 %. Se determina mediante la norma (INV E 601 13). Este método de ensayo permite estimar la proporción de cal requerida para estabilizar un suelo, determinando el menor porcentaje de cal que da lugar a un pH



de 12.4 en la mezcla de suelo-cal. El ensayo se realiza empleando la fracción de suelo que pasa el tamiz #40.



Figura 3-5 – Cal utilizada

### 3.3.3 Ceniza

Ceniza de bagazo de caña de azúcar, extraída de la caldera de la Alcoholar Paraguaya SA (ALPASA), ubicada en Paraguarí, Paraguay.



Figura 3-6- Ceniza de bagazo de caña de azúcar

En la Tabla 3-4 se observa la granulometría de la ceniza utilizada.



Tabla 3-4 Granulometría ceniza de bagazo de caña de azúcar.

<b>Tamiz</b>	<b>%</b>
% Pasante tamiz #200	1.3
% Pasante tamiz #100	18.4
% Pasante tamiz #50	67.5
% Pasante tamiz #50	98.5

Como establece (Villalba, 2013) las buenas puzolanas a menudo se encuentran como cenizas finas, pero también en forma de grandes partículas o tufos (ceniza volcánica solidificada) que deben ser triturados para emplearse como puzolana. Sin embargo, la calidad de dichas puzolanas puede variar grandemente, incluso dentro de un mismo depósito. Para esta investigación se realizó el molido de las mismas para poder ser utilizadas en las mezclas suelo-cal-puzolana, utilizando luego del molido el pasante del tamiz #200.

Se definió la utilización de porcentajes de puzolanas de 10%, 20% y 30%. Como no contamos con laboratorios de química dentro de la facultad de ingeniería se optó por dichos porcentajes de forma experimental, de manera a determinar los aportes de la misma tanto en resistencia como en durabilidad.

### **3.3.4 Agua**

Para la utilización del agua se utilizó agua desmineralizada.

## **3.4 MÉTODOS**

### **3.4.1 Moldeo y curado de cuerpos de pruebas**

La preparación de los cuerpos de pruebas se realizó con en el pesaje de los materiales, mezcla, compactación, desmolde, almacenaje y curado de los mismos.

Para la preparación del suelo se hizo el secado de las muestras y se utilizó el pasante tamiz N° 4. Respecto a la puzolana se utilizó el pasante de tamiz N° 200.

El moldeo de los cuerpos de pruebas para los ensayos de durabilidad se realizó en moldes cilíndricos de acero de dimensiones internas 100 mm de diámetro y altura 116 mm. (Figura 3-7)



Figura 3-7 - Molde cilíndrico de acero de 100 mm de diámetro por 116 mm de altura

El moldeo de los cuerpos de pruebas para los ensayos de compresión simple y los ensayos triaxiales cíclicos se realizó en moldes cilíndricos de acero de dimensiones internas de 50 mm de diámetro y altura 100 mm (Figura 3-8)



Figura 3-8 –Molde cilíndrico de acero de 50 mm de diámetro por 100 mm de altura

La cantidad de cal y puzolana requerida para la mistura fue calculada en relación a la masa de suelo seco. La cantidad de agua fue definida en relación de la suma de las masas de suelo seco, puzolana y cal o de la suma suma de suelo seco y cal dependiendo del caso.

Para el pesaje de los materiales la precisión de la balanza es de 0.01 g, donde la cantidad es la adecuado para realizar los ensayos y determinar el porcentaje de humedad. Luego del pesaje se realiza la mezcla donde primeramente se realiza la mezcla del suelo con la puzolana y la cal o del suelo y la cal de acuerdo al caso hasta encontrar una mezcla uniforme, Posteriormente se le va adicionando el agua realizando la mezcla durante unos 5 min.

Seguidamente se procedió a la compactación estática en tres camadas en el molde debidamente lubricado de manera q que cada camada cumpla con las especificaciones de porcentaje de humedad y peso específico aparente seco, realizando cuidadosamente el escarificado entre camadas.

Una vez concluido el proceso de compactación del cuerpo de prueba es retirado del molde y se procede al pesaje y anotación de la masa húmeda y medición del diámetro y altura del cuerpo de prueba para posteriormente introducir dentro de bolsas plásticas herméticas.

Luego los cuerpos de pruebas son almacenados por 7 días, a una temperatura de  $23 \pm 2^\circ \text{C}$  o una temperatura de  $40 \pm 2^\circ \text{C}$ .



Figura 3-9 –Control de temperatura de curado ( $40^\circ \text{C}$ )

Las tolerancias establecidas para la aceptación de los cuerpos de pruebas son las siguientes:

- Masa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ):  $\pm 1,0\%$  del valor.
- Porcentaje de humedad ( $\omega$ ): valor especificado  $\pm 0,5\%$
- Dimensiones: diámetro  $50 \pm 0,5$  mm y altura  $100 \pm 1$  mm.  
diámetro  $100 \pm 1$  mm y altura  $116 \pm 1$  mm.

### 3.4.2 Ensayo de durabilidad por mojado y secado de muestras con cepillado.

Para los ensayos de durabilidad fueron adoptados los procedimientos conforme a la norma (ASTM D559, 2003), el cual establece el método para determinar la pérdida de masa, variación de humedad y variación de volumen producidas por ciclos de mojado y secado de cuerpos de pruebas de suelo cal, en este caso suelo-cal- puzolana o suelo-cal.

El ensayo de durabilidad basado en la norma ASTM tiene como objetivo determinar la durabilidad a través de porcentajes de pérdidas de masa obtenida mediante el cepillado de las muestras a lo largo de 12 ciclos de mojado y secado. El cepillo utilizado se muestra en la Figura 3-10



Figura 3-10 Cepillo para ensayo de durabilidad.

### 3.4.3 Ensayos de compresión simple

El ensayo de resistencia a compresión simple es uno de los ensayos más utilizados en la práctica debido a su amplia difusión ya que presenta muchas ventajas como el bajo costo, simplicidad y rápida ejecución.

Para la realización de estos ensayos se utilizó los procedimientos estipulados en la norma (ABNT NBR 5739, 2010).

En la Figura 3-11 se puede apreciar la prensa durante la ejecución de un ensayo de compresión simple.

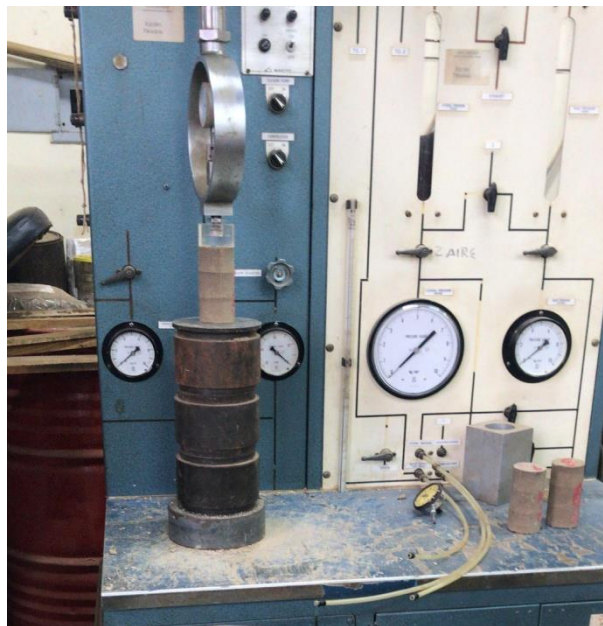


Figura 3-11 – Ensayo de resistencia a la compresión simple

Para evitar el efecto de la succión los cuerpos de pruebas fueron sumergidos en agua durante por lo menos 24 hs antes de la realización del ensayo.

Luego de retirar el cuerpo de prueba son retirados del agua y secado con un trapo absorbente para posteriormente realizar el ensayo anotando la carga máxima alcanzada por el cuerpo de prueba. Para los ensayos fue utilizada una prensa automática en conjunto con un aro de capacidad de 1 tf y otro de 3,5 tf, a una velocidad de compresión de 1,14 mm/min. según la norma americana (ASTM D 5102, 1996).

Fueron moldeados los cuerpos de pruebas indicados en Tabla 4-1, donde existen combinaciones de suelo – cal – puzolana y combinaciones de suelo – cal.

#### **3.4.4 Ensayos para determinación de módulo de Resiliencia.**

Para realización de estos ensayos se utilizó los procedimientos estipulados en la norma (AASHTO T307/99, 2012).

En la Figura 3-12 se observa el aparato triaxial dinámico utilizado para la realización de los ensayos

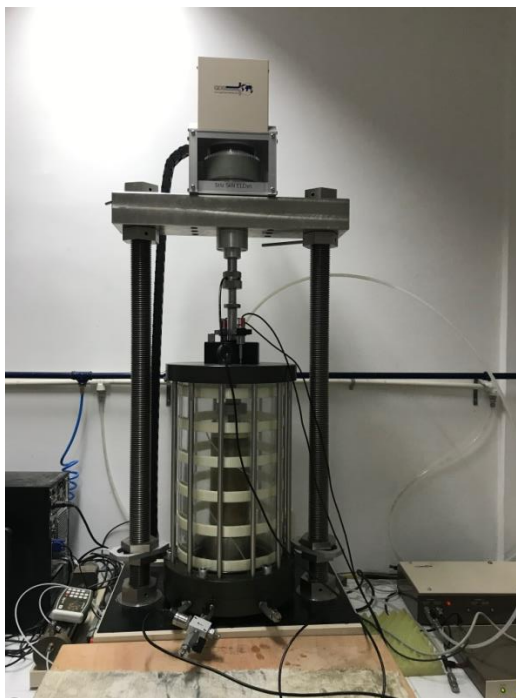


Figura 3-12 Aparato triaxial dinámico GDS 5Hz 5k ELDyn

(HIEBERT & MORA, 2019), describen primeramente las partes del equipo triaxial dinámico utilizado en el laboratorio de geotecnia y asfalto de la Facultad de Ingeniería de la UNA, el cual está constituido por:

- Prensa de carga:

La prensa de carga del equipo de ensayos de carga repetida en la compresión triaxial se compone de una cámara o célula triaxial, un pórtico de reacción del cargamento, dos vástagos de soporte del pórtico y una base de soporte.

La cámara está compuesta de una campana cilíndrica de acrílico que encaja sobre una base metálica. Una tapa metálica se ajusta en la parte superior de la campana de acrílico. El cierre completo del sistema es realizado mediante un conjunto de vástagos que atraviesan orificios en la tapa y son atornilladas en la base metálica de la cámara.

Un pedestal para apoyo del cuerpo de prueba de 10 cm de diámetro está atornillado a la base metálica en el centro de la misma. El pedestal tiene una ranura en su altura media para permitir la colocación de los anillos de goma que fijan la membrana envolvente al

cuerpo de prueba. La tapa tiene en el centro un agujero para permitir la introducción del vástago de transmisión del cargamento al cuerpo de prueba.

Cinco válvulas de tipo mariposa están situadas en la base metálica, de las cuales, la situada en el medio de las que van hacia el frente es conectar el medidor de presión de la campana y los otros dos restantes son para controlar la presión interna de la probeta. Las dos válvulas de atrás se mantienen cerradas durante el ensayo.

El pórtico de reacción de carga consiste en una pieza prismática única de gran peso, que se inserta en dos vástagos mediante dos agujeros extremos. Los vástagos, los cuales se encuentran torneados, son fijados a la base de la prensa de carga. Los vástagos contienen espirales torneados, que permiten el movimiento del pórtico hacia arriba o hacia abajo. Este movimiento se realiza manualmente mediante cuatro roscas colocadas por debajo y por encima del pórtico, las cuales se tienen que llevar al límite para que la altura libre del pórtico sea la necesaria para la colocación de la cámara. Los vástagos se fijan a la base mediante elementos de sujeción para que la cámara no tenga desplazamientos verticales de tracción.

- Sistema de carga

El sistema de carga del equipo de ensayos de carga repetida en la compresión triaxial está compuesto por un cilindro de presión, un vástago de conexión y un cabezal de distribución de carga, el cual contiene la celda de carga que apoya sobre la probeta ensayada.

Las cargas a aplicar son inducidas desde el software controlador y aplicadas al cuerpo de prueba, midiendo en todo momento que la tensión sea correcta desde la celda de carga. Las cargas cíclicas se aplican con una frecuencia de 1 Hz, lo cual reproduce el efecto de carga a 60 km/h a una profundidad de 40 cm. (Peres Núñez, 2004)

- Instrumentación

Durante el ensayo de carga repetida a la compresión triaxial es necesario controlar las magnitudes de tensión desviación y confinamiento y medir los desplazamientos



verticales del cuerpo de prueba. La magnitud de la tensión de desvío se controla mediante una célula de carga localizada en la cara superior del cabezal del sistema de carga.

Las lecturas de desplazamiento vertical de los cuerpos de prueba se realizan con empleo de LVDT (Transformador diferencial de variación lineal) los cuales son posicionados en el soporte correspondiente sobre cámara triaxial, con lecturas de desplazamiento en la cara superior del cuerpo de prueba. El sistema se compone de un soporte atornillado el cual contiene dos espacios para colocar los LVDT separados diametralmente y asegurarlos, de manera a que los mismos estén en contacto con la parte superior del cabezal, midiendo desde ahí las lecturas de deformaciones como se observa en la Figura 3-13.



Figura 3-13 Ranura para sostener los medidores de deformación LVDT.

El sistema hace que los LVDT se comprimen cuando el sistema de carga se desplaza verticalmente y las lecturas sean transmitidas al software controlador.

Todos los dispositivos de lectura son conectados a un controlador que transmite las lecturas al software, el cual debe estar encendido y correctamente conectado al equipo que ejecutará el software.



## CAPÍTULO 4. Programa de ensayos.

### 4.1 Moldeo de probetas.

#### 4.1.1 Definición de puntos de moldeo

Para esta investigación se realizó la curva de compactación de suelo cal 5%, 8%, 11% con dos energías de compactación T-99 y T-180 (AASHTO) Figura 4-1; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** De esta manera se determinó una humedad del 14% considerada de acuerdo a una situación de campo, la cual sería fija para la ejecución de los ensayos de durabilidad, compresión simple, y ensayo de módulo resiliente. Así mismo, se hicieron pruebas con contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30% para determinar su aporte.

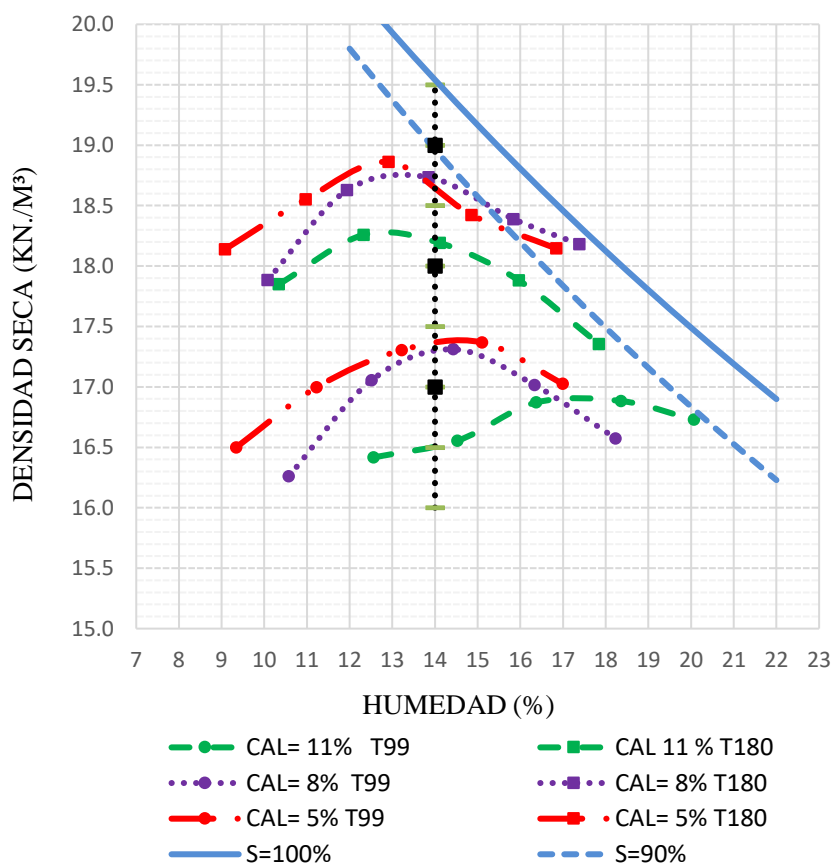


Figura 4-1 Ensayo Proctor T99 y T180 de muestras de suelo cal

De manera a determinar el comportamiento del peso específico máximo seco al adicionarle la puzolana, se realizó el Proctor T-99 para un contenido de cal de 11% y 30% de cal añadida. Figura 4-2.

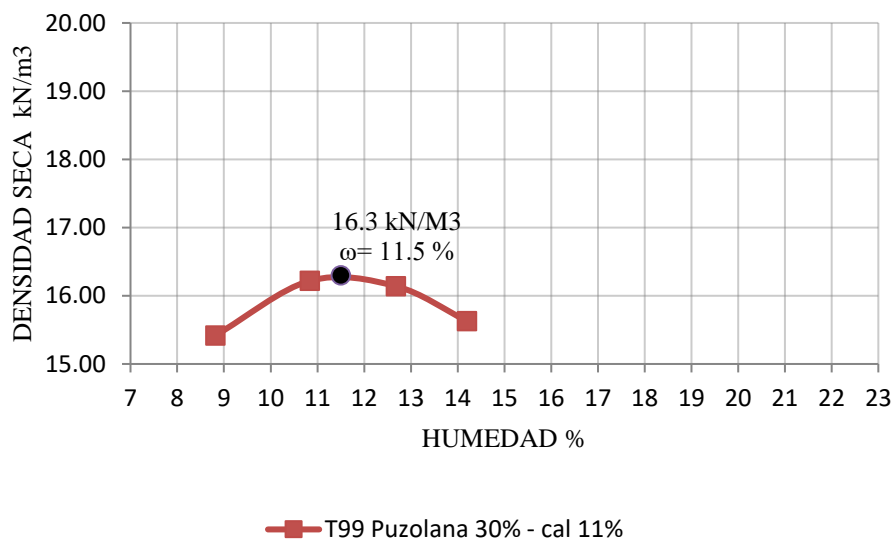


Figura 4-2 Ensayo de compactación Proctor T-99 para suelos con adición de cal y puzolana.

Se puede observar que al aumentarle el contenido de puzolana y de cal el peso específico máximo seco disminuye notoriamente. Para un contenido de cal de 11% y puzolana 30% tenemos un peso específico máximo seco de  $16,3 \text{ kN/m}^3$  y una humedad óptima de 11,5 %.

#### 4.1.1.1 Moldeo para ensayo de resistencia a compresión simple.

Para el moldeo de probetas para ensayo a compresión simple se utilizaron probetas de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura.

En la Tabla 4-1, se muestra la tabla de puntos de moldeo para ensayo de resistencia a compresión simple de suelo cal puzolana.

Tabla 4-1 – Puntos de moldeo para ensayo de resistencia a compresión simple.

N°	Porcent. de humedad	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Porcentaje de puzolana.	Porcentaje de cal	Temperatura de curado	Tiempo Curado	Cuerpo de prueba
1	14	19	0% - 10% - 20% - 30%	5%	23°C – 40°C	7 días	6
2	14	19	0% - 10% - 20% - 30%	8%	23°C – 40°C	7 días	8
3	14	19	0% - 10% - 20% - 30%	11%	23°C – 40°C	7 días	8
4	14	18	0% - 10% - 20% - 30%	5%	23°C – 40°C	7 días	8
5	14	18	0% - 10% - 20% - 30%	8%	23°C – 40°C	7 días	8
6	14	18	0% - 10% - 20% - 30%	11%	23°C – 40°C	7 días	8
7	14	17	0% - 10% - 20% - 30%	11%	23°C – 40°C	7 días	8
<b>Total de Ensayos</b>							<b>54</b>

#### 4.1.1.2 Moldeo para ensayo de resistencia de durabilidad.

Para el moldeo de probetas para ensayo a compresión simple se utilizaron probetas de 10 cm de diámetro y 10 cm de altura. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra puntos de moldeo para ensayo de durabilidad

Tabla 4-2 - Puntos de moldeo para ensayo de durabilidad con cepillado. (Perdida de masa)

N°	Porcentaje de humedad	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Porcentaje de puzolana	Porcentaje de cal	Temperatura de curado	Tiempo Curado	Cuerpo de prueba
1	14	19	0% - 10% - 20% - 30%	5%	23°C – 40°C	7 días	6
2	14	19	0% - 10% - 20% - 30%	8%	23°C – 40°C	7 días	8
3	14	19	0% - 10% - 20% - 30%	11%	23°C – 40°C	7 días	8
4	14	18	0% - 10% - 20% - 30%	5%	23°C – 40°C	7 días	8
5	14	18	0% - 10% - 20% - 30%	8%	23°C – 40°C	7 días	8
6	14	18	0% - 10% - 20% - 30%	11%	23°C – 40°C	7 días	8
7	14	17	0% - 10% - 20% - 30%	11%	23°C – 40°C	7 días	8
<b>Total de Ensayos</b>							<b>54</b>

*Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal.*

#### 4.1.1.3 Moldeo para ensayo de módulo resiliente.

Para el moldeo de probetas para ensayo a compresión simple se utilizaron probetas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura.

En la Tabla 4-3 se muestra puntos de moldeo para ensayo de módulo resiliente.

Tabla 4-3 Puntos de moldeo para ensayo de módulo resiliente.

N°	Porcentaje de humedad	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Porcentaje de cal	Temperatura de curado	Tiempo Curado	Cuerpo de prueba
1	14	19	0%-5%-8%-11%	23°C	7 días	4
2	14	18	0%-5%-8%-11%	23°C	7 días	4
3	14	17	0%-5%-8%-11%	23°C	7 días	4
<b>Total de ensayos</b>						<b>12</b>

#### 4.2 Programa de ensayo de resistencia a compresión simple

Los ensayos de pérdida de masa fueron realizados conforme a la norma (ABNT NBR 5739, 2010). Los cuerpos de pruebas fueron moldeados para porcentajes de cal de 5%, 8%, 11% para los pesos específicos 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup>, para un porcentaje de humedad de 14% con un tiempo de cura de 7 días.

#### 4.3 Programa de ensayo de durabilidad de mojado y secado con cepillado

Los ensayos de durabilidad con pérdida de masa fueron realizados conforme a la norma (ASTM D559, 2003). Los cuerpos de pruebas fueron moldeados para porcentajes de cal de 5%, 8%, 11% para los pesos específicos 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup>, para un porcentaje de humedad de 14% con un tiempo de cura de 7 días. Así mismo fue analizado el aporte de la puzolana en un porcentaje de 10%, 20% y 30%.

#### 4.4 Programa de ensayo de módulo resiliente.

Los ensayos de módulo resiliente fueron realizados conforme a la norma (AASHTO T307/99, 2012). Los cuerpos de pruebas fueron moldeados para porcentajes de cal de 5%, 8%, 11% para los pesos específicos 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup>, para un porcentaje de humedad de 14% con un tiempo de cura de 7 días.

## **CAPÍTULO 5. Presentación y análisis de resultados.**

### **5.1 ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE**

El objetivo es evaluar los efectos de los porcentajes de cal y los porcentajes de puzolana para un determinado porcentaje de humedad estudiado, así como la correlación de los mismos con la relación vacíos/cal.

#### **5.1.1 Efectos de la temperatura de curado en resistencia a compresión simple no confinada con distintos porcentajes de cal sin ceniza.**

A continuación, son presentadas las curvas de variación de resistencia a compresión simple no confinada con respecto a los porcentajes de cal sin la presencia de cenizas.

Comenzamos analizando en la Figura 5-1 para un peso específico de  $17 \text{ kN/m}^3$  con temperaturas de curado de  $40^\circ\text{C}$  y temperaturas de  $23^\circ\text{C}$ . Para un porcentaje de cal 5 % se observa un aumento de la resistencia en un 66 %, seguido de 82% para un contenido de cal de 8%, para finalmente 83 % para un contenido de cal del 11 %. A medida que aumenta el contenido de cal observamos un aumento en el crecimiento de la resistencia. Esta diferencia es notoria entre un contenido de cal de 5% y de 8%.

Así mismo analizamos en la Figura 5-1 para un peso específico de  $18 \text{ kN/m}^3$  con temperaturas de curado de  $40^\circ\text{C}$  y temperaturas de  $23^\circ\text{C}$ . Para un porcentaje de cal de 5% se observa un aumento de resistencia de 93 %, mientras que para un contenido de 8% se observa un aumento de 115%, para finalmente un aumento en el crecimiento del 115% para un contenido de 11%. Se observa que existe mayor crecimiento para un contenido de cal de 8% que para un contenido de cal de 5%, manteniéndose constante el crecimiento para un contenido de cal 11% respecto al 8%.

Por último, analizamos en la Figura 5-1 para un peso específico de  $19 \text{ kN/m}^3$  con temperaturas de curado de  $40^\circ\text{C}$  y temperaturas de  $23^\circ\text{C}$ . Con un contenido de cal del 5% se observa un aumento de resistencia del 86%, para un contenido del 8% un aumento del 126% y por último para un contenido del 11% un aumento del 112%.

Se observa un aumento significativo de la resistencia al variar la temperatura de curado de  $23^\circ\text{C}$  a  $40^\circ\text{C}$ . Con esto podemos concluir que la suba de resistencia para un

contenido de cal de 5% para un curado de 40°C con respecto a 23°C es del orden del 80%, mientras que para un contenido de 8% y 11% se encuentra en el orden del 100%.

Esto condice con lo que establece (BELL F. , 1996) sobre que temperaturas más altas aceleran el curado y desarrollo de resistencia, mientras que las temperaturas más bajas retardan el progreso de las reacciones cal-suelo.

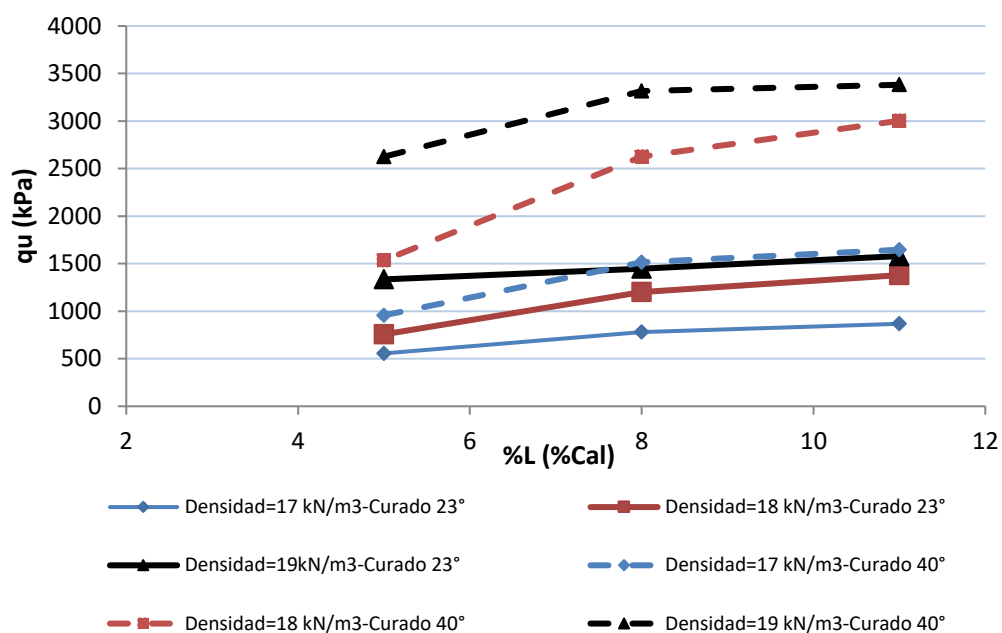


Figura 5-1 – Resistencia  $q_u$  vs porcentaje de cal. Curado 7 días a 23°C y 40°C

Además, en la Figura 5-2 se muestra el gráfico de resistencia a compresión simple no confinada con respecto a la porosidad para los distintos contenidos de cal ensayados. Se observa que al aumentar el índice de porosidad disminuye la resistencia a la compresión no confinada, es decir cuando más densa la muestra mayor resistencia.

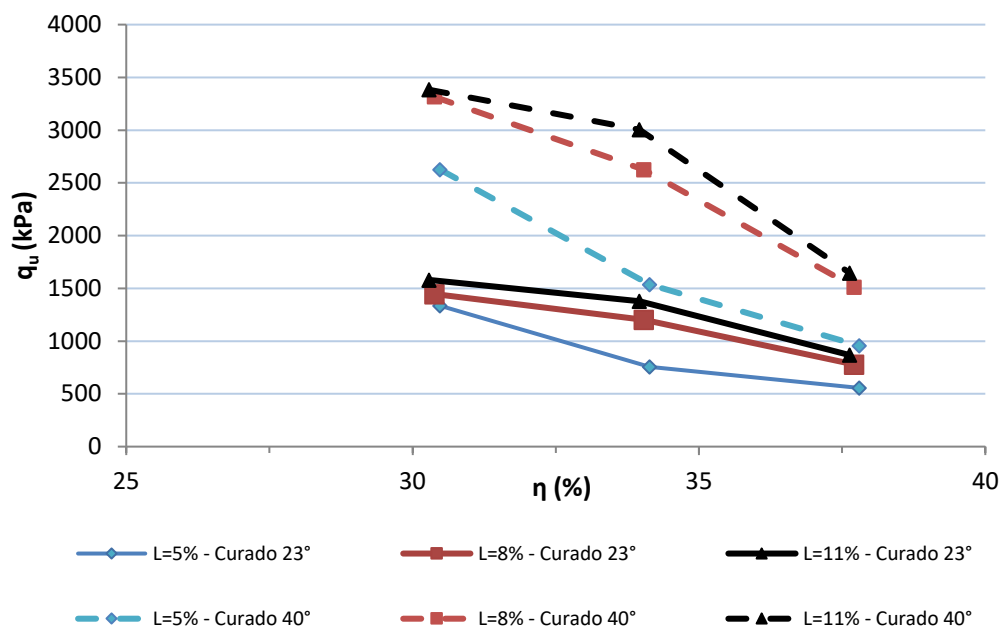


Figura 5-2 – Resistencia  $q_u$  vs porosidad. Curado 7 días a 23°C y 40°C

### 5.1.2 Efectos de la puzolana (ceniza) en la resistencia a la compresión simple a 23°C.

A continuación, se muestran los resultados de compresión simple ( $q_u$ ) obtenidos para las probetas de suelo-cal-puzolana (ceniza) curadas a 23°C.

Se observan en las Figura 5-3, Figura 5-4, Figura 5-5, Figura 5-6 una disminución considerable de la resistencia con la adición de la puzolana, por la cual la misma no aporta mejora en la resistencia. Una de las posibles explicaciones de la disminución de las resistencias, es que las reacciones puzolánicas necesitan mayores tiempos de curado.

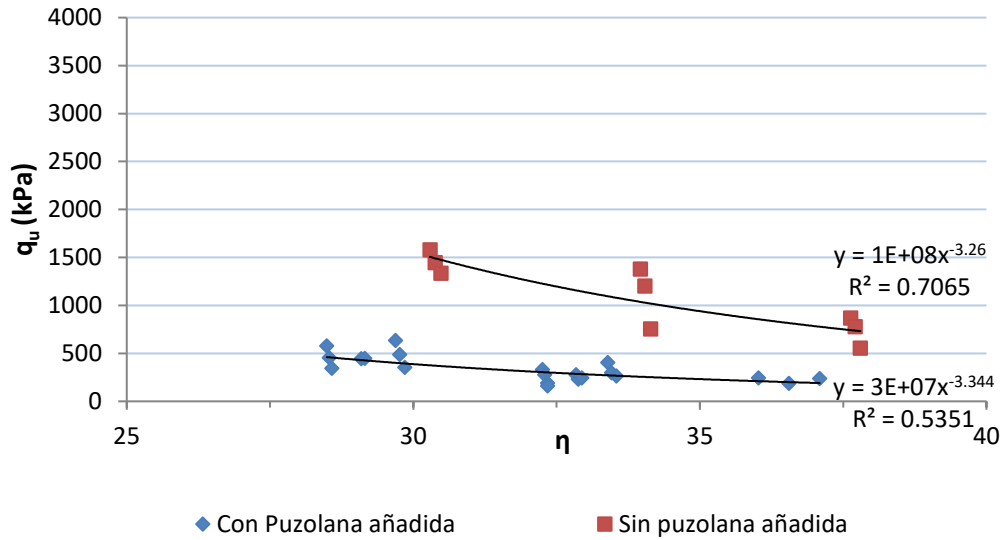


Figura 5-3 - Resultados de compresión simple vs porosidad – Curado a 7 días - 23°C –  
Con vs sin puzolana

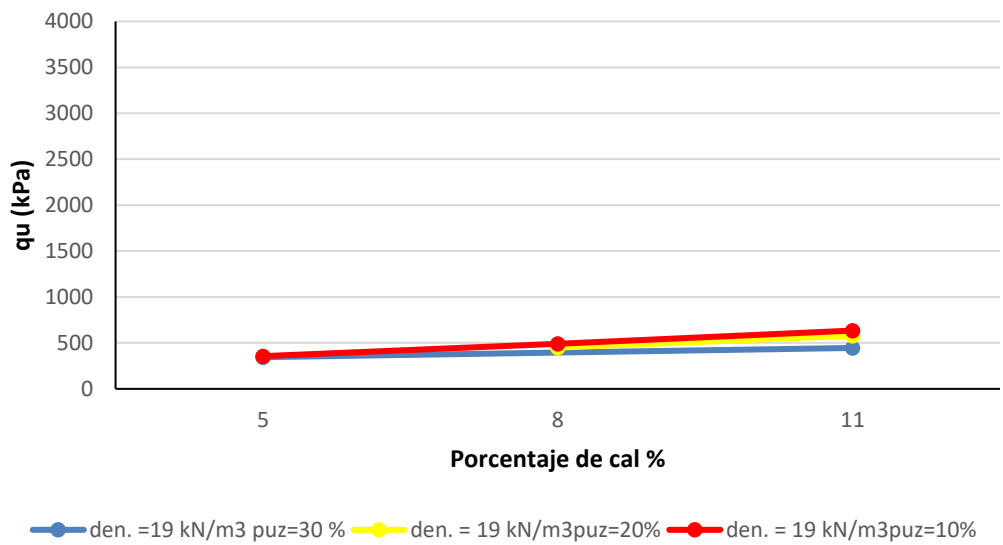


Figura 5-4 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máxima seca de 19 kN/m<sup>3</sup> y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura 23°C.



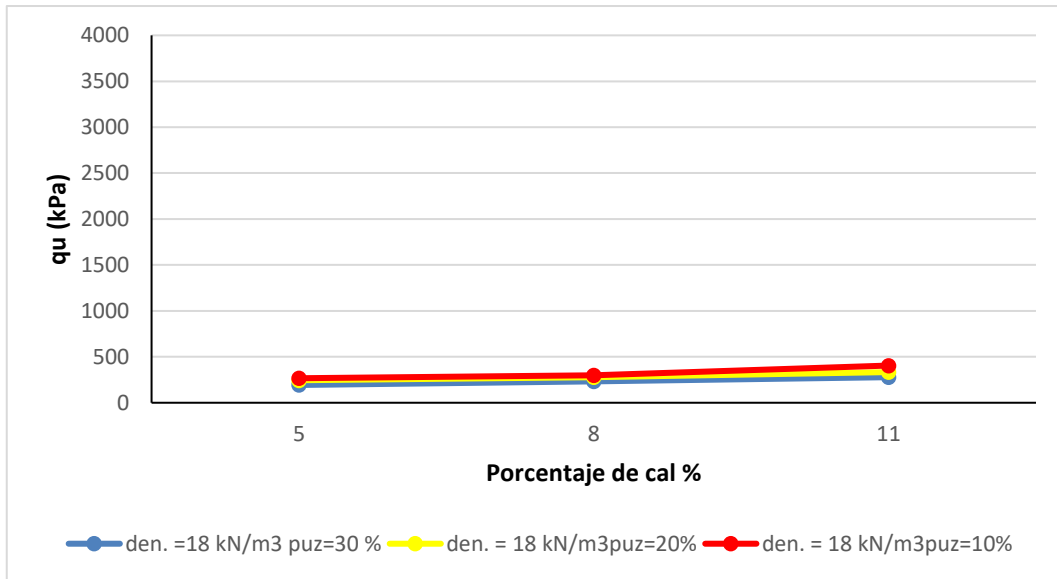


Figura 5-5 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de  $18 \text{ kN/m}^3$  y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura  $23^\circ\text{C}$ .

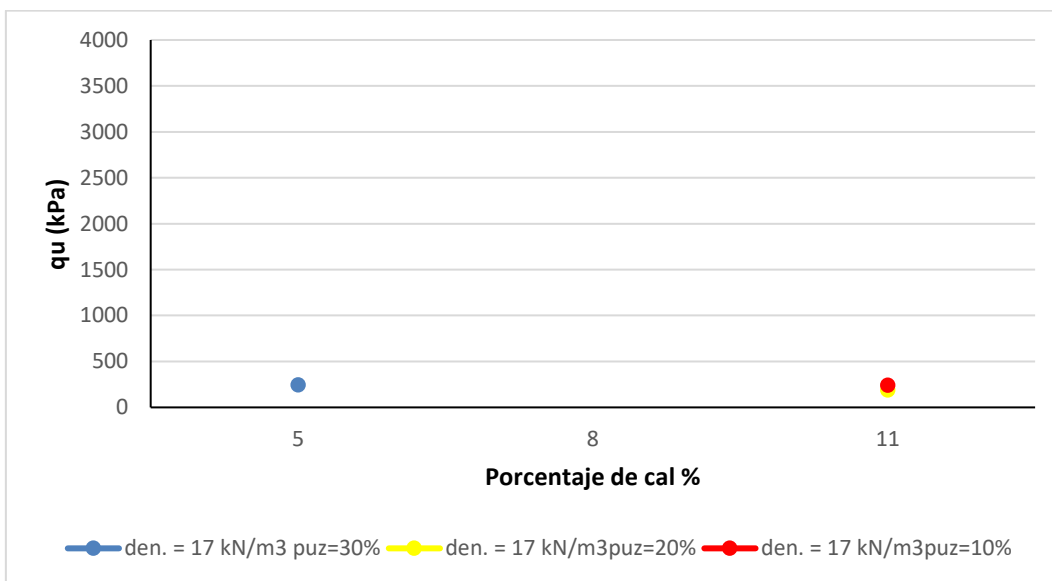


Figura 5-6 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de  $17 \text{ kN/m}^3$  y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura  $23^\circ\text{C}$ .

### 5.1.3 Efectos de la puzolana (ceniza) en la resistencia a la compresión simple a 40°C.

A continuación, se muestran los resultados de compresión simple ( $q_u$ ) obtenidos para las probetas de suelo-cal-puzolana (ceniza) curadas a 40°C.

Se observan en la Figura 5-7, Figura 5-8, Figura 5-9, Figura 5-10, una disminución considerable de la resistencia con la adición de la puzolana, por la cual la misma no aporta mejora en la resistencia. Para temperaturas de curado de 23°C y 40°C se observaron disminuciones importantes en la resistencia del orden del 100%.

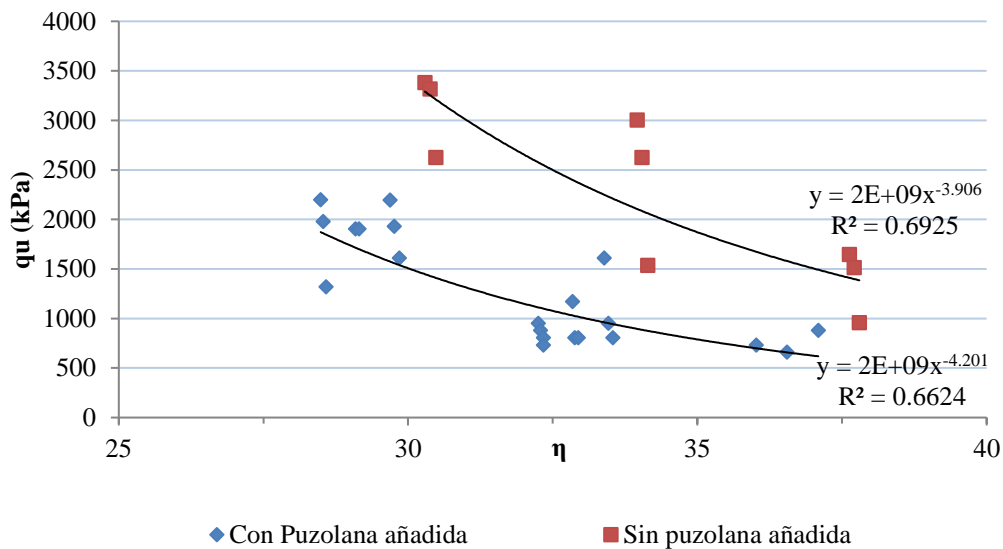


Figura 5-7 - Resultados de compresión simple vs porosidad – Curado a 7 días - 40°C – Con vs sin puzolana

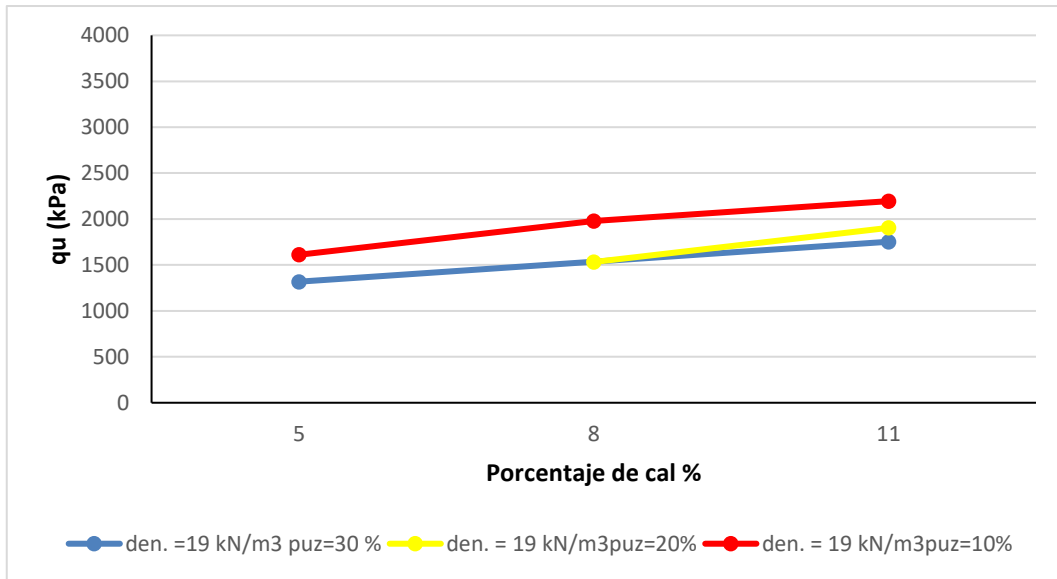


Figura 5-8 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de  $19 \text{ kN/m}^3$  y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura  $40^\circ\text{C}$ .

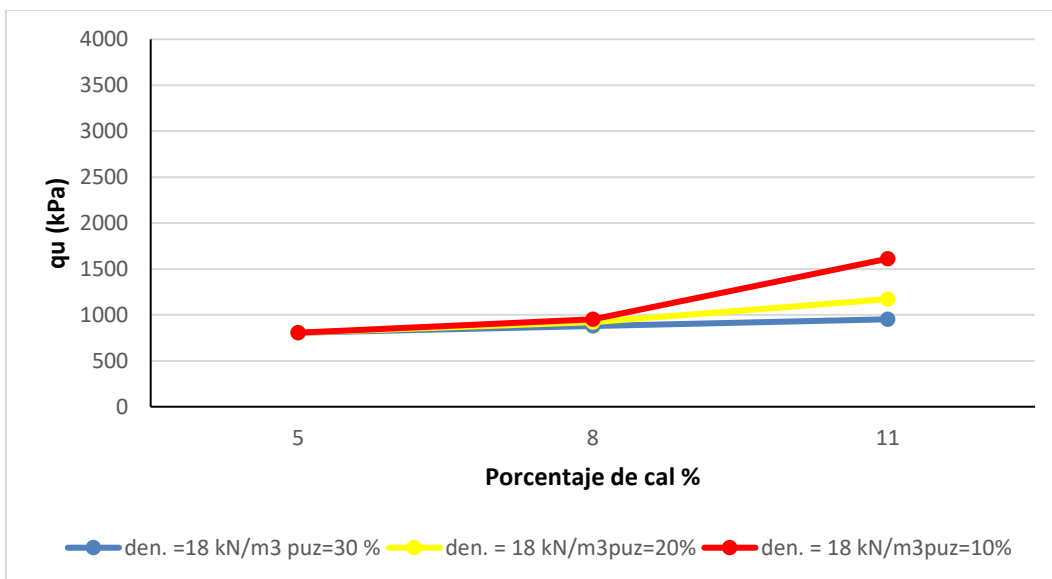


Figura 5-9 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de  $18 \text{ kN/m}^3$  y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura  $40^\circ\text{C}$ .

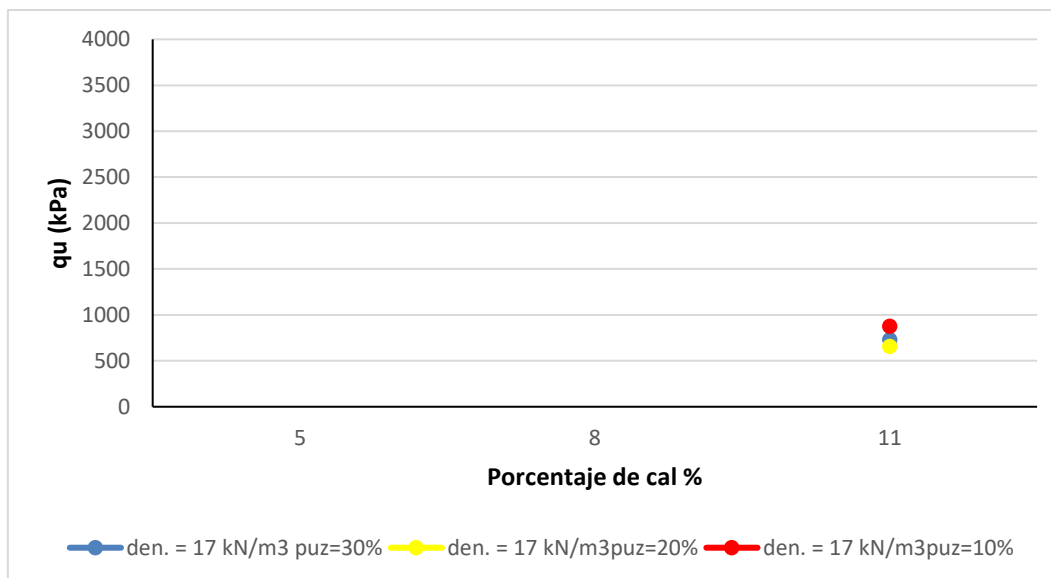


Figura 5-10 Compresión simple vs Porcentaje de cal para un peso específico máximo seco de  $17 \text{ kN/m}^3$  y contenidos de puzolana de 10%, 20% y 30%. Curado 7 días temperatura  $40^\circ\text{C}$ .

#### 5.1.4 Efecto de la relación porosidad/contenido de cal de las mezclas en los ensayos de compresión simple

En la Figura 5-11 se muestran los resultados de compresión simple versus porosidad/cal para un curado a  $23^\circ\text{C}$ .

Así mismo, se observa en la Figura 5-11, Figura 5-12 un aumento considerable de alrededor de 2 veces la resistencia a compresión simple no confinada de las muestras con la temperatura de curado de  $40^\circ\text{C}$  con respecto a la de  $23^\circ\text{C}$ . Esto puede deberse a que la temperatura ayuda a acelerar las reacciones puzolánicas dentro del suelo, de manera a formar los geles cementantes que favorecen al aumento de resistencia. Es importante resaltar que a medida que aumenta el porcentaje de ceniza la caída de la resistencia crece.

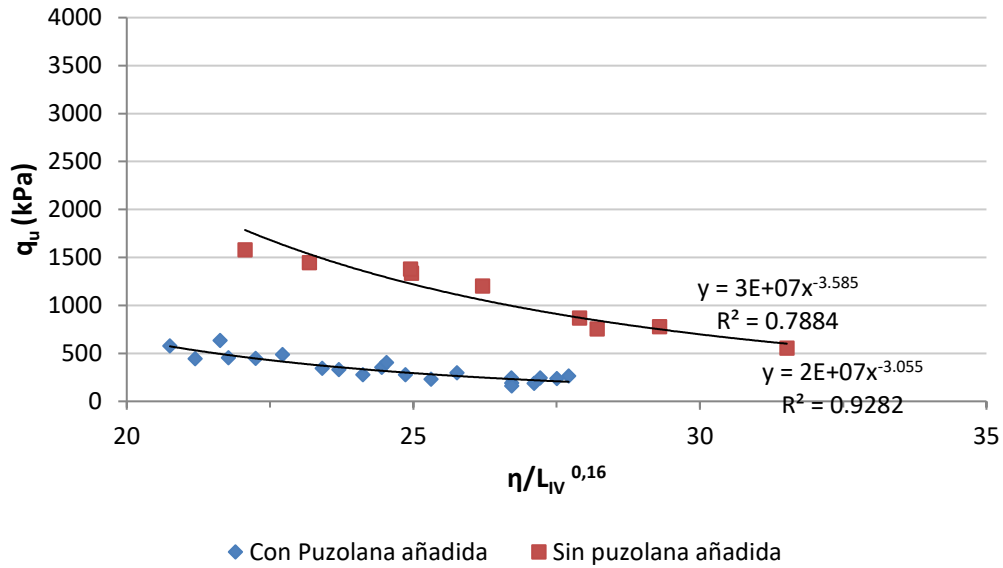


Figura 5-11 - Resultados de compresión simple vs porosidad/cal – Curado a 7 días - 23°C – Con vs sin puzolana

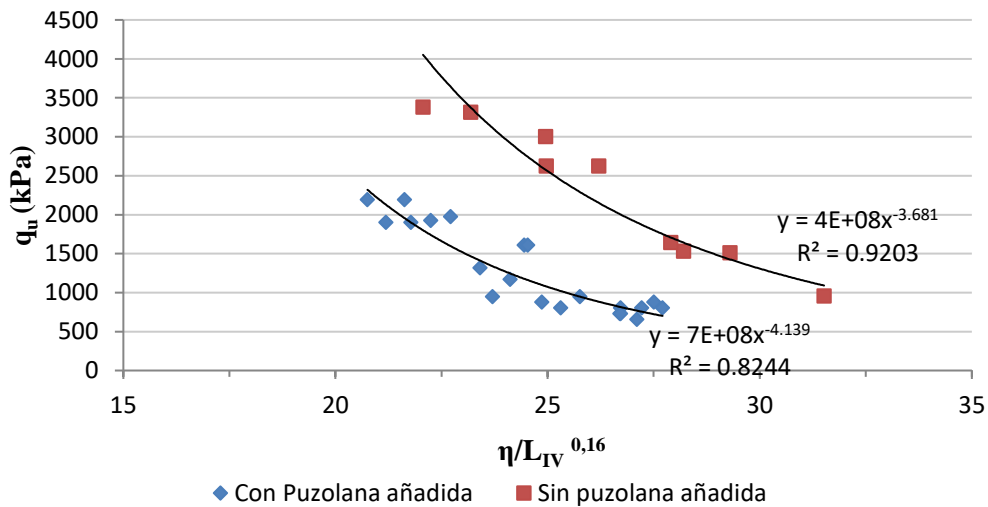


Figura 5-12 Resultados de compresión simple vs porosidad/cal – Curado a 7 días -40°C – Con vs sin puzolana

Se observan los mismos resultados ya especificados en 5.1.3, donde se presenta una caída importante en la resistencia con la adición de la puzolana. De esta forma, la no

activación de las puzolanas puede deberse al tiempo de curado, resultando 7 días insuficientes para la formación de geles cementantes.

## 5.2 Ensayo de durabilidad

### 5.2.1 Ensayo de durabilidad – mojado y secado con cepillado. (Sin ceniza).

#### 5.2.1.1 Temperatura de curado 23°C

En la Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15 se presentan los resultados de los ensayos de durabilidad, mostrando la pérdida de masa durante los 12 ciclos para porcentajes de cal (5%, 8 %, 11%) para pesos específicos secos de 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup> sin ceniza y un tiempo de curado de 7 días a 23°C.

En la Figura 5-13 correspondiente a un peso específico de 19 kN/m<sup>3</sup> a 23 °C donde observamos valores bastante cercanos en la pérdida de masa de contenidos de cal de 8% y 11%, teniendo valor acumulado del orden del 12 % en los 12 ciclos; sin embargo para un contenido de cal del 5% ya alcanza una pérdida de masa acumulada de 12% en el 8vo ciclo.

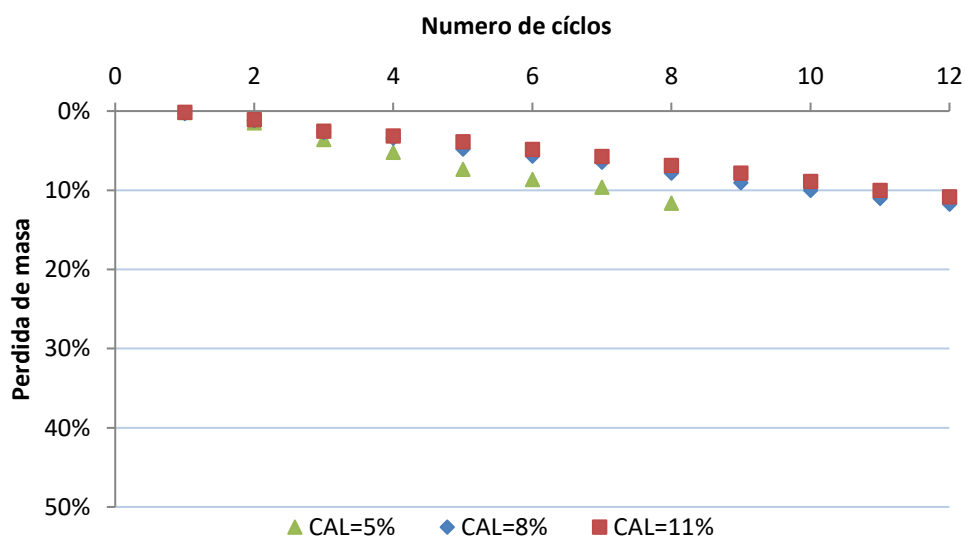


Figura 5-13 – Ensayo durabilidad para peso específico seco de 19 kN/m<sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 23 °C

En la Figura 5-14 (18 kN/m<sup>3</sup>, 23°C) se observa una pérdida de masa acumulada del orden del 20% en los 12 ciclos para contenidos de cal de 8% y 11%. Con contenido de cal de 5% en el 8vo ciclo ya supera el orden de los 25% de pérdida de masa acumulada.

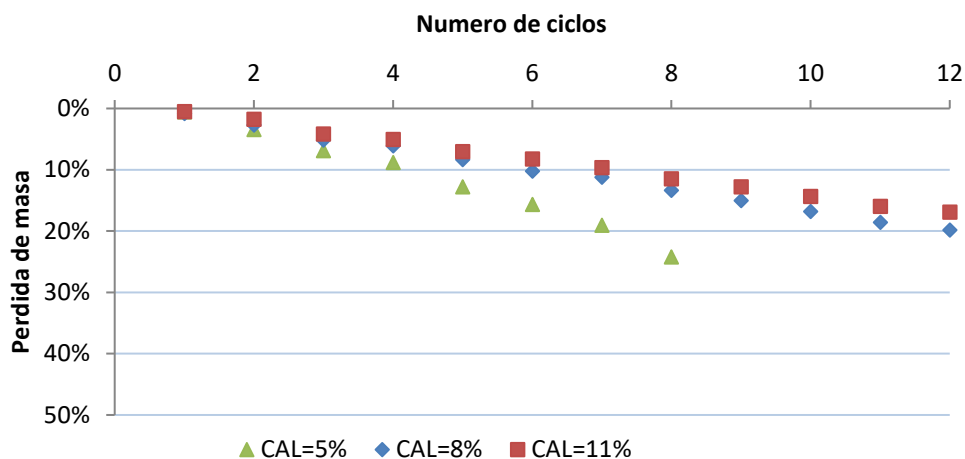


Figura 5-14 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 18 kN/m<sup>3</sup> (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a 23 °C

En la Figura 5-15 (17 kN/m<sup>3</sup>, 23°C) se observa una pérdida de masa acumulada del orden del 30% en los 12 ciclos para contenidos de cal de 11%, y un valor de 45 % para un contenido de 8% de cal en el 9 ciclo. Con contenido de cal de 5% ya en los primeros ciclos se pierde la muestra.

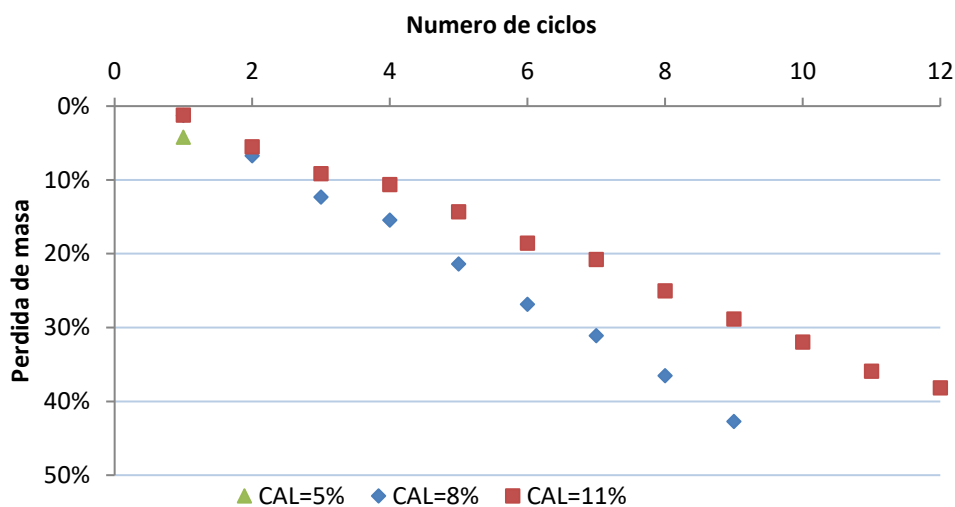


Figura 5-15 - Ensayo durabilidad para peso específico seco de  $17 \text{ kN/m}^3$  (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a  $23^\circ\text{C}$ .

Analizando todos los gráficos, se podría observar que no solo el contenido de cal es de gran importancia en la durabilidad, sino también la energía de compactación empleada.

### 5.2.1.2 Temperatura de curado $40^\circ\text{C}$

Se modificaron los parámetros del curado elevando la temperatura a  $40^\circ\text{C}$  de manera a evaluar su incidencia en la durabilidad de las muestras. En Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15 se presentan los resultados de los ensayos de durabilidad, donde se muestran la pérdida de masa durante los 12 ciclos para porcentajes de cal (5%, 8 %, 11%), para pesos específicos secos ( $17 \text{ kN/m}^3$ ,  $18 \text{ kN/m}^3$ ,  $19 \text{ kN/m}^3$ ) sin ceniza y un tiempo de curado de 7 días a  $40^\circ\text{C}$ .

En la Figura 5-16, correspondiente a un peso específico seco de  $19 \text{ kN/m}^3$  a  $40^\circ\text{C}$  observamos valores de pérdida de masa acumulado del orden del 10% en los 12 ciclos para contenidos de cal de 8% y 11%, mientras que un valor del 15% alcanzado en el 4to ciclo para un contenido de cal del 5%.



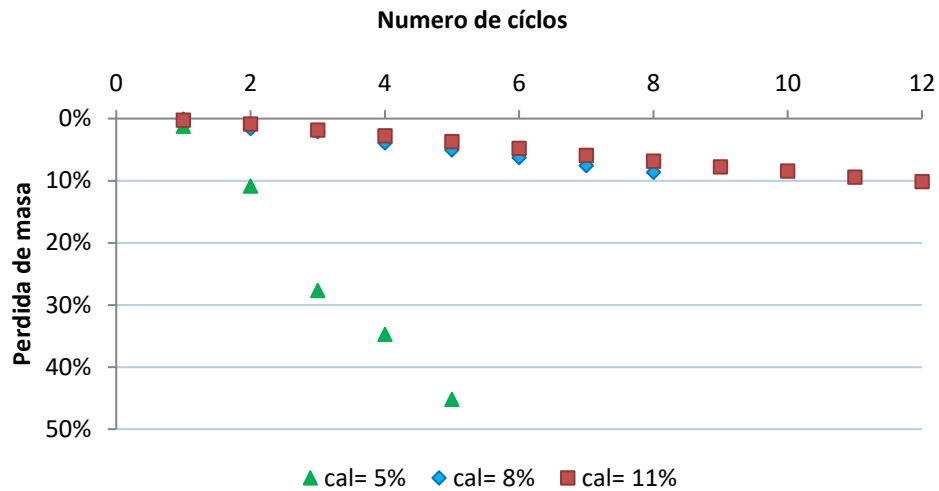


Figura 5-16 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $19 \text{ kN/m}^3$  (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a  $40^\circ \text{C}$

En la Figura 5-17 ( $18 \text{ kN/m}^3$ ,  $40^\circ \text{C}$ ) se observa una pérdida de masa del orden del 12% en los 12 ciclos para contenidos de cal de 8% y 11%. Con contenido de cal de 5% en el 6to ciclo supera el orden de los 15% de pérdida de masa.

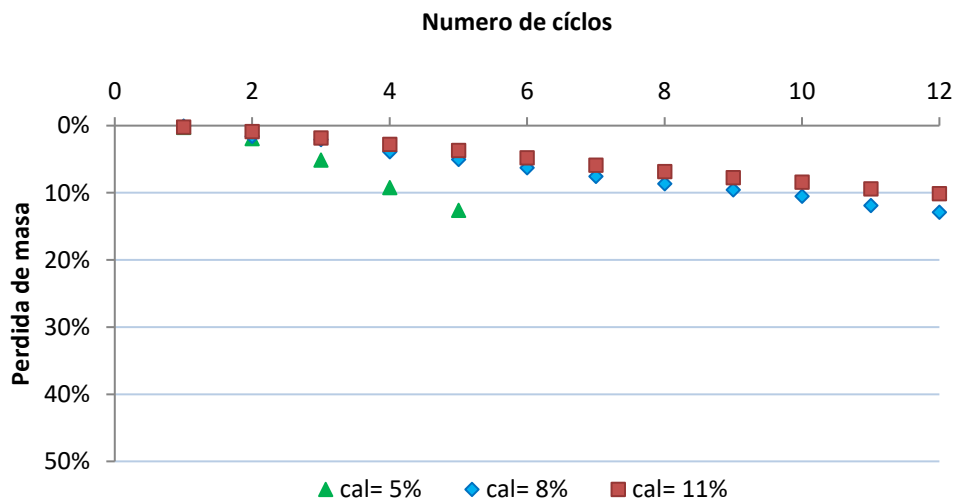


Figura 5-17 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $18 \text{ kN/m}^3$  (cal 5%, 8%, 11%). Curado 7 días a  $40^\circ \text{C}$ .

En la Figura 5-18 (17 kN/m<sup>3</sup>, 40°C) se observa una pérdida de masa acumulada del orden del 30% en los 12 ciclos para contenidos de cal de 11%, y de 25% para un contenido de 8% de cal ya en el 7 ciclo. Con contenido de cal de 5% en los primeros ciclos se pierde la muestra.

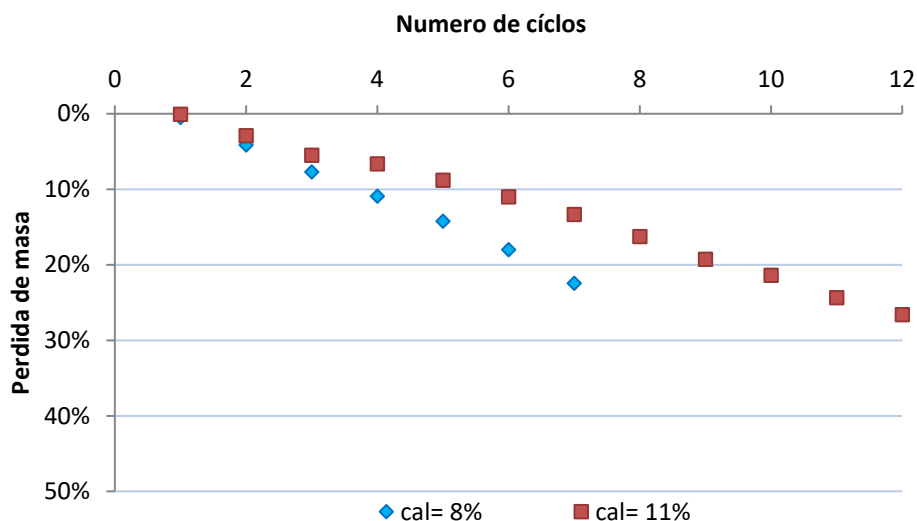


Figura 5-18 - Ensayo durabilidad para peso específico seco 17 kN/m<sup>3</sup> (cal 5%, 11%).  
Curado 7 días a 40 °C.

Realizando una comparativa entre las muestras curadas a 23°C y las muestras curadas a 40°C no se observa una variación significativa en cuanto a pérdidas de masa. Se obtienen valores que se encuentran dentro del mismo orden. Por lo tanto, los factores que mayormente influyen en la durabilidad de las muestras son el contenido de cal y la energía de compactación utilizada. Otro factor que resaltar es, que no se observan grandes variaciones en pérdida de masa entre contenidos de cal de 8% y contenido del 11%, sin embargo, entre contenidos de cal del 5% y contenido del 8% si se observan cambios significativos.

Más adelante se introduce una nueva variable, como ser la adición de puzolana, de manera a evaluar los resultados en la mezcla suelo-cal-puzolana.

## 5.2.2 Ensayo de durabilidad – mojado y secado con cepillado. (Con ceniza).

### 5.2.2.1 Temperatura de curado 23°C

En la Figura 5-19, Figura 5-20, Figura 5-21, Figura 5-22, Figura 5-23, Figura 5-24, Figura 5-25, Figura 5-26 se presentan los resultados de los ensayos de durabilidad, de la pérdida de masa durante los 12 ciclos para porcentajes de cal (5%, 8 %, 11%), con pesos específicos secos de  $17 \text{ kN/m}^3$ ,  $18 \text{ kN/m}^3$  y  $19 \text{ kN/m}^3$ , con contenidos de ceniza del 10%, 20% y 30%, y un tiempo de curado de 7 días a 23°C.

A diferencia de las muestras sin puzolana, las muestras con un contenido de cal de 5%, y contenidos de puzolana de 10%, 20 % y 30%, y para un peso específico seco de  $19 \text{ kN/m}^3$ , resistieron los 12 ciclos del ensayo con una pérdida de masa acumulada de alrededor del 11% para 10% y 20% de puzolana, y del 30% para contenidos de 30% de puzolana, mientras que la muestra sin puzolana y el mismo contenido de cal resistió únicamente hasta el ciclo número 8 de mojado y secado con cepillado Figura 5-13. Sin embargo, para el porcentaje de 30% de puzolana notamos un aumento considerable de la pérdida de masa de las muestras con respecto a contenidos del 10% y 20% de puzolana. Figura 5-19

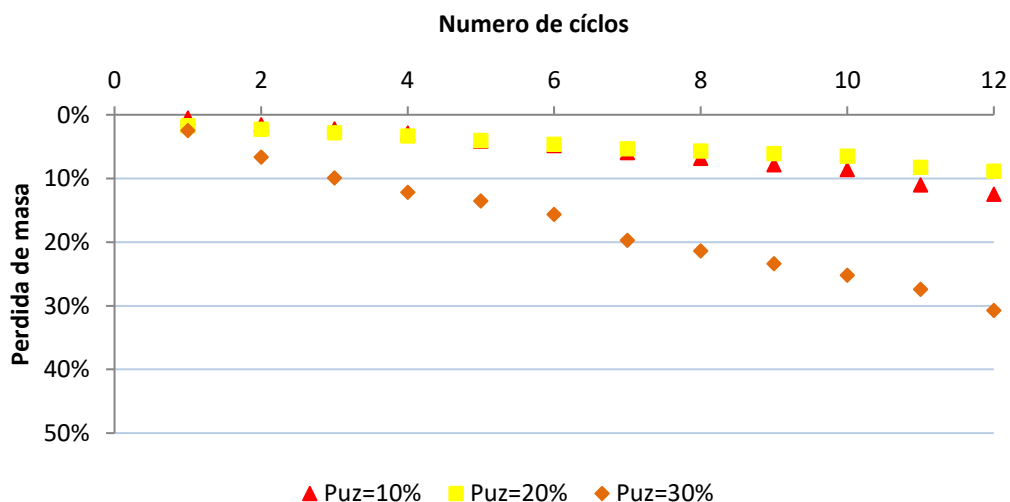


Figura 5-19 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $19 \text{ kN/m}^3$  (cal 5%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a 23 °C.

Así mismo, a diferencia de las muestras sin puzolana en la Figura 5-20 se observan las muestras con un contenido de cal de 5%, puzolana 10%, 20 % y 30% y peso específico seco  $18 \text{ kN/m}^3$ , donde las mismas resistieron los 12 ciclos del ensayo con una pérdida de masa acumulada de alrededor del 25%, mientras que la muestra sin puzolana y 5% de cal resistió únicamente hasta el ciclo número 8 de mojado y secado con cepillado Figura 5-14.

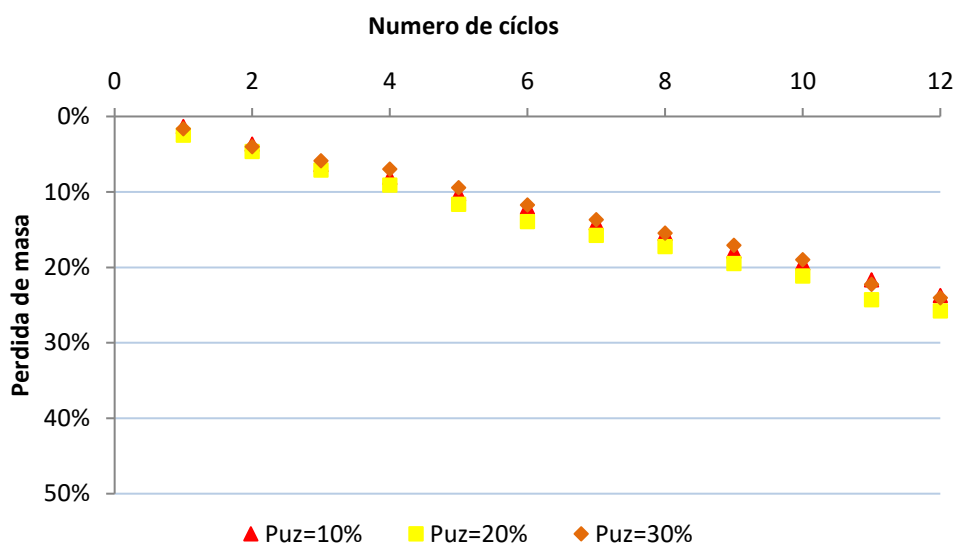


Figura 5-20 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $18 \text{ kN/m}^3$  (cal 5%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $23 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Así también, a diferencia de las muestras sin puzolana, las muestras con un contenido de cal de 8%, y contenido de puzolana de 10%, 20 % y 30% y para un peso específico seco de  $19 \text{ kN/m}^3$  resistieron los 12 ciclos del ensayo con una pérdida de masa acumulada de alrededor del 12% para 10% y 20% de puzolana, y del orden del 33% para contenidos de puzolana del 30%, mientras que la muestra sin puzolana y 8% de cal mostró una pérdida de masa acumulada de 12% Figura 5-13. Por lo tanto, no se notan mejoras para porcentajes de durabilidad para porcentajes de 10% y 20% de puzolana con respecto a las muestras sin puzolana y contenido de cal 8%. Sin embargo, para el porcentaje de 30% de puzolana notamos un aumento considerable de la pérdida de masa de las muestras. Figura 5-21

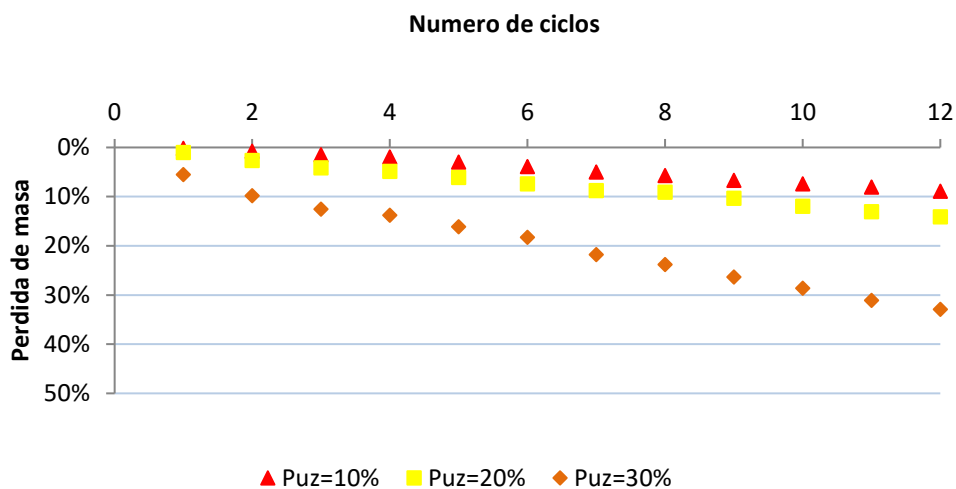


Figura 5-21 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $19 \text{ kN/m}^3$  (cal 8%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $23^\circ\text{C}$ .

Continuando las comparaciones entre las muestras sin puzolana y con puzolana, las muestras con un contenido de cal de 8%, puzolana 20 % y 30% y densidad  $18 \text{ kN/m}^3$  resistieron los 12 ciclos del ensayo con una pérdida de masa acumulada de alrededor del 25% para 20% y 30% de puzolana, mientras que la muestra sin puzolana y 8% de cal una pérdida de masa acumulada de 19% Figura 5-14. Por lo tanto se notan un aumento de la pérdida de masa para contenidos de puzolana de 20% y 30% con respecto a las muestras sin puzolana y contenido de cal 8%. Figura 5-22

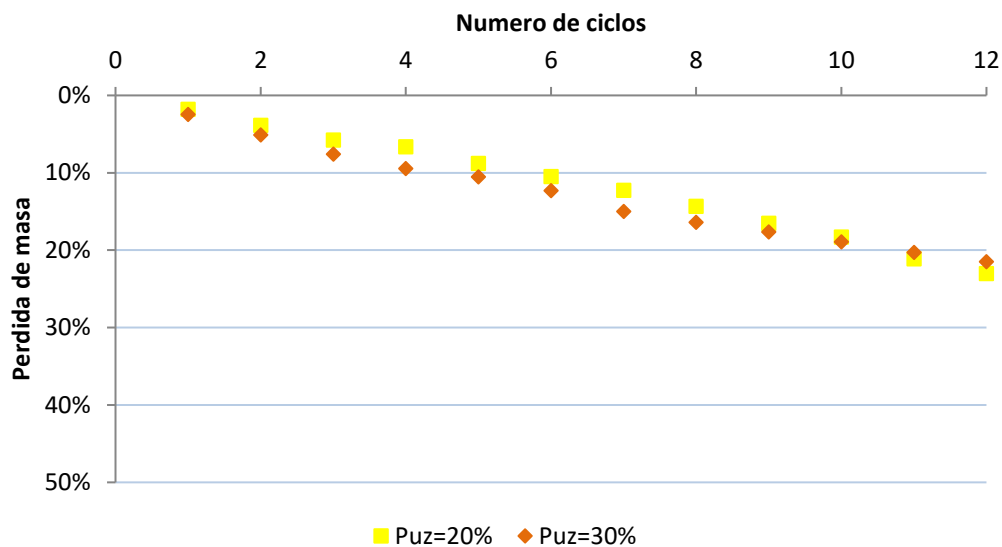


Figura 5-22 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $18 \text{ kN/m}^3$  (cal 8%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $23 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Siguiendo con el análisis, entre las muestras sin puzolana y con puzolana, las muestras con un contenido de cal de 11%, contenido de puzolana de 20 % y 30% y densidad  $19 \text{ kN/m}^3$  resistieron los 12 ciclos del ensayo con una pérdida de masa acumulada de alrededor del 10% para contenidos de puzolana de 10% y 30%, mientras que la muestra sin puzolana y 11% de cal mostró una pérdida de masa acumulada de 11% Figura 5-14. Por lo tanto, no se observa una disminución en la pérdida de masa. Figura 5-23

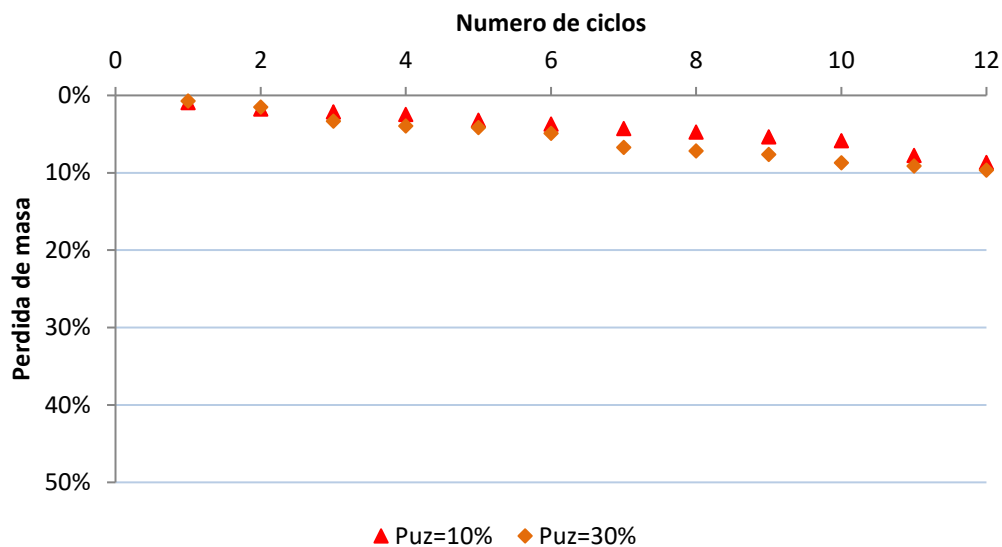


Figura 5-23- Ensayo durabilidad para peso específico seco  $19 \text{ kN/m}^3$  (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $23 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Por último, entre las muestras sin puzolana y con puzolana, las muestras con un contenido de cal de 11%, puzolana 10%, 20 % y 30% y densidad  $18 \text{ kN/m}^3$  resistieron los 12 ciclos del ensayo con un porcentaje de pérdida de masa acumulado de alrededor del 18%, mientras que la muestra sin puzolana y 11% de cal una pérdida de masa acumulada de 10% Figura 5-13. Por lo tanto, se observa un pequeño aumento en la pérdida de masa con la adición de la puzolana. Figura 5-24

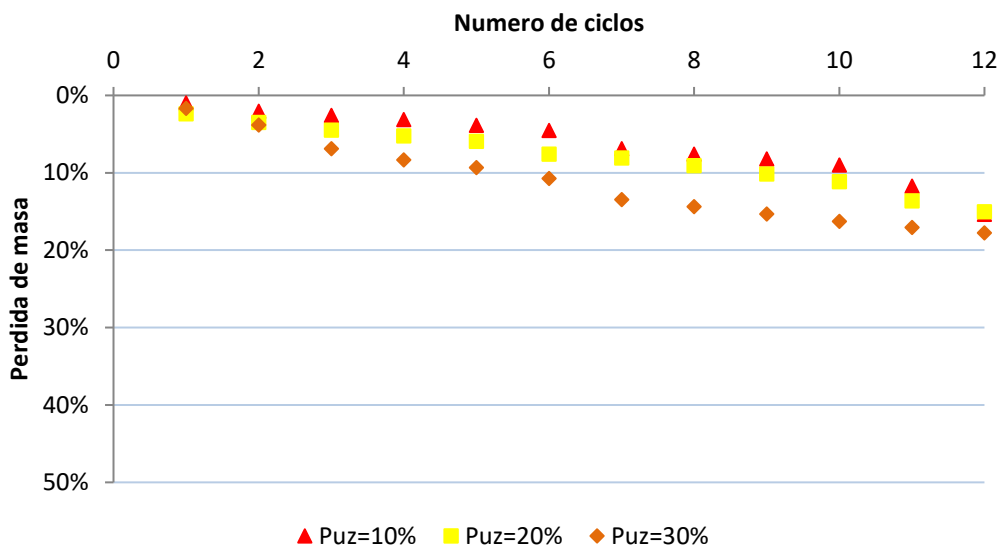


Figura 5-24 Ensayo durabilidad para peso específico seco  $18 \text{ kN/m}^3$  (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $23^\circ\text{C}$ .

Por lo tanto, podemos concluir que para porcentajes de 5% de cal y 10% de puzolana mejoraron las propiedades de durabilidad de las muestras con respecto a las de sin adición de puzolana. Mientras que para contenidos más altos de puzolanas de 20% y 30% no se mostraron mejoras y en algunos casos se observaron aumentos en la pérdida de masa de las muestras. Podría deberse a que los porcentajes adicionados de puzolana han superado la cantidad necesaria para que ocurran las reacciones que permitan la formación de los agentes cementantes, por lo tanto, quedan cantidades de puzolanas que no participan en dichas reacciones.

#### 5.2.2.2 Temperatura de curado $40^\circ\text{C}$

También se repitieron dichos ensayos para una temperatura de curado de  $40^\circ\text{C}$ , lo que se observa en las siguientes figuras (Figura 5-25; Figura 5-26).



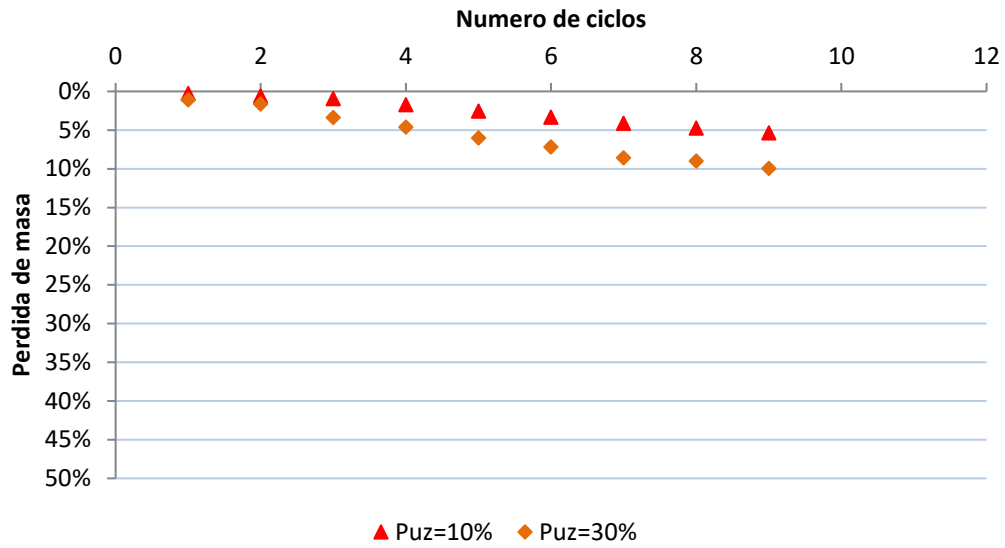


Figura 5-25 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $19 \text{ kN/m}^3$  (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $40^\circ \text{C}$ .

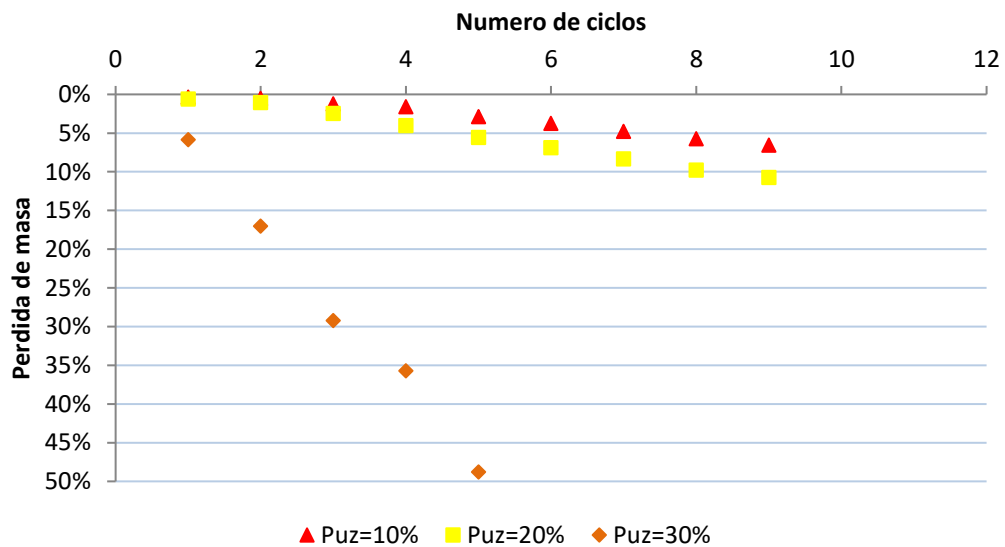


Figura 5-26 - Ensayo durabilidad para peso específico seco  $18 \text{ kN/m}^3$  (cal 11%), puzolana (10%, 20%, 30%). Curado 7 días a  $40^\circ \text{C}$ .

Con los resultados obtenidos de estos ensayos se pudo observar que el aumento de la temperatura a 40 °C no tuvo un efecto significativo en los valores de pérdidas de masa, obteniéndose valores del mismo orden que los realizados con curado a 23°C.

Ensayos de módulo resiliente.

### 5.2.3 Suelo

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta el módulo resiliente vs esfuerzo desviador para los pesos específicos secos de 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup>. Podemos observar que a mayor densidad se obtiene un Módulo resiliente mayor. Además, se puede notar que la variación entre pesos específicos secos de 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup> presentan una curva de Módulo Resiliente similar no habiendo mucha variación entre las mismas.

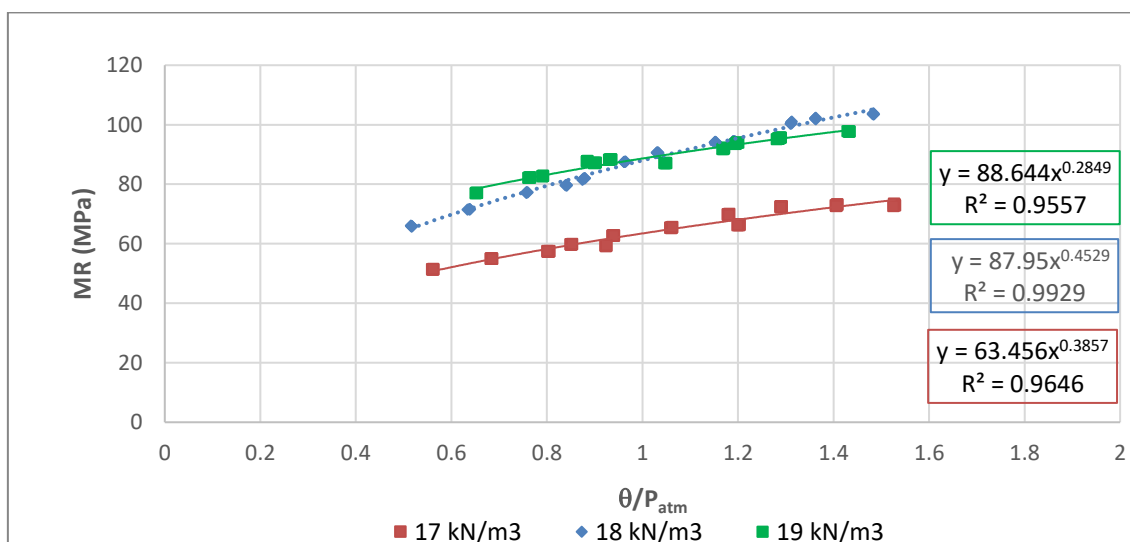


Figura 5-27 Ensayos de módulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica para pesos específicos secos de 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup> del suelo.

### 5.2.4 Suelo-cal con peso específico seco de 17 kN/m<sup>3</sup>

En la Figura 5-28 se observan las curvas de módulo resiliente respecto al primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica para los valores de 5%, 8% y 11% de adición de cal y un peso específico seco de 17 kN/m<sup>3</sup>. Mientras que en la Figura 5-29 se observan las curvas de módulo resiliente respecto al esfuerzo desviador

para los mismos valores de contenido de cal. En ese sentido, a medida que aumenta el contenido de cal se obtiene valores más altos de módulo resiliente.

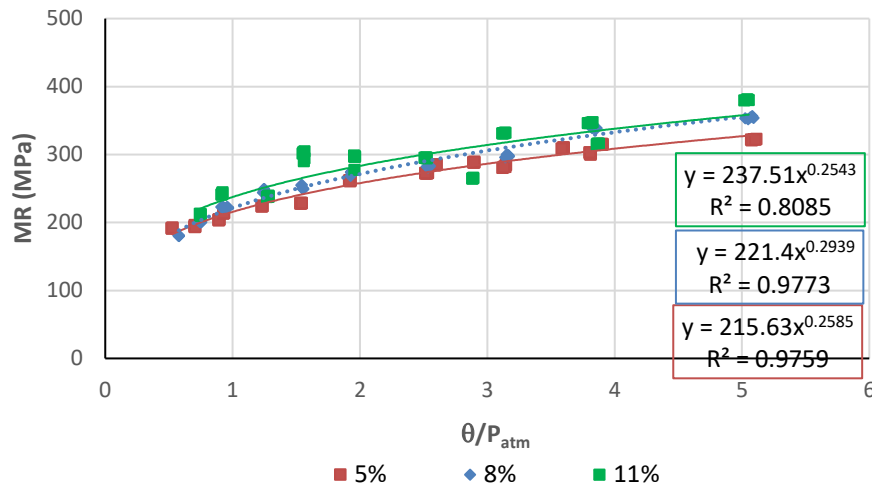


Figura 5-28 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica  $\theta/p_{atm}$  para un peso específico de  $17 \text{ kN/m}^3$  y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.

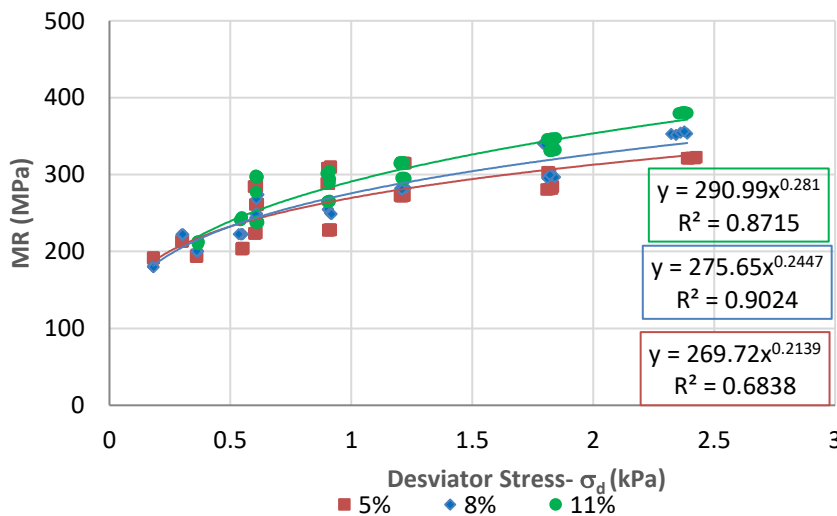


Figura 5-29 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica  $\theta/p_{atm}$  para un peso específico seco de  $17 \text{ kN/m}^3$  y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.

### 5.2.5 Suelo-cal con peso específico seco de 18 kN/m<sup>3</sup>

En la Figura 5-30 se observan las curvas de módulo resiliente respecto al primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica para los valores de 5%, 8% y 11% de adición de cal y un peso específico seco de 18 kN/m<sup>3</sup>. Mientras que en la Figura 5-31 se observan las curvas de módulo resiliente respecto al esfuerzo desviador para los mismos valores de contenido de cal.

Se observa el mismo patrón que respecto al peso específico seco de 17 kN/m<sup>3</sup>. A medida que se aumenta el contenido de cal el módulo de resiliente es mayor. Esto es más notorio para esfuerzos desviadores mayores.

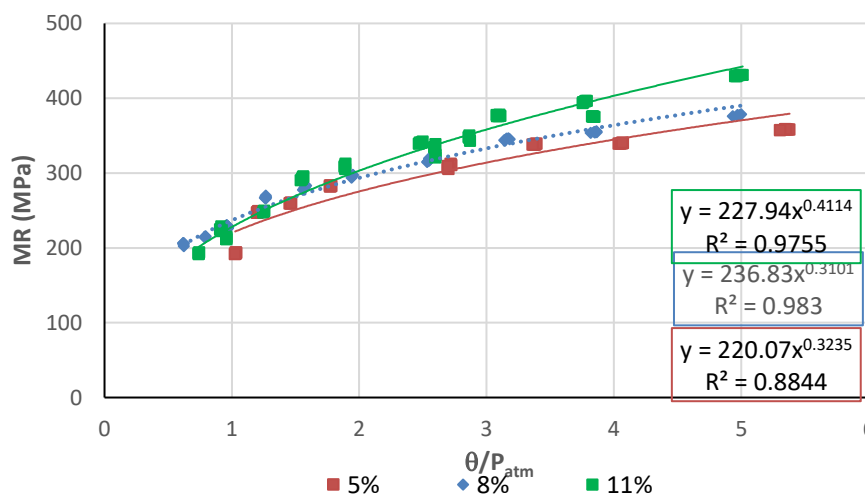


Figura 5-30 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica  $\theta/p_{atm}$  para un peso específico seco de 18 kN/m<sup>3</sup> y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.

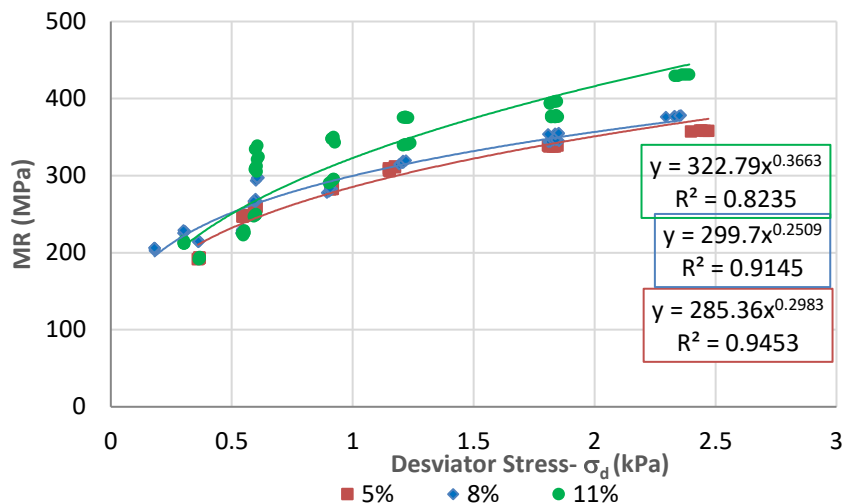


Figura 5-31 Ensayo de Modulo resiliente vs Esfuerzo desviador para un peso específico seco de  $18 \text{ kN/m}^3$  y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.

### 5.2.6 Suelo-cal con peso específico seco $19 \text{ kN/m}^3$

En la Figura 5-32 se observan las curvas de módulo resiliente respecto al primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica para los valores de 5%, 8% y 11% de adición de cal y un peso específico seco de  $19 \text{ kN/m}^3$ . Mientras que en la Figura 5-33 se observan las curvas de módulo resiliente respecto al esfuerzo desviador para los mismos valores de contenido de cal.

Se observan los mismos patrones respecto a los pesos específicos secos analizados anteriormente. A medida que se aumenta el contenido cal el módulo de resiliente es mayor. Esto es más notorio para esfuerzos desviadores mayores.

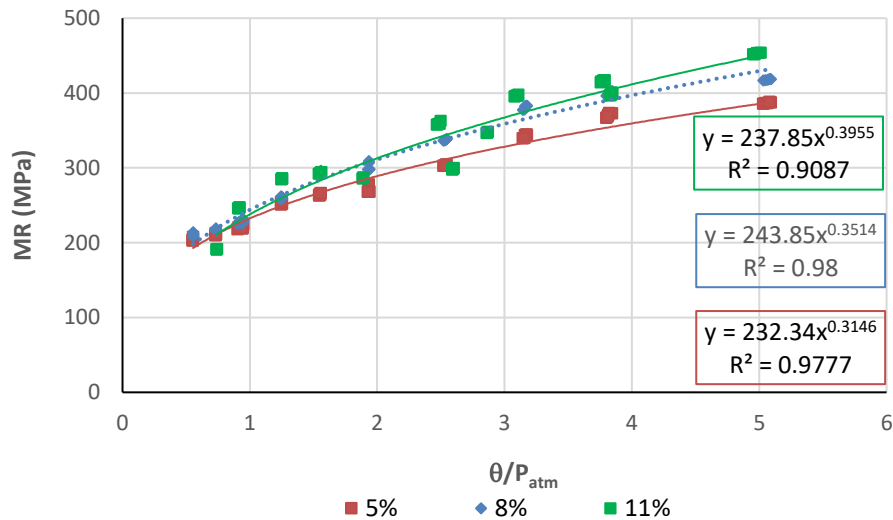


Figura 5-32 Ensayo de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica  $\theta/P_{atm}$  para un peso específico seco de  $19 \text{ kN/m}^3$  y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.

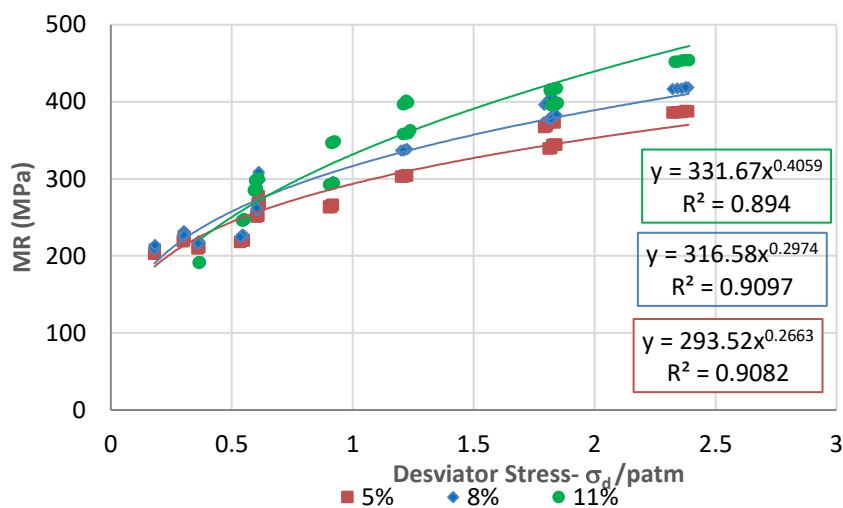


Figura 5-33 Ensayo de Modulo resiliente vs Esfuerzo desviador para un peso específico seco de  $19 \text{ kN/m}^3$  y contenido de cal de 5%, 8%, 11%.

## CAPÍTULO 6. Comparaciones entre ensayos de módulo resiliente y ensayos de compresión simple.

Este capítulo determina correlaciones entre la resistencia a la compresión simple y el módulo resiliente de suelos dispersivos del bajo Chaco estabilizados con cal.

### 6.1 Resistencia a compresión simple

A continuación, se presentan en la Figura 6-1 las curvas de resistencia a compresión simple en función a la porosidad/cal. Estos resultados fueron obtenidos de los ensayos de resistencia a compresión simple mencionados en el CAPÍTULO 5. Con ello determinamos la primera figura la cual buscamos relacionar con el módulo resiliente.

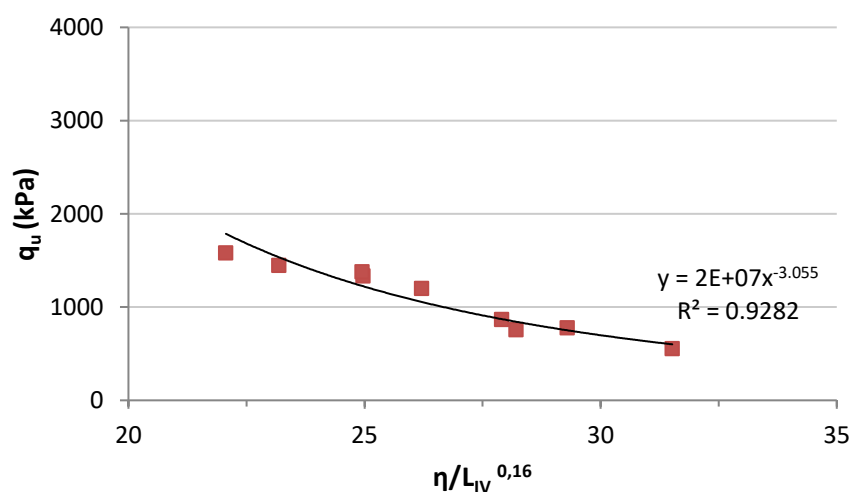


Figura 6-1 Resultados de compresión simple vs porosidad/cal – Suelo-cal con curado a 7 días -23°C

## 6.2 Módulo resiliente

### 6.2.1 Suelo estabilizado con cal

Se presenta en la

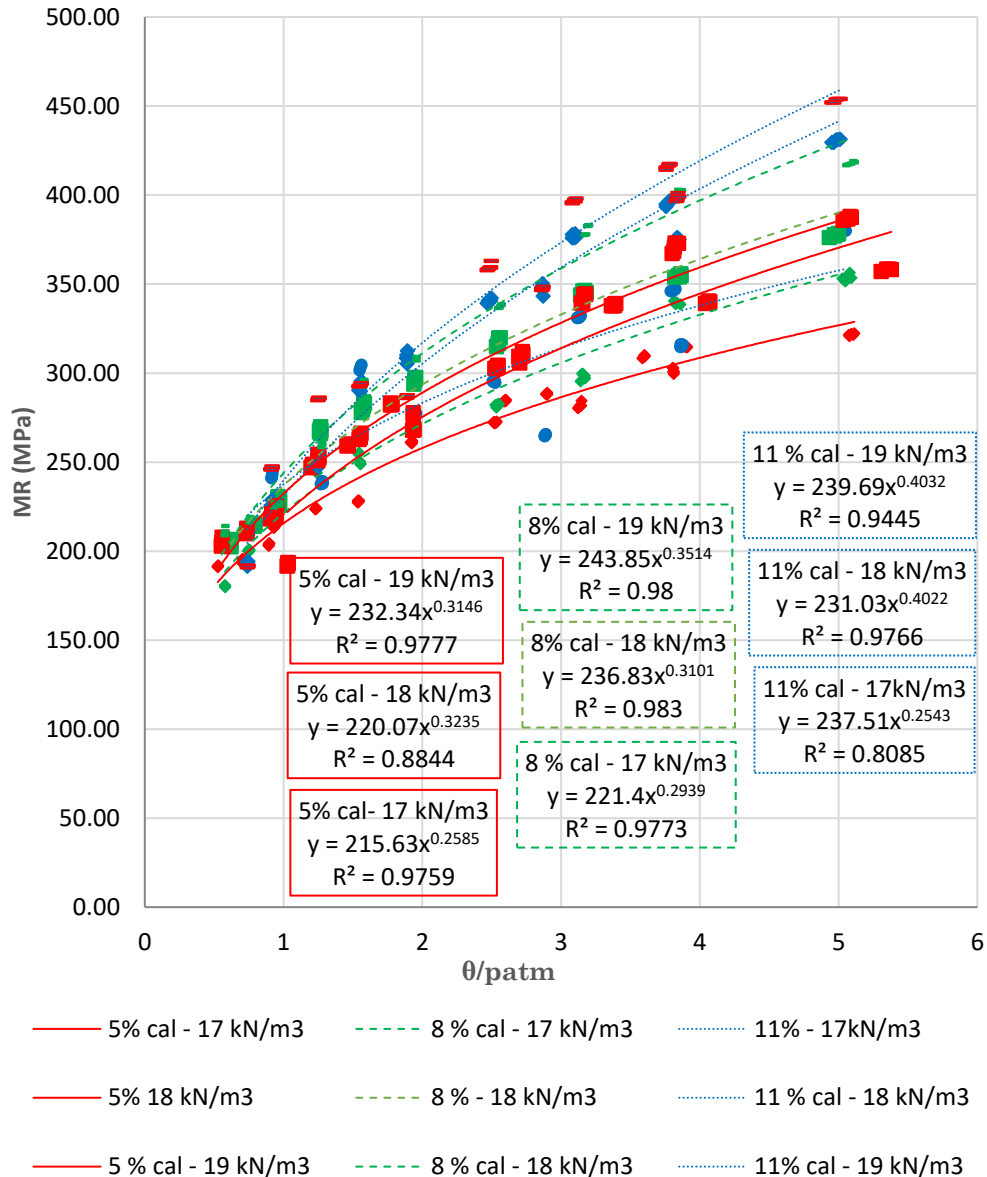


Figura 6-2 la curva de módulo resiliente con respecto al primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica para las pesos específicos secos de 17  $kN/m^3$ , 18  $kN/m^3$  y 19  $kN/m^3$  para contenidos de cal de 5 %, 8% y 11%. Las curvas se presentan en la forma  $Mr = A \cdot \sigma_d^B$ . De esta forma, podemos observar que el valor de “B” varía



entre un valor de 0.2543 a un valor de 0.4032. Por lo tanto, realizando el promedio de los valores se obtiene un valor cercano a  $B=0.30$ .

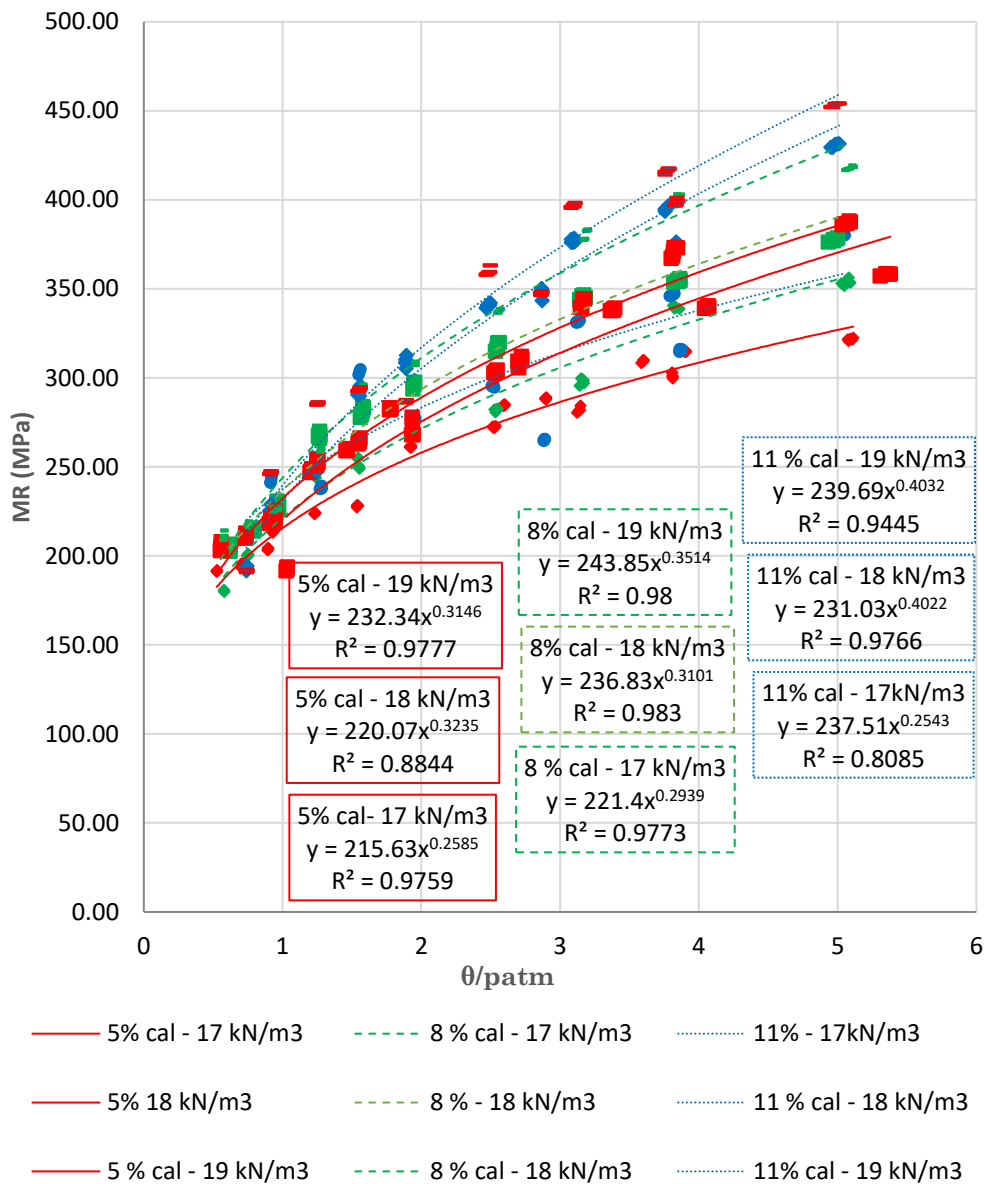


Figura 6-2 Ensayos de módulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica  $\theta/p_{atm}$  para pesos específicos secos de 17  $kN/m^3$ , 18  $kN/m^3$  y 19  $kN/m^3$  para contenidos de cal de 5%, 8% y 11%.

A continuación, realizamos el ajuste de las curvas de manera a obtener en la forma  $Mr=A*\sigma_d^{0.30}$ . Mantenemos constante el valor B obtenido del promedio de los valores de las distintas curvas para los diferentes pesos específicos y contenidos de cal.

*Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal.*

Consecuentemente, se ajustan las curvas de manera a que el valor de A posea la menor desviación posible, para lograr el máximo coeficiente de correlación para dicha potencia  $B= 0.30$ . (Figura 6-3)

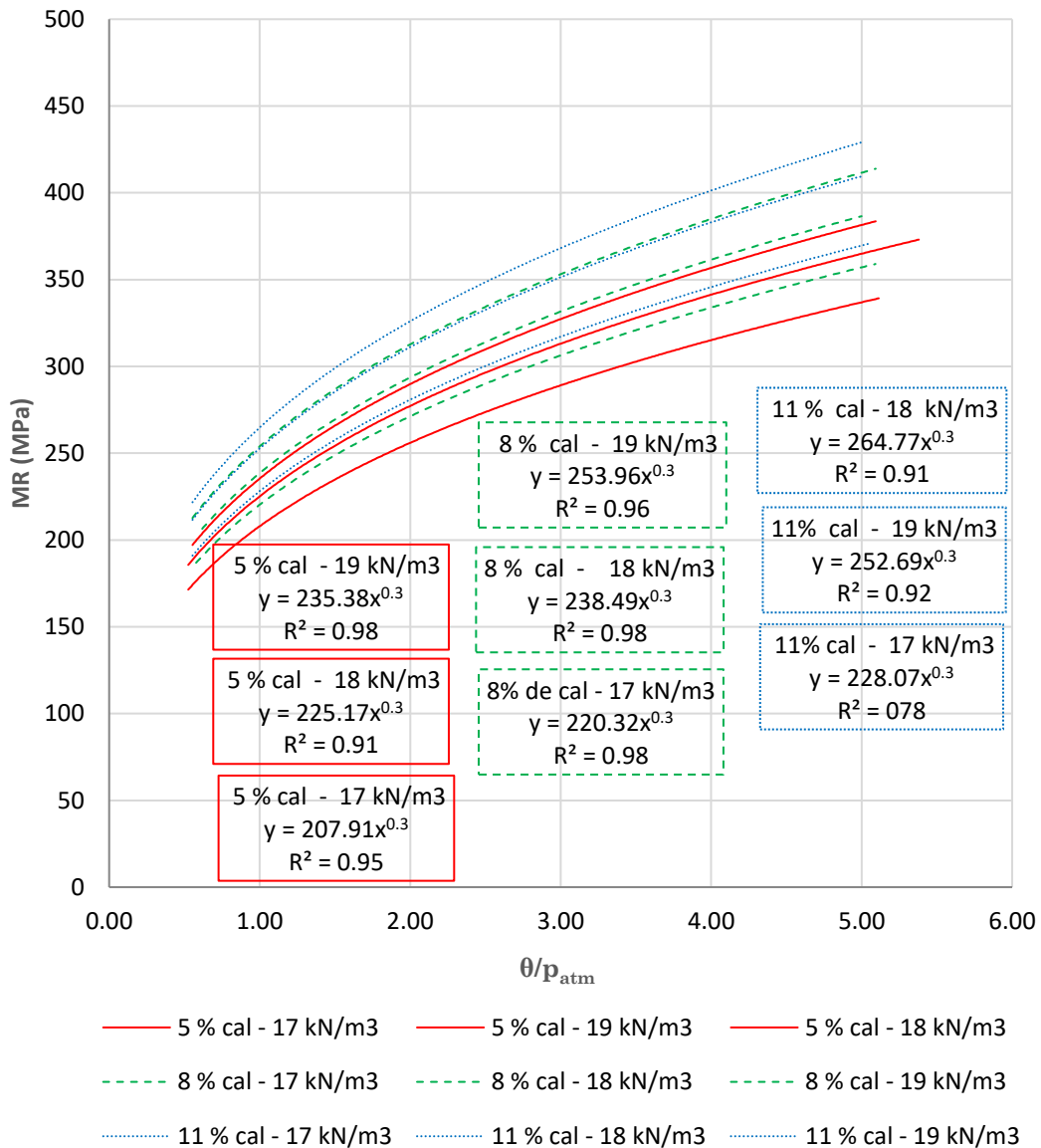


Figura 6-3 Gráfico de ajuste de curvas de Modulo resiliente vs primer invariante de tensiones normalizado por la presión atmosférica  $\theta/p_{atm}$

Una vez obtenida las curvas ajustadas de módulo resiliente en la forma que se muestra en la siguiente ecuación:

$$Mr = A * \sigma_d^{0.30} \quad \text{Ecuación 6-1}$$

Para cada curva correspondiente a una mezcla de suelo-cal, obtenemos un valor del parámetro A para un determinado valor de  $\eta/Liv^{0.16}$ . Los valores de  $\eta/Liv^{0.16}$  se muestran en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1 Valores de A con respecto a  $\eta/Liv^{0.16}$  para los pesos específicos de 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup> y para contenidos de cal de 5 %, 8 % y 11%.

MUESTRA	CAL (%)	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	$\eta/Liv^{0.16}$	A
1	11.00	19	22.06	264.77
2	8.00	19	23.19	253.96
3	5.00	19	24.97	235.38
4	11.00	18	24.95	252.69
5	8.00	18	26.21	238.49
6	5.00	18	28.21	225.17
7	11.00	17	27.90	228.08
8	8.00	17	29.30	220.32
9	5.00	17	31.52	207.91

En la Figura 6-4 se muestra los parámetros A en función a  $\eta/Liv^{0.16}$ . De esta manera obteniendo valores de  $\eta/Liv^{0.16}$ , entramos en la Figura 6-4 y obtenemos el valor del parámetro A. Una vez determinado el valor del parámetro A podemos obtener la curva de Módulo Resiliente. Así mismo con valores de  $\eta/Liv^{0.16}$  podemos obtener los valores de  $qu$  mediante la Figura 6-1.

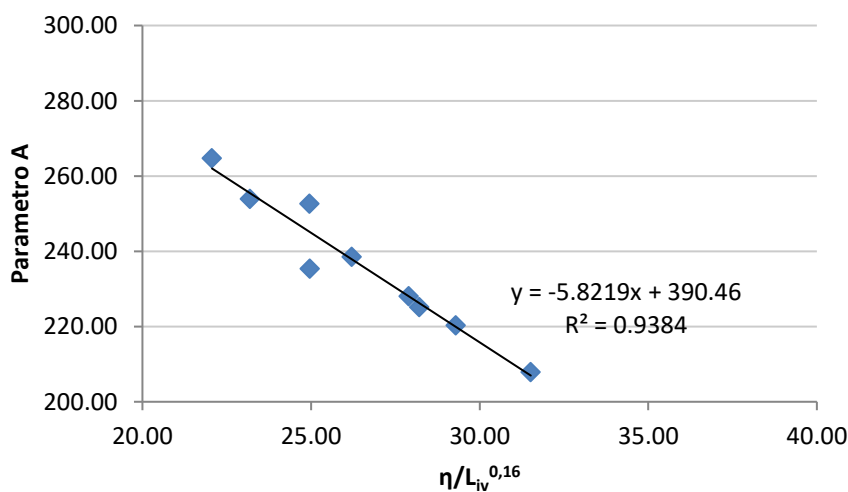


Figura 6-4 Parámetro A vs  $\eta/Liv^{0.16}$ 

Si no es posible determinar el valor de  $\eta/Liv^{0.16}$ , otro camino sería mediante la determinación la resistencia a través del ensayo de resistencia a compresión simple y partir de dicho resultado se determina el correspondiente valor de  $\eta/Liv^{0.16}$  según la Figura 6-1. Una vez obtenido el valor del parámetro A a partir de la Figura 6-4 se logra la curva de módulo resiliente de la forma que se muestra en la Ecuación 6-1:  $Mr = A * \sigma_d^{0.30}$  Ecuación 6-1. De esta forma, los resultados son válidos para una verificación de un suelo ya estabilizado con cal.

Luego de la ejecución de los ensayos de Módulo resiliente (ensayos no destructivos), las probetas ensayadas de dimensión 10 cm x 20 cm, fueron colocadas en inmersión bajo agua durante 24 hs para luego realizar ensayos de resistencia a compresión simple. Los resultados se muestran en Figura 6-5. A partir de dichos resultados, fue posible realizar una comparación en la cual se analiza que la variación en las dimensiones de las probetas no presenta influencias significativas en los resultados de resistencia a compresión simple.

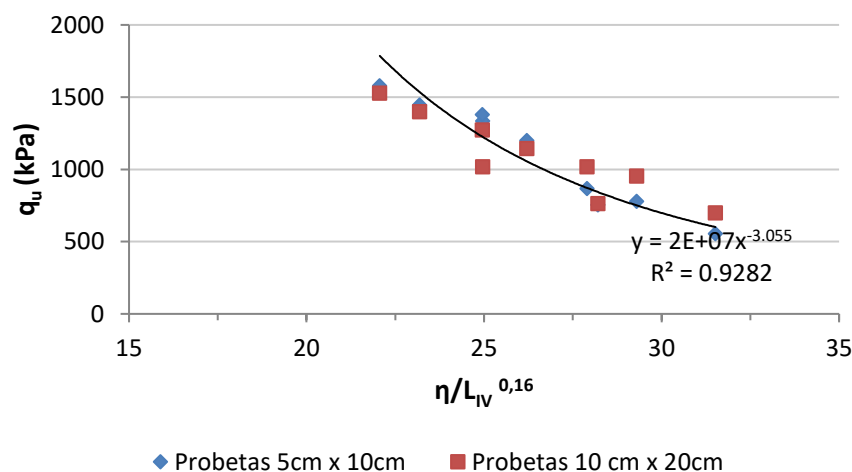


Figura 6-5 Compresión de simple de probetas de 10 cm x 20 cm, comparación con probetas de 5 cm x 10cm

## **CAPÍTULO 7. Conclusiones y recomendaciones**

A partir del análisis de los resultados de los ensayos presentados en los capítulos anteriores, y dentro de las condiciones y límites de este estudio, las siguientes conclusiones son presentadas:

### **7.1 Conclusiones**

#### **7.1.1 Ensayo de resistencia a compresión simple**

Se han realizado ensayos de suelo-cal, sin adición de ceniza (puzolana) para evaluar posteriormente el efecto de la adición de la ceniza. Estos ensayos fueron realizados con curados de 23°C y 40°C.

*En cuanto a la adición de cal:*

Se observaron que a medida que aumentan los contenidos de cal se obtienen valores de resistencias a compresión simple mayores. Este aumento es más notorio entre los contenidos de cal de 5% y 8%, mientras que para contenidos de cal entre 8% y 11% los aumentos que se presentan son menos significativos.

*En cuanto a la adición de puzolana:*

A partir de 18 distintas dosificaciones de suelo-cal-puzolana se ha podido cotejar que la adición de puzolana disminuye la resistencia a la compresión simple de las mezclas.

*En cuanto a la temperatura de curado:*

Se observaron que las muestras curadas a 23° C y 40 °C presentan cambios significativos. En este sentido, se observó que con el aumento de la temperatura de curado se logra un aumento considerable en la resistencia, mostrándose aumentos del orden del 80% para contenido de 5% de cal, y del orden de 100%

para contenidos de cal tanto de 8% como de 11. Este comportamiento se pudo observar en todas las dosificaciones estudiadas.

*En cuanto al peso específico aparente seco:*

Se observaron que a medida que aumentan los pesos específicos aparente secos se obtienen valores de resistencias a compresión simple mayores. Este aumento es más notorio entre los pesos específicos de  $17 \text{ kN/m}^3$  y  $18 \text{ kN/m}^3$ , mientras que para pesos específicos de  $18 \text{ kN/m}^3$  y  $19 \text{ kN/m}^3$  los aumentos que se presentan son menos significativos.

### **7.1.2 Ensayo de durabilidad**

Se han realizado ensayos de suelo-cal, sin adición de ceniza (puzolana) para evaluar posteriormente el efecto de la adición de la ceniza. Estos ensayos fueron realizados con curados de  $23^\circ\text{C}$  y  $40^\circ\text{C}$ .

*En cuanto a la adición de cal:*

Se observaron que a medida que aumentan los contenidos de cal se obtienen valores de pérdida de masa menores. Esta diferencia es mayor con contenidos de cal de 5% y 8%, mientras que para contenidos de cal entre 8% y 11% las diferencias son menos significativas. Este comportamiento condice con los resultados de resistencias a compresión simple estudiados.

*En cuanto a la adición de puzolana:*

Para porcentajes de 5% de cal y 10% de puzolana mejoraron la durabilidad de las muestras con respecto a las de sin adición de puzolana. Mientras que para adiciones de puzolanas al 20% y 30% no se mostraron mejoras y en algunos casos se observaron aumentos en la pérdida de masa de las muestras, en relación a las que no tienen puzolana. Podría deberse a que los porcentajes adicionados de puzolana han superado la cantidad necesaria para que ocurran las reacciones que permiten la formación de los agentes cementantes, por lo tanto, quedan cantidades de puzolanas que no participan en dichas reacciones y disminuyen la densidad del material.

*En cuanto a la temperatura de curado:*

Con los resultados obtenidos se pudo observar que el aumento de la temperatura a 40 °C no tuvo un efecto significativo en los valores de pérdidas de masa, obteniéndose valores del mismo orden que los realizados con curado a 23°C. Este fenómeno podría deberse al tiempo que necesita las mezclas para producir geles cementantes.

*En cuanto al peso específico aparente seco:*

Se observaron que a medida que aumenta el peso específico aparente seco se obtienen valores de pérdida de masa menores. Esta diferencia es mayor con contenidos de cal de 5% y 8%, mientras que para contenidos de cal entre 8% y 11% las diferencias son menos significativas.

### **7.1.3 Ensayos cíclicos de modulo resiliente**

Se han realizado ensayos de módulo resiliente en probetas de suelo cal con pesos específicos de 17 kN/m<sup>3</sup>, 18 kN/m<sup>3</sup> y 19 kN/m<sup>3</sup> para porcentajes de cal de 5 %, 8% y 11%.

*En cuanto a la adición de cal:*

Se ha notado que ha mayor contenido de cal es mayor el módulo resiliente de las mezclas. Los valores varían en el rango de 200 MPa a 450 MPa para esfuerzos desviadores de entre 18 kPa a 250 kPa.

*En cuanto al peso específico aparente seco:*

Así mismo la densidad de las probetas se constituye en un factor fundamental, observándose crecimientos importantes en el módulo resiliente a medida que aumenta la densidad de las mismas.

*En cuanto a correlaciones entre ensayos de resistencia a compresión simple:*

Los valores de Módulo resiliente aumentan a medida que aumenta los esfuerzos desviadores. Además, mediante el ajuste de curva se ha obtenido ecuaciones de

la forma  $Mr = A * \sigma_d^{0.30}$ , donde los parámetros “A” respecto a los valores de  $\eta/Liv^{0.16}$ . De esta manera nos permite obtener correlaciones entre  $\eta/Liv^{0.16}$  y el Módulo Resiliente de las mismas y consecuentemente relaciones con  $qu$ .

#### *Contribución de la investigación:*

Con esta investigación se lograron obtener correlaciones empíricas en suelos dispersivos estabilizados con cal a partir de ensayos de Módulos Resilientes y ensayos de compresión simple. El factor  $\eta/Liv^{0.16}$  demuestra ser un parámetro relevante para la determinación de módulos resilientes en suelos estabilizados con cal, involucrando variables como: la cantidad de cal, y la porosidad de la muestra.

Dichas correlaciones pueden ser de gran importancia para su implementación y utilización para la determinación de los módulos resilientes de suelos dispersivos del Bajo Chaco estabilizados con cal.

#### **7.2 Sugerencias para trabajos futuros.**

Determinar correlaciones entre módulos Resilientes y resistencia a compresión simple en suelos dispersivos sulfatados del Chaco Paraguayo estabilizados con cal y con cemento.

Determinar de la implicancia en el módulo Resiliente de las adiciones de puzolana en suelos dispersivos y en suelos sulfatados del Chaco Paraguayo.

Determinar la influencia de la humedad en el módulo resiliente de suelos estabilizados del Chaco Paraguayo.

Crear una base de datos en la facultad de Ingeniería con la caracterización de los suelos de distintos sectores del chaco, creando fuentes de información que puedan ser utilizados para el diseño por parte de los proyectistas.



## CAPÍTULO 8. Bibliografía

AASHTO (ASTM D-3282). (2004). *Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.*

AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures.*

AASHTO T307/99. (2012). *Standard method of test for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials.*

ABNT NBR 14114. (1998). *Solos argilosos dispersivos - Identificação e classificação por meio do ensaio do furo de agulha (Pinhole Test).* Rio de Janeiro.

ABNT NBR 14114, .. (1998). *Solos argilosos dispersivos - Identificação e classificação por meio do ensaio do furo de agulha (Pinhole Test).* Rio de Janeiro.

ABNT NBR 5739. (2010). *Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.* Rio de Janeiro.

ABNT NBR 6459. (1984). *Solo - Determinação do Limite de Liquidez.* Rio de Janeiro.

ABNT NBR 6508. (1984). *Grãos de Solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica.* Rio de Janeiro.

AITCHISON, M., & WOOD, C. (1965). *Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post-construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams. [S.l.]: Volumen 61 de Australia CSIRO division of Soil Mechanics.*

ASTM C 618-80. *Pozzolan Calsification.*

ASTM D 2487. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).*

ASTM D 5102. (1996). *Standard test method for unconfined Compressive of compcated Soil-Lime mixtures.*

---

*Estudio del comportamiento mecánico mediante ensayos cíclicos de suelos arcillosos del bajo chaco estabilizados con cal.*

ASTM D-1883. *California Bearing Ratio*.

ASTM D559. (2003). *Standard test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures*.

ASTM D6276. *Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization*.

ASTM D854. *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer specific gravity*.

ATTOH OKINE, N. (1995). *Lime treatment of laterite soils and gravels - revisited. Construction and Building Materials, Vol. 9, N 5.*

BAPTISTA, C. F. (1976). *Pavimentação, Compactação dos solos no Campo, Camadas de Base, Estabilização dos Solos. Livro. Tomo II. Porto Alegre, RS.*

BELL, F. (1996). *Lime stabilization of clay minerals and soils. Engineering Geology.*

BELL, F. (1988). *Stabilization and Treatment of Clay Soils with Lime. Part 1 - Basic Principles. .*

CASTRO, F. (1995). *Contribuição ao Conhecimento e à Determinação da Reatividade de Solos Sesquixídicos utilizando o Hidróxido de Cálcio: Aplicação ao Processo de Geopolimerização (Estabilização). Tese (Doutorado). COPPE/UFRJ.*

CLARKE, M. (1987). *Mechanics, identification, testing and use of dispersive soil in zimbabwe. .*

CONSOLI, N. C., CRUZ, R., FLOSS, M., & FESTUGATO, L. (2010). *Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, ASCE, v.136.*

CONSOLI, N. C., FOPPA, D., FESTUGATO, L., & HEINECK, K. (2007). *Key parameters for strength control of artificially cemented soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, p. pp.*

CONSOLI, N. C., PRIETTO, P., CARRARO, J., & HEINECK, K. (2001). *Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.127.

CONSOLI, et al . (2011). *Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, ASCE*, v.23.

CORRÊA, F. (1989). *Contribuição à estabilização do Latossolo Roxo*. São Paulo. São Carlos, SP.

CPR, C. d. (2014). *Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR. “Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Estabilizados com Cal Hidratada”*.

CRISTELO, N., & JALALI, S. (2002). *Avaliação do melhoramento e estabilização de solos graníticos com cal e um activador químico. Acta do 8º Congresso Nacional de Geotecnia*, 1515-1524.

DALLA ROSA, F. (2009). *Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada. Tese (Doutorado)*. UFRGS.

DONALDSON, G. (1975). *The occurrence of dispersive soil piping in central south africa. Proceedings Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

FOPPA, D. (2005). *Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação (Mestrado)*. UFRGS, Porto Alegre.

GRIM, R. (1953). *Clay Mineralogy*.

GUIMARAES, J. E. (1977). *Estabilização de solos nova e importante aplicação da cal conceitos evantagens. Associação Brasileira dos Produtores de Cal, Boletim N1, 1971*.

HERRIN, M., & MITCHELL, H. (1961). *Lime-soil mixtures. Highway Research Board Bulletin*,. Washington, D.C.

HERZOG, A., & MITCHEL, J. (1963). *Reactions accompanying stabilization of clay with cement.*

HOSSAIN, S., & y KIM, W. (2014). *Estimation of subgrade resilient modulus using the unconfined compression test. Virginia Center for Transportation. Innovation & Research. Final Report VCTIR 15-R12.*

INGLES, O. G., & METCALF, J. B. (1972). *Soil stabilization : principles and practice.*

ISMAIEL, H. A. (2006). *Treatment and improvement of the geotechnical properties of different soft fina-grained soils using chemical stabilization.* Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg. Alemanha.

Khattab, S. A.-M.-M. (2007). *Long-term stability characteristics of a lime-treated plastic soil. Journal of Materials in Civil Engineering.*

Krauch, C., Gómez, J., López, R., Bittar, E., Quiñonez, A., & Aquino, F. (2018). *Estudio del comportamiento mecánico y económico de suelos dispersivos de la Región del Bajo Chaco – Paraguay, con adición de cal hidratada.*

LARNACH, W. (1960). *Relationship between dry density, voids/cement ratio and strength of soil-cement mixtures. Civil Engineering and Public Works Reviews, Vol. N55.*

LEANDRO, R. P. (2005). *Estudo laboratorial acerca da possibilidade de aproveitamento da cinza pesada de termelétrica em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis.* São Paulo. São Carlos, SP.

LIMA, D. (1981). *Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal.* São Paulo. São Carlos, SP.

LOPES JUNIOR, L. d. (2011). *Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal. Tese (Doutorado).* UFRGS, Porto Alegre.

LOPES, J. L. (2007). *Parâmetros de controle da resistência mecca de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada. Dissertação (Mestrado).* UFRGS, Porto Alegre.

Manual de Carreteras del Paraguay. (2011). *Normas para maetriales y ensayos de materiales*. Asunción.

MARCON. (1977). *Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cal- cinza volante*.

MERCADO, O., FILIZZOLA, R., & STANICHEVSKY. (2002). *Dispersive soils in the oriental region of paraguay*.

Morales, P., Arévalo, C., & Póveda, L. (2009). *Efectos de la alta compactación de la capa de base en Pavimentos Flexibles*. Managua, Nicaragua.

NEVES, J. (1993). *Estabilización de suelos con cal*. Lisboa.

NLA. (2004). *Manual de Estabilización de suelo tratado con cal*. Boletín 326. Arlington, VA.

NUNEZ, W. P. (1991). *Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação*. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.

PRUSINSKI, J., & BHATTACHARJA, S. (1999). *Effectiveness of portland cement and lime in stabilizing clay soils*. *Transportation Research Record*, Vol N 1652, p. pp. 215–227,.

QUIÑONEZ, R. (2015). *Estabilização de um solo dispersivo com adição de*. Porto Alegre.

RICHARDS, L. A. (1954). *Diagnosis and Improvemnet of Saline and Alkali Soils*. [S.l.]: *Soil and Water Conservation Research Branch*,.

ROGERS, C., & GLENDINNING, S. (2000). *Lime requirement for stabilization*. *Journal of the Transportation Research Board*, Volume 1721 / 2000 *Geomaterials 2000*,.

SAPEM. (2014). *SOUTH AFRICAN PAVEMENT ENGINEERING MANUAL*.

SHERARD, DECKER, R. S., & RYKER, N. (1972a). *Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures.*

SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., DECKER, R. S., & STEELE, E. F. (1976). *Pinhole test for identifying dispersive soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. N 102.*

SOTELO, R. R., & POPOLIZIO, E. (1997). *Influencia de las propiedades químicas de los suelos en sus características dispersivas. ICOPAINGE.*

SUDHAKAR M RAO, & SHIVANANDA, P. (2005). *Role of curing temperature in progress of lime-soil reactions.*

SWEENEY, D. A., WONG, D. K., & FREDLUND, D. G. (1988). *Effect of lime on highly plastic clay with special emphasis on aging. Em: Transportation Research Record, No. 1190.*

THOMÉ, A. (1994). *Estudo do Comportamento de um Solo Mole Tratado com Cal, Visando seu Uso em Fundações Superficiais. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre, Julho 1994.*

THOMPSON, M. R. (1969). *Lime reactivity of illinois soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.*

TRB, T. R. (1987). *Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design and Construction.*

Villalba, T. M. (2013). *Caracterización del origen y uso de la puzolana localizada en las cercanías de Carapegua, Dpto de Paraguari. Facultad de Ciencias Exactas y Naturales, UNA. San Lorenzo, Paraguay.*