

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales
Doctorado en Ciencias de la Ingeniería

Tesis Doctoral



Análisis de los Efectos de la Adición de Cal y Fibras en un Suelo Loésico

Autor: Mg. Ing. Paula V. VETTORELO
Director: Dr. Ing. Juan José CLARIÁ

Junio de 2020

Análisis de los Efectos de la Adición de Cal y Fibras en un Suelo Loésico

por

Mg. Ing. Paula V. VETTORELO

Dr. Ing. Juan José CLARIÁ

Director

COMISIÓN ASESORA:

Dr. Ing. Juan José Clariá

FCEFYN - UNC

Dr. Ing. Victor Rinaldi

FCEFYN - UNC

Dr. Ing. Marcos Montoro

FCEFYN - UNC

Esta Tesis fue enviada a la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba para cumplimentar los requerimientos de obtención del grado académico de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.

Córdoba, Argentina
Junio de 2020



ACTA DE EXAMEN

Libro: E2021 Acta: 00009 Hoja 01/01
LLAMADO: Llamado del Turno P10-(209)_TESIS 04/05/2021
CATEDRA - MESA: 04-05-2021 Vettorelo

(P10-DI002) TESIS DOCTORADO EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA

NÚMERO	APELLIDO Y NOMBRE	DOCUMENTO	INGR.	COND.	NOTA	FIRMA
33975676	VETTORELO, PAULA VANESA	DNI 33975676	2012		A (Aprobado)	

RINALDI, VICTOR A. - MANZANAL, Diego - AIASSA MARTINEZ, GONZALO MARTIN -
Observaciones:

Córdoba, ___/___/____-.

Certifico que la/s firma/s que ha/n sido puesta/s en la presente Acta pertenece/n a: _____

1	0	1	0	1
Inscriptos	Ausentes	Examinados	Reprobados (0-3)	Aprobados (4-10)

04/05/2021 16.00.14

Libro/Acta: E202100009

Hoja 01/01

AGRADECIMIENTOS

Son muchas personas a las que quiero agradecer por el apoyo brindado durante estos años, lo que permitió que pueda alcanzar y cerrar este gran desafío:

En primer lugar, a mi familia que siempre me apoyó para la realización del doctorado, mis padres, mis hermanos y principalmente mi marido Matías.

A mi Director de la Carrera de Doctorado, el Dr. Ing. Juan José Clariá, por acompañarme durante todo el proceso y brindarme todo su conocimiento y experiencia.

A los miembros de mi comisión asesora, Dr. Ing. Marcos Montoro y Dr. Ing. Victor Rinaldi.

A los miembros del tribunal evaluador.

A los profesores de la Carrera de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería, compañeros de clase y doctorandos con los que compartí este camino.

Y principalmente a Dios.

ÍNDICE

Resumen	1
Abstract	3
Sommario	5
CAPÍTULO 1: Introducción	7
1.1 Introducción	7
1.2 Objetivos.....	9
1.3 Organización de la tesis.....	9
CAPÍTULO 2: Suelos loésicos, cales y puzolanas: estado del conocimiento	12
2.1 Introducción	12
2.2 El loess pampeano	13
2.2.1 Introducción	13
2.2.2 Origen y formación.....	13
2.2.3 Estructura	14
2.2.4 Composición y mineralogía.....	16
2.2.5 Propiedades mecánicas.....	18
2.3 La Cal	20
2.3.1 Introducción	20

2.3.2 Producción de cal	21
2.4 Puzolanas	22
2.4.1 Introducción	22
2.4.2 Clasificación de los materiales puzolánicos	22
2.4.3 La reacción puzolánica	24
2.4.4 Métodos para detectar la actividad puzolánica.....	27
CAPÍTULO 3: Suelos estabilizados con Cal	33
3.1 Introducción	33
3.2 Variables que influyen en el suelo-cal	34
3.2.1 Introducción	34
3.2.2 Características del suelo.....	34
3.2.3 Contenido de cal.....	35
3.2.4 Condiciones de curado	35
3.3 Efectos de la adición de cal	35
3.3.1 Introducción	35
3.3.2 Efectos a corto plazo	36
3.3.3 Efectos a largo plazo	40
3.4 Mecanismos en el corto plazo.....	43
3.4.1 Introducción	43
3.4.2 Intercambio catiónico	43
3.4.3 Floculación.....	44
3.5 Mecanismos en el largo plazo.....	45
3.5.1 Introducción	45

3.5.2 Carbonatación	45
3.5.3 Reacción puzolánica.....	46
3.6 Aplicaciones del suelo - cal.....	52
3.7 Suelos estabilizados con cal y cenizas volantes	54
CAPÍTULO 4: Suelos Reforzados con Fibras	58
4.1 Introducción	58
4.2 Variables que intervienen.....	59
4.2.1 Características de las fibras.....	59
4.2.2 Características del suelo a reforzar.....	62
4.2.3 Contenido de fibras.....	62
4.2.4 Orientación de las fibras	63
4.2.5 Relación de vacíos del suelo reforzado.....	64
4.2.6 Proceso de elaboración	64
4.3 Comportamiento tenso – deformacional en suelos cohesivos.....	65
4.3.1 Introducción	65
4.3.2 Efecto sobre la resistencia al corte	66
4.3.3 Efecto sobre la rigidez	67
4.4 Suelos con cal y fibras	68
CAPÍTULO 5: Materiales y Métodos	72
5.1 Introducción	72
5.2 Descripción del suelo.....	73

5.2.1	Introducción	73
5.2.2	Ensayos de Identificación	73
5.3	Descripción de las fibras empleadas.....	75
5.4	Cal Hidratada.....	76
5.5	Cenizas volantes.....	77
5.6	Programa experimental fase 1: caracterización mecánica	79
5.6.1	Introducción	79
5.6.2	Materiales compuestos bajo estudio	80
5.6.3	Parámetros de control y parámetros variables	81
5.6.4	Compactación Proctor Estándar	83
5.6.5	Ensayos de Compresión Simple	84
5.6.6	Medición de velocidad de Ondas S.....	90
5.7	Programa experimental fase 2: caracterización química	97
5.7.1	Introducción	97
5.7.2	Determinación del Contenido Óptimo de Cal	97
5.7.3	Método Luxán	98
5.7.4	Difracción de Rayos X	100
5.7.5	Microscopio Confocal.....	102
5.7.6	Microscopio de Barrido Electrónico (SEM).....	104
 CAPÍTULO 6: Efecto de la Adición de Cal y Fibras en el Comportamiento Mecánico del Limo Loésico		106
6.1	Introducción	106
6.2	Efectos en el peso unitario máximo y humedad óptima	107
6.3	Comportamiento mecánico del suelo estabilizado con cal	108

6.3.1 Influencia del contenido de cal y el tiempo de curado	108
6.3.2 Efecto de la forma de curado en el comportamiento mecánico	114
6.3.3 Influencia del contenido de humedad al momento del ensayo	119
6.4 Caracterización mecánica del suelo reforzado con fibras.....	122
6.5 Comportamiento del suelo estabilizado con cal y reforzado con fibras.....	124
6.5.1 Niveles de deformación medios a elevados	124
6.5.2 Niveles de deformación bajos	127
CAPÍTULO 7: Contribución relativa de las diferentes reacciones físico químicas desarrolladas en el suelo cal	130
7.1 Introducción	130
7.2 Caracterización química.....	130
7.2.1 Contenido Óptimo de Cal.....	130
7.2.2 Índice de Actividad Puzolánica.....	132
7.3 Caracterización mecánica	134
7.3.1 Relación peso unitario – humedad.....	134
7.3.2 Influencia del contenido de cal, contenido de cenizas volantes y el tiempo de curado	136
7.3.3 Efecto de la forma de curado en el comportamiento mecánico	142
7.3.4 Influencia del contenido de humedad al momento del ensayo	146
7.4 Difracción de rayos X.....	149

7.5 Microscopio confocal	156
7.6 Microscopio de barrido electrónico.....	159
CAPÍTULO 8: Conclusiones y Recomendaciones	167
8.1 Introducción	167
8.2 Efectos de la adición de cal y fibras al suelo	168
8.3 Contribución de las reacciones desarrolladas por la adición de cal.....	171
8.4 Futuras líneas de investigación y recomendaciones	173
Bibliografía	175

RESUMEN

La adición de cal constituye una práctica ampliamente usada en suelos cohesivos, cuyos principales beneficios se centran en la disminución de la plasticidad, y en el aumento de la rigidez y la resistencia. En suelos predominantemente arcillosos, estas mejoras se explican principalmente por la floculación entre partículas, generada por la disminución en el espesor de la doble capa difusa por un efecto de concentración iónica. Sin embargo, también existen otros fenómenos, asociados a la formación de productos cementantes, que explican las mejoras en suelos estabilizados con cal con bajo contenido de arcilla, como es el caso de los limos areno arcillosos de tipo loésico. Estos productos cementantes se forman fundamentalmente a partir de dos reacciones: la carbonatación de la cal y la reacción puzolánica.

Por otro lado, el refuerzo de suelos mediante la adición de fibras sintéticas ha adquirido interés en las últimas décadas y ha demostrado ser una técnica efectiva en una amplia variedad de suelos. La inclusión de fibras en suelos cementados, como es el caso de suelos estabilizados con cal, resulta de gran interés por el aporte que las fibras realizan en el comportamiento post pico del suelo mejorado.

El presente trabajo de investigación estudia el comportamiento mecánico de un limo areno arcilloso de tipo loésico compactado, estabilizado con cal y reforzado con fibras sintéticas.

La investigación se enfoca, por un lado, en mejorar el entendimiento sobre los fenómenos físico-químicos que se desarrollan al adicionar cal, pretendiendo caracterizar el aporte relativo que realizan las dos reacciones principales (carbonatación y reacción puzolánica) en las mejoras logradas a nivel mecánico en el suelo estabilizado. A los efectos de incrementar el efecto de la reacción puzolánica, se incorporan diferentes porcentajes de cenizas volantes al limo loésico. Y por otro lado, se indaga el aporte de la inclusión de fibras al comportamiento mecánico del suelo estabilizado, fundamentalmente en los efectos sobre la resistencia post pico.

Para ello se ejecuta un programa experimental orientado a detectar y apreciar el aporte de las diferentes reacciones presentes en el suelo estabilizado con cal sobre la resistencia y la rigidez del suelo, como así también los efectos del mismo suelo con la

incorporación de fibras sintéticas. El programa empírico, incluye pruebas de caracterización mecánica a nivel macroscópico (medición de resistencia al corte y rigidez a niveles medios y pequeños de deformación), así como estudios a nivel micro desarrollados mediante la obtención de fotografías de la estructura de las mezclas suelo cal obtenidas con microscopio confocal y electrónico, y a través de la caracterización mineralógica por medio de ensayos de difracción de rayos x.

Los resultados obtenidos permiten apreciar cómo la incorporación de cal hidratada incrementa la resistencia y rigidez del loess compactado, y cuáles son las principales variables que gobiernan la mejora. Asimismo, mediante el testeado de probetas en las que se impide el acceso de dióxido de carbono, minimizando así la carbonatación, se logra diferenciar y caracterizar el aporte relativo de reacciones de tipo puzolánico de la mejora global lograda por la floculación y la carbonatación. Finalmente, se ilustran los beneficios en el comportamiento post pico e incremento de ductilidad producto de la incorporación de fibras sintéticas.

ABSTRACT

Lime stabilization of cohesive soils is a common geotechnical practice all over the world. The main benefits include the decrease of plasticity, and the increase of shear strength and stiffness of the stabilized soil. In clayey soils, the improvement of the mechanical behavior is explained by a flocculation phenomenon, which is caused by the decrease of the double layer among clay particles because of the ionic concentration raise. However, other phenomena associated with cementitious products formation justify the mechanical improvement in low clay content soils, like loessic sandy clayey silt. The main reactions in these soils are the lime carbonation and the pozzolanic reaction.

On the other hand, reinforcement of soils by synthetic fiber addition have attracted increasing attention in geotechnical engineering in the last decades and have proven to be an effective technique in a wide variety of soils. The effects of fiber reinforcement in cemented soils, like lime stabilized soils, are of great interest because of the contribution that fibers produce in the post-peak behavior of the improved soil.

The present research focus on the mechanical behavior of a typical loessic sandy clayey silt from the city of Cordoba stabilized with lime and reinforced by means of synthetic fibers.

On one hand, the study is focused on enhancing our understanding about the physico-chemical phenomena that are developed by the lime addition, aiming to characterize the contribution of the two main reactions (carbonation and pozzolanic reaction) to the mechanical improvement of the stabilized soil. In order to increase the effect of the pozzolanic reaction, different percentages of fly ash are incorporated into the loess slime. On the other hand, the effects of fiber addition on the mechanical behavior of the lime stabilized soil is studied, with special attention on the post-peak strength contribution.

An experimental program is developed with the purpose of detecting and distinguishing the contribution on the shear strength and stiffness of each reaction present in lime stabilized soil, plus the effects caused by fiber reinforcement. The experimental program includes macro-scale mechanical testing (shear strength and stiffness

measurements at different strain levels), as well as micro-scale analysis of lime stabilized soil structure by means of confocal microscope, scanning electron microscope (SEM) and mineralogy analysis by X-ray diffraction.

The experimental results allow better understanding of the the changes that lime addition produces on the shear strength and stiffness of the stabilized soil, and the main variables that controls the improvement. In addition, by testing specimens with no access to carbon dioxide, it is possible to distinguish the relative contribution of the pozzolanic reaction to the lime carbonation effect on the mechanical behavior of stabilized soil. Finally, the benefits of fiber addition in the post-peak behavior and ductility of the reinforced soil are highlighted.

SOMMARIO

L'aggiunta di calce costituisce una pratica ampiamente utilizzata nei suoli coesivi, i cui principali vantaggi sono focalizzati sulla riduzione della plasticità e sull'aumento della rigidità e della resistenza. Nei suoli prevalentemente argillosi, questi miglioramenti sono principalmente spiegati dalla flocculazione tra le particelle, generata dalla diminuzione dello spessore del doppio strato diffuso a causa di un effetto di concentrazione ionica. Tuttavia, ci sono anche altri fenomeni, associati alla formazione di prodotti cementizi, che spiegano i miglioramenti nei suoli stabilizzati con calce a basso contenuto di argilla, come nel caso dei limi sabbiosi argillosi di tipo loessico. Questi prodotti cementizi sono formati principalmente da due reazioni: la carbonatazione della calce e la reazione pozzolanica.

D'altro canto, il rinforzo dei suoli mediante aggiunta di fibre sintetiche ha suscitato interesse negli ultimi decenni e ha dimostrato di essere una tecnica efficace su un'ampia varietà di suoli. L'inclusione delle fibre nei suoli cementati, come nel caso dei suoli stabilizzati con calce, è di grande interesse a causa del contributo che le fibre apportano al comportamento post-picco del suolo migliorato.

Il presente lavoro di ricerca studia il comportamento meccanico di un limo sabbioso di tipo loessico compattato, stabilizzato con calce e rinforzato con fibre sintetiche.

La ricerca si concentra, da un lato, sul miglioramento della comprensione dei fenomeni fisico-chimici che si sviluppano quando si aggiunge calce, cercando di caratterizzare il contributo relativo apportato dalle due reazioni principali (carbonatazione e reazione pozzolanica) ai miglioramenti conseguiti a livello meccanico nel suolo stabilizzato. Al fine di aumentare l'effetto della reazione pozzolanica, diverse percentuali di ceneri volanti sono incorporate nella melma di loess. D'altra parte, viene studiato il contributo dell'inclusione delle fibre al comportamento meccanico del suolo stabilizzato, principalmente negli effetti sulla resistenza post-picco.

Per fare ciò, viene condotto un programma sperimentale volto a rilevare e apprezzare il contributo delle diverse reazioni presenti nel suolo stabilizzate con calce sulla resistenza e rigidità del suolo, nonché gli effetti del suolo stesso con l'incorporazione di fibre sintetiche. Il programma empirico comprende test di caratterizzazione meccanica a livello macroscopico (misure di resistenza al taglio e rigidità a livelli medi e piccoli di

deformazione), nonché studi a livello microscopico sviluppati mediante l'ottenimento di fotografie della struttura delle miscele di suolo e calce ottenute con microscopia confocale ed elettronica, e mediante caratterizzazione mineralogica mediante test di diffrazione di raggi X.

I risultati ottenuti ci consentono di apprezzare il modo in cui l'incorporazione della calce idrata aumenta la resistenza e la rigidità del loess compattato e quali sono le principali variabili che regolano il miglioramento. Allo stesso modo, testando provette in cui è impedito l'accesso all'anidride carbonica, minimizzando così la carbonatazione, è possibile differenziare e caratterizzare il contributo relativo delle reazioni di tipo pozzolanico dal miglioramento complessivo ottenuto mediante flocculazione e carbonatazione. Infine, sono illustrati i benefici nel comportamento post-picco e la maggiore duttilità risultante dall'incorporazione di fibre sintetiche.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La estabilización de suelos cohesivos mediante compactación y adición de cal es una práctica que se remonta a las épocas del imperio romano. Los efectos producto de la adición de cal radican especialmente en la disminución de la plasticidad y en el aumento de la rigidez y resistencia de los suelos estabilizados. Estas mejoras han sido observadas en suelos fundamentalmente arcillosos, donde el hidróxido de calcio ayuda a disminuir el espesor de la doble capa difusa que rodea las partículas de arcilla (por un efecto de concentración iónica), promoviendo la floculación entre partículas.

Igualmente, la práctica ha demostrado que en suelos limo areno arcillosos de tipo loésico, estas mejoras también se presentan a pesar de que el contenido de arcilla no es predominante. El mejoramiento de estos suelos por la adición de cal se debe no solo a un efecto de floculación y carbonatación, sino a la generación de nuevos productos del tipo silicatos que actúan como cementantes en la matriz intergranular consecuencia de la ocurrencia de reacciones de tipo puzolánico.

En la actualidad, si bien la cal es ampliamente usada como un material de estabilización en este tipo de suelos, todavía existen interrogantes sobre las reacciones que se desarrollan en la matriz de suelo al adicionar cal y cómo estas contribuyen a las mejoras mecánicas ya conocidas.

Por otro lado, el refuerzo de suelos mediante la adición de fibras sintéticas constituye una técnica que ha adquirido interés en las últimas décadas y que ha demostrado ser efectiva en una amplia variedad de suelos. La inclusión de fibras en el suelo produce un incremento en la resistencia al corte y un comportamiento post-pico de tipo dúctil, siendo el suelo reforzado capaz de soportar elevadas tensiones incluso después de alcanzar la falla.

El presente trabajo de investigación estudia el comportamiento mecánico de un limo areno arcilloso de tipo loésico compactado, estabilizado con cal, y reforzado con fibras sintéticas. Por un lado, se busca profundizar el entendimiento sobre los fenómenos físico-químicos que se desarrollan a nivel interpartícula al adicionar cal a un loess, como así también caracterizar y cuantificar el aporte relativo de cada uno de los diferentes fenómenos y reacciones en la mejora mecánica total alcanzada a nivel macroscópico en el suelo estabilizado. Por otro lado, se indaga el aporte de la inclusión de fibras al comportamiento mecánico del suelo estabilizado fundamentalmente orientado a atenuar la fragilidad generada por la adición de cal.

Como metodología de trabajo, en primer lugar se lleva a cabo un estudio meticuloso del estado del conocimiento actual de la estabilización de suelos mediante la adición de cal. Con un conocimiento más amplio del objeto de estudio, se diagrama un programa experimental diseñado para caracterizar los fenómenos bajo estudio y poner a prueba las hipótesis de la investigación. Previo a la ejecución de ensayos mecánicos, se determinan propiedades clave de los suelos y cal empleados, como el índice de puzolanidad o contenido de cal óptima, a los fines de magnificar los fenómenos indagados. El programa empírico, incluye pruebas de caracterización mecánica a nivel macroscópico (medición de resistencia y rigidez a niveles medios y pequeños de deformación), así como estudios a nivel micro desarrollados mediante la obtención de fotografías de la microestructura de las mezclas suelo cal obtenidas con microscopio confocal y electrónico, y a través de la caracterización mineralógica por medio de ensayos de difracción de rayos x. Asimismo se propone una metodología de curado para las muestras suelo cal que permite anular los procesos de carbonatación y por lo tanto concentrar la mejora mecánica únicamente como consecuencia de racciones de tipo puzolánico.

Los resultados obtenidos en las diferentes fases experimentales, permiten apreciar cómo la incorporación de cal hidratada incrementa la resistencia y rigidez del loess

compactado, y cuáles son las principales variables que gobiernan la mejora. Asimismo, mediante el testeo de probetas en las que se impide el acceso de dióxido de carbono, minimizando así la carbonatación, se logra diferenciar y caracterizar el aporte relativo de reacciones de tipo puzolánico de la mejora global lograda por la floculación y la carbonatación. Finalmente, se ilustran los beneficios en el comportamiento postpico e incremento de ductilidad producto de la incorporación de fibras sintéticas.

Por último, los resultados obtenidos se analizan y contrastan con la bibliografía existente, permitiendo arribar a las conclusiones de la presente tesis.

1.2 OBJETIVOS

Este trabajo de investigación se centra en el estudio de la mejora mecánica de un suelo limo areno arcilloso de tipo loésico compactado, estabilizado con cal y reforzado con fibras sintéticas. Los objetivos principales se enumeran a continuación:

- Caracterizar el comportamiento mecánico del suelo bajo estudio estabilizado mediante la adición de cal y reforzado con fibras, detectando la contribución separada y en conjunto de cada material.
- Identificar los fenómenos físico-químicos desarrollados al adicionar cal al suelo, haciendo foco en las reacciones de carbonatación de la cal y reacción puzolánica.
- Caracterizar y cuantificar la contribución de la reacción puzolánica y de la carbonatación de la cal en el comportamiento mecánico del suelo estabilizado con cal.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis se encuentra organizada en 8 capítulos:

- El Capítulo 2, titulado “Suelos loésicos, cales y puzolanas: estado del conocimiento”, presenta un estudio exhaustivo de la literatura actual de los materiales que son objeto de la presente tesis. Se elabora una revisión bibliográfica del loess pampeano, describiendo su origen, composición, estructura y propiedades mecánicas, tanto en condición inalterada como remoldeada, siendo esta última de particular interés en el presente trabajo. Luego se describen los diferentes tipos de cales existentes, haciendo énfasis en la cal hidratada. Por último, se realiza una revisión literaria sobre puzolanas y la denominada reacción puzolánica.
- En el Capítulo 3, titulado “Suelos estabilizados con cal”, se estudia la estabilización de suelos mediante el uso de cal, como así también mediante el uso de cal y cenizas volantes en forma conjunta. Se presentan los efectos de la adición de cal en diferentes tipos de suelos, y se analizan los procesos físico-químicos asociados a la mejora producto de la estabilización. Asimismo, se abordan conceptos asociados a la aplicación de cal en suelos.
- El Capítulo 4, “Suelos reforzados con fibras”, presenta una revisión bibliográfica de suelos reforzados mediante la adición de fibras. Se presentan aquí los efectos que la adición de fibras produce en las propiedades mecánicas del suelo reforzado. Además, se exponen los estudios existentes sobre suelos estabilizados con cal y reforzados con fibras.
- En el Capítulo 5, “Materiales y métodos”, se describen las principales propiedades de los materiales usados en el presente trabajo. Luego, se detalla el programa experimental llevado a cabo a los fines de caracterizar mecánica y químicamente mezclas de los diferentes materiales bajo estudio.
- El Capítulo 6 se titula “Efecto de la adición de cal y fibras en el comportamiento mecánico del limo loésico”. En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la primera fase del programa experimental, realizada con el objetivo de caracterizar el comportamiento mecánico de mezclas de suelo loésico con cal hidratada y con fibras. Se analiza en primer lugar el efecto por separado que producen la adición de cal y de fibras al suelo, para luego estudiar el comportamiento en conjunto de estas dos adiciones. Asimismo, se evalúa la influencia de diferentes factores en la

resistencia del material compuesto, como ser el tiempo y forma de curado, la humedad de ensayo, entre otros.

- El Capítulo 7 se titula “Contribución relativa de las diferentes reacciones físico químicas desarrolladas en el suelo cal”. En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la segunda fase del programa experimental, cuyo objetivo fue detectar y caracterizar los diferentes cambios físico-químicos que se producen al adicionar cal al suelo, los cuales están dados por la floculación, carbonatación, y reacción puzolánica, y entender cómo estos afectan al comportamiento mecánico del mismo y cuál es el impacto relativo de cada uno de los mismo en la mejora mecánica final
- Por último, en el Capítulo 8 titulado “Conclusiones y Recomendaciones”, se resumen las principales conclusiones a las que se arribó mediante el desarrollo de la presente tesis, como así también comentarios sobre posibles líneas de investigación que se desprenden del trabajo realizado y pueden sugerirse para estudios futuros y complementarios

CAPÍTULO 2

SUELOS LOÉSSICOS, CALES Y PUZOLANAS: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se desarrolla una revisión bibliográfica de los materiales que serán objeto de estudio de la tesis. Como metodología se ha adoptado abordar en una primera instancia el estudio de cada material por separado, para luego proceder al estudio del comportamiento de mezclas de estos materiales.

En primer lugar se elabora una revisión bibliográfica del loess pampeano. Se realiza una breve descripción del origen de este tipo de suelo, como así también de su estructura, para luego pasar al estudio de la composición química y mineralógica del suelo. Asimismo, se describen las principales propiedades mecánicas del loess, tanto en condición inalterada como remoldeada, siendo esta última de interés especial para la presente investigación.

Luego, se presenta una descripción de los diferentes tipos de cales existentes, haciendo énfasis en el Hidróxido de Calcio, o bien cal hidratada como se la conoce comercialmente, la cual es utilizada en el presente estudio. Así también se explica el proceso de obtención de la cal, y las reacciones químicas asociadas al mismo.

En tercer lugar, se realiza una revisión literaria sobre puzolanas. Se explica qué es una puzolana, qué tipos de puzolanas existen y qué es la reacción puzolánica. Finalmente, se estudian los métodos existentes en la bibliografía para determinar la puzolanidad de un determinado material, con sus respectivas limitaciones.

2.2 EL LOESS PAMPEANO

2.2.1 Introducción

Los loess son suelos predominantemente limosos cuyo nombre es indicativo del estado de su estructura interna. Fueron estudiados por primera vez en Alemania en formaciones de la cuenca del Rin, donde surgió su denominación. Esta palabra tiene la misma raíz que “loose” en inglés y significa suelto (Rocca et al., 2006).

Si bien existen algunas controversias sobre su génesis, se acepta que son suelos formados por acción eólica que pueden ser retransportados y redepositados por otros medios (Roberts, 2019). Cuando estos suelos conservan la estructura de deposición, se denominan loess primario. Por el contrario, aquellos sedimentos que han sufrido alteraciones en su estructura original son denominados loess secundarios.

Estos suelos por lo general son de baja a nula plasticidad, con un Índice Plástico menor al 12% y un Límite Líquido de entre 25 y 35% (Gibbs y Holland, 1960). En el sistema unificado corresponde a una clasificación ML y CL-ML.

La principal característica geotécnica en este tipo de suelos es la colapsibilidad o estado metaestable de su estructura interna, la cual puede destruirse debido a cambios en el contenido de humedad o tensionales. El fenómeno de colapso indica un proceso rápido de derrumbe de la fábrica macroporosa de este tipo de suelo, por ablandamiento de los vínculos intergranulares (Quintana, 2005). Como consecuencia, se generan variaciones volumétricas bruscas y de gran magnitud.

2.2.2 Origen y formación

Existen dos fenómenos que influyeron en la formación del loess pampeano: la intensa actividad volcánica explosiva andina, y la acción eólica sobre las Sierras Pampeanas (Quintana, 2005).

Durante la era terciaria y cuaternaria, predominaron en la región partículas de origen volcánico producidas en los Andes Centrales y en la Patagonia. Estas partículas fueron transportadas por agentes erosivos y fluviales hacia el norte de la Patagonia (Teruggi, 1957). De allí, las mismas fueron acarreadas por la acción del viento hacia el

centro del país. Así también, se encuentran en el loess minerales provenientes de la erosión de las Sierras de Córdoba.

Las lluvias de cenizas también constituyen una fuente del loess sudamericano. Se ha estimado entre 5 a 10 m de material piroclástico acumulado en el último millón de años. Las alteraciones de esas cenizas han generado reacciones puzolánicas con la formación de capas cementadas (tosca). Esta cementación es variable tanto en la extensión como en sus características mecánicas (Quintana y Redolfi, 2001).

La estructura de las capas superiores en estos suelos, es propia de la deposición eólica (sistema eólico pampeano), y su sedimentación no ha sido continua. Los espesores promedios van desde 25m a 60m, con capas que tienen espesores menores a 2m (Teruggi e Imbellone, 1992).

El suelo depositado sobre la superficie fue afectado luego por diversos procesos postdeposicionales tales como la acción de la lluvia, nieve, actividad biológica, congelamiento, etc. generándose importantes diferenciaciones en el sedimento (Quintana, 2005). Dentro de las modificaciones postdeposicionales sufridas por el loess pampeano, se han reconocido la meteorización superficial con descalcificación producida por alteración meteórica; la oxidación de sustancias orgánicas; la disolución de sales solubles y la concentración de éstas en varias formas (concentración del carbonato en capas calcáreas y concreciones aisladas denominadas tosquillas).

2.2.3 Estructura

En el loess pampeano, las partículas de mayor dimensión (arenas y limos) tienden a acomodarse alrededor de macroporos de una manera desordenada. Sobre la superficie de estas partículas y en los puntos de contacto se encuentran presentes minerales de arcilla y otros agentes cementantes. En base a observaciones en microscopio electrónico, Rinaldi et al., 2007 esquematizaron la estructura del loess tal como se presenta en la Figura 2.1

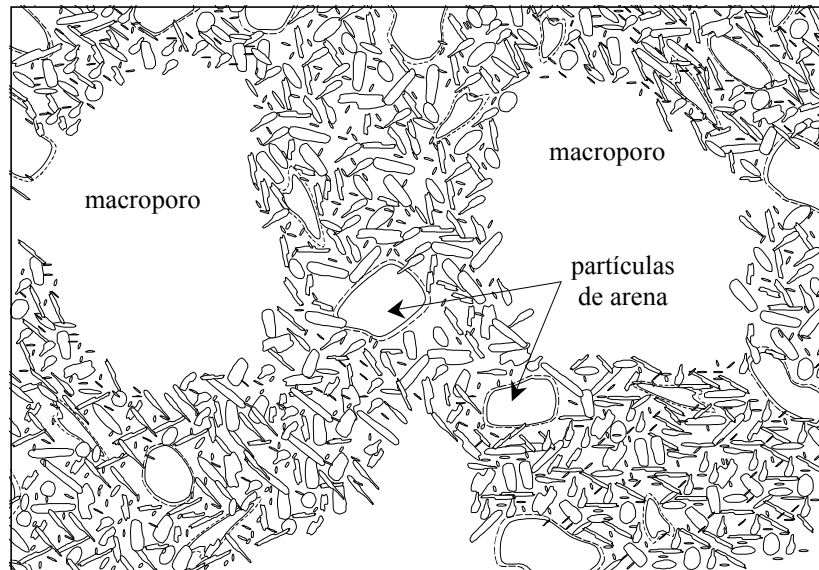


Figura 2.1: Esquema de la estructura del loess argentino, basado en observaciones de microscopio electrónico SEM (Rinaldi et al., 2007).

La porosidad media del loess es de alrededor de 0,5. Los poros submicroscópicos (menores a $1\mu\text{m}$) representan del 5% al 25% del total de volumen de poros, los poros microscópicos (entre 1 y $20\mu\text{m}$) representan del 30% al 80% del total de volumen de poros, mientras que el remanente son macroporos de tamaños del orden del milímetro (Luttenegger and Saber, 1987; Barton, 1994).

Usualmente el loess tiene un grado de cementación débil provisto por sales solubles, sílice amorfa, carbonato cálcico, yeso y óxido de hierro. En algunos casos, la presencia de agentes cementantes estables como sílice amorfa y carbonatos dan lugar a un aumento importante en la resistencia del loess, asemejándose el mismo a una roca sedimentaria, localmente conocido como "tosca" (Rocca, 1985; Quintana y Redolfi, 2001). Cuando la cementación se produce de manera localizada, se forman nódulos y agregados de partículas. En este caso, el loess se comporta como un suelo con partículas de mayor tamaño (Capdevila, 2008).

La estructura macroporosa del loess y la naturaleza de la cementación existente entre las partículas de suelo dan lugar al fenómeno de colapso al producirse el ingreso de agua al suelo, generándose grandes asentamientos frente a cargas externas moderadas o incluso bajo el peso propio del suelo. Esta reducción en la resistencia al corte del suelo se produce por los siguientes fenómenos:

- La disminución de las fuerzas de succión debido al incremento en el porcentaje de saturación.
- La hidratación de la doble capa de las partículas lo cual, dependiendo del espesor y de los cationes disponibles en la solución, puede ocasionar la dispersión de las partículas en función del balance neto entre fuerzas atractivas y repulsivas (Reginato y Ferrero 1973).
- La disolución de sales solubles precipitadas en los contactos.
- La pérdida de resistencia en agentes cementantes poco solubles (carbonatos, yeso, sílice amorfa) debido a la disminución de la succión matricial en los mismos (Alonso y Gens 1994).

2.2.4 Composición y mineralogía

2.2.4.1 Composición química

Los sedimentos loésicos presentan elevados porcentajes de sílice (SiO_2) y alúmina (Al_2O_3) como consecuencia de su mineralogía en la que predominan los silicatos tales como el cuarzo, feldespatos, micas y las cenizas volcánicas.

La composición química del loess puede variar tanto vertical como horizontalmente, y ser modificada por procesos de meteorización o edafogenéticos. Los procesos de meteorización influyen en la concentración de algunos compuestos químicos tales como el Fe_2O_3 , Al_2O_3 , K_2O , MgO y SiO_2 y en la disminución de otros como el CaO y Na_2O (Liu Tungsheng, 1985).

Por su parte, las cenizas volcánicas presentan una composición química muy similar a los depósitos loésicos, en cuanto a la preponderancia de la sílice y alúmina.

La composición química aproximada del loess en la provincia de Córdoba el loess se presenta en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Composición química del loess en la provincia de Córdoba (Ricci, 1996).

Compuesto Químico	Fórmula química	Contenido [%]
Silice	SiO ₂	59,2 %
Alúmina	Al ₂ O ₃	13,6 %
Óxido férrico	Fe ₂ O ₃	4,3 %
Óxido de Calcio	CaO	6,5 %
Óxido de Magnesio	MgO	1,1 %
Óxido de Sodio	Na ₂ O	3,1 %
Óxido de Potasio	K ₂ O	2,2 %

2.2.4.2 Granulometría y mineralogía

La granulometría de los sedimentos loésicos está conformada principalmente por partículas limosas, con cantidades menores de arena fina y arcilla, que varían en función de la distancia de transporte y de los fenómenos postdeposicionales.

El porcentaje en peso del tamaño de partículas de estos sedimentos usualmente es (Nieva y Francisca, 2007):

- Arena: 1 a 10%;
- Limo: 50 a 80%;
- Arcilla: 2 a 20%.

La fracción de arena está compuesta principalmente por plagioclasas, cuarzo, ortoclasas, cristales volcánicos, labradorita, feldspatos alterados, fragmentos de rocas volcánicas y ópalos orgánicos. Por su parte, la fracción limosa difiere de la arenosa principalmente por la angulosidad de sus partículas, y el incremento en la proporción de vidrio volcánico. Por último, la fracción arcillosa está compuesta de

montmorrillonita, illita y pequeñas cantidades de cuarzo y feldespatos. En la Tabla 2.2 se presenta un resumen de los principales minerales presentes en cada fracción del loess.

Tabla 2.2: Principales minerales presentes en cada fracción granulométrica (Nieva y Francisca, 2007)

Tamaño de la partícula	Mineral	Porcentaje en peso
Arena	Cuarzo	20 - 30 %
	Feldespato	20 - 65 %
	Vidrio volcánico	1 - 25 %
	Basalto	1 - 25 %
Limo	Cuarzo	20 - 30 %
	Feldespato	30 %
	Vidrio volcánico	15 - 60 %
	Gibbsita	20 %
Arcilla	Illita	90 - 100 %
	Montmorrillonita	0 - 5 %
	Caolinita	0 - 5 %

2.2.5 Propiedades mecánicas

El loess en la región central de Argentina se caracteriza por ser un suelo de baja plasticidad (con índice de plasticidad por lo general inferior al 6%), lo que implica un suelo de tipo ML o CM-ML en la Clasificación Unificada de Suelos. El peso unitario seco se encuentra entre los 12,5 kN/m³ y los 14,5 kN/m³, con una gravedad específica

promedio de 2,65. Por otro lado, el peso unitario seco máximo obtenido a partir del ensayo de compactación Proctor estándar alcanza valores de 16,5 kN/m³ a 17,0 kN/m³ con una humedad óptima de 16% a 17% (Capdevila, 2008).

La estructura del loess define su comportamiento mecánico, diferenciándolo del comportamiento del mismo suelo remoldeado y compactado. Capdevila (2008) observó mediante ensayos de compresión triaxial, que la presencia de vínculos cementados en el loess inalterado ocasionaba cambios bruscos de pendiente en la trayectoria de las curvas tensión - deformación, efecto que no se observaba en las curvas de muestras compactadas, las cuales presentaban una variación gradual de la pendiente.

En la Figura 2.2 se presenta esquemáticamente la resistencia al corte del suelo inalterado y del suelo remoldeado bajo diferentes contenidos de humedad. En condición de humedad natural, los parámetros de resistencia al corte del loess inalterado y del loess compactado resultan similares, con ángulos de fricción interna (ϕ) que rondan los 20° y valores de cohesión (c) en el orden de los 30 kPa. La existencia de una cohesión no nula se debe al efecto de la succión y de la cementación en el caso del suelo inalterado. Por otro lado, si el suelo se encuentra saturado se elimina el efecto de la succión. Para estas condiciones, el loess compactado presenta un ángulo de fricción interna del orden de 24° y una cohesión nula, mientras que en el loess inalterado la cohesión es diferente de cero y el ángulo de fricción resulta cercano a 22° (Capdevila, 2008).

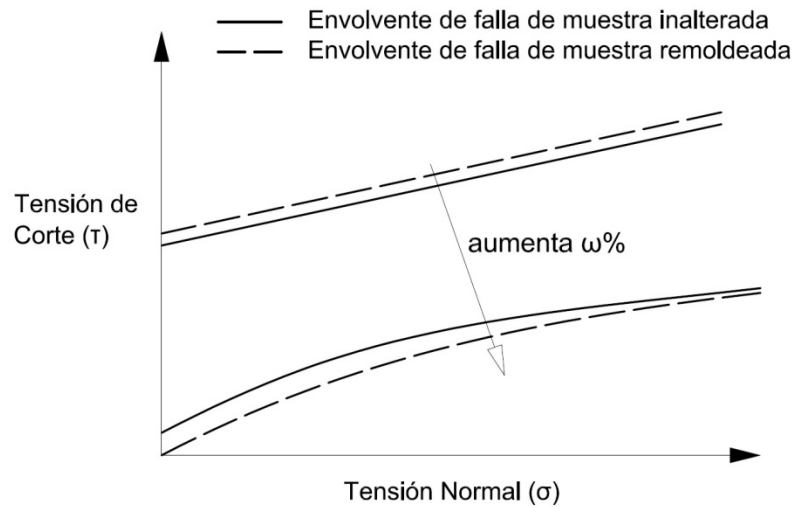


Figura 2.2: Envolvente de falla en muestras de loess inalterado y remoldeado para diferentes contenidos de humedad (modificado de Capdevila, 2008)

2.3 LA CAL

2.3.1 Introducción

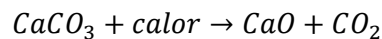
La cal es un producto ampliamente utilizado para el tratamiento de suelos, pudiendo tratarse tanto de la cal viva (óxido de calcio - CaO), la cal hidratada (hidróxido de calcio - Ca(OH)_2) o una lechada de cal. La misma se obtiene a partir de la piedra caliza, la cual es luego sometida a un tratamiento térmico.

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 cual 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.

2.3.2 Producción de cal

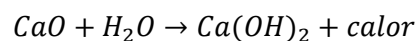
El proceso de producción de la cal consiste en las siguientes etapas (National Lime Association, 2004):

- Extracción de la roca caliza: comprende todos los procesos que se realizan en la cantera a partir de los cuales se obtiene la piedra caliza, materia prima de este proceso.
- Preparación de la roca: consiste en la trituración y tamizaje de la piedra caliza, con el objetivo de lograr el diámetro requerido para el horno de calcinación.
- Calcinación: consiste en la aplicación de calor para la descomposición (reacción térmica) de la caliza. Se lleva a cabo en hornos que alcanzan temperaturas de entre 800 y 900 °C. En este proceso se pierde cerca de la mitad de peso, por la descarbonatación o pérdida del dióxido de carbono de la caliza original. La calcinación es un proceso que requiere mucha energía para que la descarbonatación pueda ocurrir y es en este paso cuando la piedra caliza se transforma en cal viva con desprendimiento de dióxido de carbono:



En esta etapa ya se obtiene la cal viva, la cual es ampliamente utilizada en la industria de la construcción tanto en morteros de unión como en revestimientos, previo "apagado" sumergiéndola en agua.

Dado que la cal viva es muy inestable, se suele preferir el uso de cal hidratada, la cual se obtiene a partir de la hidratación de la cal viva generándose la siguiente reacción química con liberación de calor:



La hidratación o apagado en la industria suele llevarse a cabo por aspersión, riego o por inyección de vapor de agua.

2.4 PUZOLANAS

2.4.1 Introducción

Según la norma ASTM C-618 (American Society for Testing and Materials, 2005), las puzolanas son materiales silíceos o alumino-silíceos finamente divididos que si bien por sí solos no poseen valor cementante, en presencia de agua son capaces de reaccionar químicamente con el hidróxido de calcio a temperatura ambiente para formar compuestos con propiedades cementantes.

La reacción puzolánica es aquella que se produce entre el hidróxido de calcio y una puzolana en presencia de agua, dando lugar a la formación de compuestos insolubles y estables que se comportan como conglomerantes hidráulicos. En este sentido, las puzolanas dan propiedades cementantes a un conglomerante no hidráulico como es la cal.

En esta sección se presenta una descripción sobre diferentes tipos de puzolanas y sus propiedades, y se describe la reacción puzolánica y los métodos existentes para su valoración.

2.4.2 Clasificación de los materiales puzolánicos

Según su origen, los materiales con actividad puzolánica se clasifican en dos grandes grupos: puzolanas naturales y puzolanas artificiales.

2.4.2.1 Puzolanas Naturales

Las puzolanas naturales son aquellas que pueden ser utilizadas tal como se encuentran en la naturaleza, sin necesidad de introducir transformaciones químicas o mineralógicas. Entre las mismas se encuentran (Quintana, 2005):

- **Materiales volcánicos:** se trata de minerales con estructura amorfa, que se forman debido al enfriamiento rápido del magma en contacto con la atmósfera. El vidrio volcánico, constituido por sílice amorfa, es un claro ejemplo de este grupo.
- **Materiales piroclásticos:** minerales también en estado amorfo formados a partir del enfriamiento de partículas y cenizas volcánicas.
- **Materiales sedimentarios clásticos:** se trata de minerales arcillosos como la caolinita, la illita y la montmorrillonita, que forman parte de sedimentos finos de origen eólico, hídrico, residual, etc.
- **Materiales sedimentarios orgánicos:** se trata de rocas sedimentarias con abundante sílice hidratada cuyo origen se debe a la precipitación de la sílice contenida en el agua del mar (esqueletos y caparazones silíceos de animales o plantas).

2.4.2.2 Puzolanas artificiales

Se definen como materiales que presentan actividad puzolánica debido a un tratamiento térmico adecuado. Se debe distinguir dos grupos, uno de ellos formado por materiales de naturaleza arcillosa que son "activados" térmicamente, y otro constituido por subproductos de determinadas operaciones industriales que en base a su naturaleza y al proceso al que están sometidas adquieren propiedades puzolánicas.

Entre las puzolanas artificiales se distinguen (Quintana, 2005):

- **Cenizas volantes:** se forman a partir de la combustión del carbón en las usinas termoeléctricas, donde son recogidas a través de electro filtros. Se dividen en dos categorías, de acuerdo a la Norma ASTM C-618:

Clase F: son cenizas volantes con un contenido de óxido de calcio inferior al 10%. Presentan un alto contenido de aluminosilicatos amorfos y en menor proporción aluminosilicatos cristalinos, cuarzo, magnetita, hematita y hasta un 10% de carbón sin quemar.

Clase C: son cenizas de alto contenido de óxido de calcio (entre 15 y 35%), de manera que no sólo presentan actividad puzolánica sino también propiedades cementicias.

- Escorias de alto horno: surgen del proceso de reducción del mineral de hierro. Cuando la escoria es enfriada rápidamente con agua o aire, la mayor parte de la sílice, magnesio, alúmina y cal adquieren un estado amorfo.
- Humos de sílice: se trata de un subproducto de las industrias que elaboran metales silíceos o aleaciones ferro-silíceas. En la reducción del cuarzo al silicio a elevadas temperaturas, se produce óxido de silicio gaseoso, el cual es transportado a zonas de menor temperatura. En contacto con el aire, éste se oxida y se condensa en forma de pequeñas esferas de sílice amorfa, que son recogidas mediante filtrado de gases.
- Cenizas de cáscara de arroz: obtenidas durante la industrialización del arroz en el proceso de quemado controlado, en un determinado rango de temperatura. Las cenizas contienen sílice amorfa, con partículas angulosas, de elevada porosidad y superficies específicas elevadas.
- Arcillas termo-activadas: en temperaturas elevadas, entre los 600 y 1000°C, la estructura de los minerales arcillosos se descompone dando lugar a la formación de sílice y alúmina de estructura amorfa, con gran actividad puzolánica.

2.4.3 La reacción puzolánica

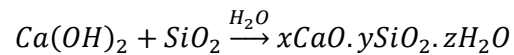
La reacción puzolánica se produce en presencia simultánea de hidróxido de calcio y un material puzolánico en un medio acuoso. El ambiente altamente alcalino creado por la solubilidad del hidróxido de calcio en el agua promueve la solubilización de los

compuestos de sílice y alúmina de la puzolana, generándose nuevos compuestos con propiedades cementantes.

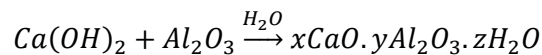
Entre los parámetros que influyen en la reacción puzolánica se destacan el pH de la solución de ataque, el grado de cristalinidad y el tamaño de las partículas. A mayor pH y menor cristalinidad, mayor es la solubilidad de la sílice, de esta manera aumenta la actividad puzolánica (McCarthy y Dyer, 2019).

Desde el punto de vista químico, se trata de una serie de reacciones del tipo ácido-base, las cuales resultan irreversibles. Estas reacciones pueden resumirse en las siguientes (Quintana, 2005; Akula y Little, 2020):

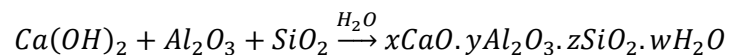
Combinación del Hidróxido de Calcio con Sílice y agua:



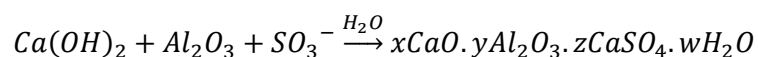
Combinación del Hidróxido de Calcio con Alúmina y agua:



Combinación del Hidróxido de Calcio con Alúmina, Sílice y agua:



Combinación del Hidróxido de Calcio con cenizas volantes sulfocálcicas:



En las ecuaciones precedentes el catión Ca^{+2} puede ser reemplazado por el catión Mg^{+2} o por combinaciones de ambos.

Como resultado de la reacción puzolana - cal, se forman compuestos similares a los que se originan durante la fabricación, hidratación y fraguado del cemento Portland. Por este motivo, los productos de la reacción suelen representarse a partir de la nomenclatura utilizada en la química del cemento:

- C: Óxido de Calcio (CaO).
- S: Dióxido de Silicio (SiO_2).
- A: Trióxido de dialuminio (Al_2O_3).
- F: Trióxido de dihierro (Fe_2O_3).
- H: Agua (H_2O)

Los compuestos formados por la reacción puzolánica generalmente caen dentro de dos clases: silicatos de calcio hidratados y aluminatos de calcio hidratados (Diamond y Kinter, 1971).

Los silicatos de calcio hidratados son poco cristalizados y difíciles de detectar. Se conocen tres fases de los silicatos de calcio hidratados: el gel de tobermorita C-S-H, el C-S-H (I), y el C-S-H (II). El gel tobermorita es una fase de alto calcio que se produce en la solidez del cemento portland, teniendo una estructura bien cristalizada. El C-S-H (I) posee un contenido de calcio considerablemente inferior, y tiene una estructura de gel pobremente cristalizada. El C-S-H (II) es una fase de alto calcio pero con una estructura diferente, en forma de láminas.

Existen varios tipos de aluminatos de calcio hidratados. Uno de ellos que se forma comúnmente a temperaturas normales es un miembro del grupo de los aluminatos tetracálcicos hidratados. La forma generalmente producida por la reacción puzolana-cal es de composición $\text{C}_4\text{AH}_{12}\text{CO}_2$ y tiene un espaciamiento de 7,6 Å el cual permanece invariable durante el secado. Al contrario, el C_4AH_{13} puro tiene un espaciamiento basal de 7,9 Å cuando está húmedo y el espaciamiento disminuye progresivamente por el secado hasta más o menos los 7,4 Å (Diamond y Kinter, 1971).

Las reacciones de la cal con puzolanas a temperaturas levemente superiores, dan lugar a un aluminato de calcio hidratado completamente diferente: C_3AH_6 . Esta es una

fase cúbica con una estructura cristalina diferente que la de los aluminatos tetra-cálcicos hidratados; se forma preferentemente a temperaturas por encima de los 30 °C y una vez formado es estable a temperatura ambiente.

Hilt y Davidson (1961) examinaron el producto de una reacción a largo plazo de cal y montmorillonita a temperatura ambiente e identificaron un material del tipo C_4AH_{13} mediante la prueba de difracción de rayos X. El difractómetro también indicó picos débiles que fueron atribuidos a silicatos de calcio hidratados pobremente cristalizados.

Por último, Glen y Handy (1963) estudiaron los productos de la reacción entre varios minerales arcillosos y varias formas de cal a temperatura ambiente. Descubrieron la presencia de silicatos de calcio hidratados pobremente cristalizados y aluminatos de calcio hidratados de 7,6 Å.

2.4.4 Métodos para detectar la actividad puzolánica

2.4.4.1 Introducción

Existen diversos métodos para detectar la actividad puzolánica, los cuales pueden dividirse en dos grandes grupos (Donatello et al., 2010):

- Métodos directos: son aquellos que monitorean la presencia de hidróxido de calcio y su reducción con el tiempo a medida que la reacción puzolánica procede.
- Métodos indirectos: son aquellos que miden alguna propiedad física de una muestra que pueda indicar la existencia y el desarrollo de la reacción puzolánica.

Se desarrollan en este apartado cuatro procedimientos que se encuentran entre los más utilizados para detectar y evaluar la actividad puzolánica: el método Luxán, el método McCarter y Tran, la prueba de Frattini y el índice de actividad por resistencia.

2.4.4.2 Método Luxán

Luxán et al. (1989) presentó una técnica sencilla y rápida para determinar la actividad puzolánica en materiales naturales, entre ellos suelos. El método consiste en medir el cambio en la conductividad eléctrica de una solución saturada de hidróxido de calcio al agregar una cierta cantidad de puzolana a la solución.

El procedimiento es el siguiente: se preparan 200 ml de solución saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y se la mantiene a una temperatura constante de 40 °C. A esta solución se agregan 5 gramos del material a evaluar y se agita bien. Se mide la conductividad eléctrica por un lapso de 10 minutos.

El cambio en la conductividad eléctrica a los 2 minutos permite dar una idea de la actividad puzolánica del material. Los autores establecen tres categorías de acuerdo a la variación en la conductividad:

- Material no puzolánico: variación menor a 0.4 mS/cm.
- Material medianamente puzolánico: variación entre 0.4 y 1.2 mS/cm.
- Material puzolánico: variación mayor a 1.2 mS/cm.

El método se basa en que, si existe reacción puzolánica, parte de los iones Ca^{+2} presentes en la solución reaccionarán dando lugar a nuevos compuestos. Como consecuencia, la concentración de cationes en la solución disminuirá y por lo tanto también lo hará la conductividad eléctrica.

La ventaja de este método es su sencillez y rapidez, sin embargo, los resultados que se obtienen no siempre son representativos del grado de puzolanidad del material. Payá et al. (2001) realizaron una serie de observaciones al método Luxán a los fines de poder corregir los resultados de esta prueba en determinados materiales. En primer lugar, los autores observaron que el método no tiene en cuenta la presencia de sales solubles en agua en el material estudiado. Esto es particularmente importante en el caso de algunas puzolanas artificiales como las cenizas volantes, que suelen tener importantes contenidos de sales solubles que afectan el valor de la conductividad. La variación del pH de la solución es otro efecto a tener en cuenta. En el caso de cenizas volantes, el pH puede incrementarse debido a la lixiviación de metales alcalinos (Na, K) o calcio provenientes de fracciones de aluminosilicatos de las partículas de ceniza. La hidrólisis de estos aluminosilicatos produce un incremento en la concentración de

ión OH⁻, aumentando así el pH. Pero esto también produce la disolución de ión Ca⁺² en la solución, lo cual afectaría la solubilidad del hidróxido de calcio en el agua. Por este motivo, si se agrega ceniza volante a una solución saturada de hidróxido de calcio, se va a producir una precipitación de Hidróxido de Calcio ya que el producto iónico se vuelve mayor que el producto de solubilidad. Este fenómeno puede evitarse si se trabaja con una solución no saturada en hidróxido de calcio. Por último, las cenizas volantes clase C (de alto contenido de cal) muestran un aumento de la conductividad eléctrica con el tiempo, y aún así son altamente puzolánicas.

2.4.4.3 Método McCarter y Tran

McCarter y Tran (1996) desarrollaron un método en donde se determina un índice de puzolanicidad en función de mediciones de conductividad eléctrica en mezclas de diferentes materiales con hidróxido de calcio.

El método consiste en preparar mezclas del material a analizar con cal y agua en proporciones sólido/líquido del orden de 0,5 a 1,2. Una vez preparadas, se coloca en una celda cuyos extremos contiene electrodos de acero inoxidable. El ensayo consiste en medir la conductividad eléctrica durante 48 horas, con una temperatura controlada de 20°C.

Los autores observaron que las diferentes mezclas estudiadas presentaban un comportamiento similar, pudiendo establecer cuatro regiones en las curvas de conductividad eléctrica en el tiempo, tal como se observa en la Figura 2.3. La región I abarca las primeras 4 horas aproximadamente, en donde se produce una caída de la conductividad del orden del 10%. La región II abarca las siguientes 14 horas aproximadamente, y en esta etapa la conductividad registra un descenso a ritmo bajo y constante. En la región III, entre las 14 y las 22 horas, hay una caída muy marcada de la conductividad, aumentando a su vez la rigidez de las muestras. Por último en la región IV, pasadas las 22 horas, la conductividad decrece pero a una velocidad menor, lo cual se atribuye a una menor actividad química en la mezcla.

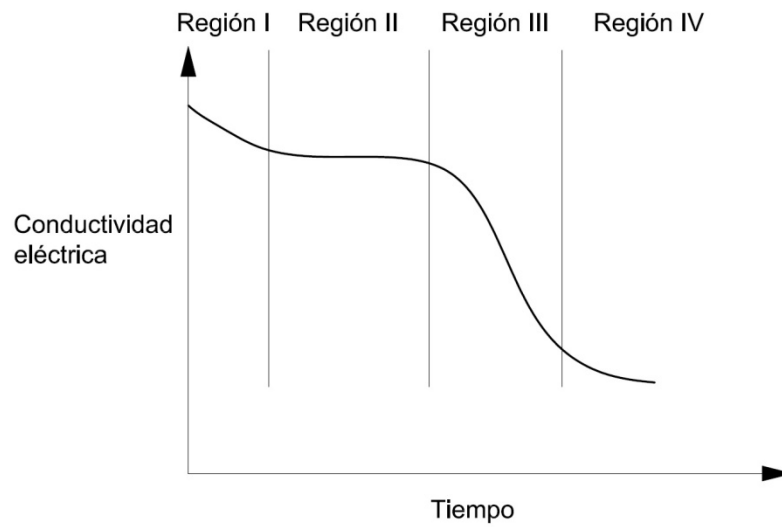


Figura 2.3: Regiones identificadas en las curvas de variación de la conductividad eléctrica en el tiempo, de acuerdo a McCarter y Tran (1996).

En base a las observaciones realizadas y a los resultados obtenidos, McCarter y Tran (1996) propusieron crear un índice de puzolanicidad, que tiene en cuenta la pendiente de la curva en la región de mayor actividad (región III), y el tiempo correspondiente al final de esta región (ecuación 2.1).

$$IP = \frac{\text{Pendiente máxima}}{\text{tiempo}} \cdot 10^4 \left(\text{S/mh}^2 \right) \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Si bien los autores no presentan una escala de valores representativos para calificar a un material como puzolánico en base a este ensayo, se destaca la utilidad del mismo para comparar la actividad puzolánica cuando se tienen diferentes materiales bajo estudio.

2.4.4.4 Prueba de Frattini

La prueba de Frattini es un método directo, cuyas especificaciones pueden encontrarse en la norma ASTM C311 (American Society for Testing and Materials, 2016).

El ensayo consiste en preparar soluciones en agua destilada del material bajo estudio con cierto contenido de cemento Portland. Estas soluciones se dejan reposar por un período de 8 días a temperatura controlada de 40 °C, y luego se filtran. La solución filtrada es analizada con el objetivo de determinar la concentración de iones oxidrilo (OH^-) y calcio (Ca^{+2}).

A continuación, se comparan los valores obtenidos con la curva de solubilidad de la cal (Figura 2.4). Aquellos puntos que caen por debajo de la curva de solubilidad indican existencia de actividad puzolánica, ya que existe remoción del ión Ca^{+2} de la solución. Por el contrario, los puntos que caen sobre o por encima de la curva de solubilidad indican que no hay presencia de actividad puzolánica.

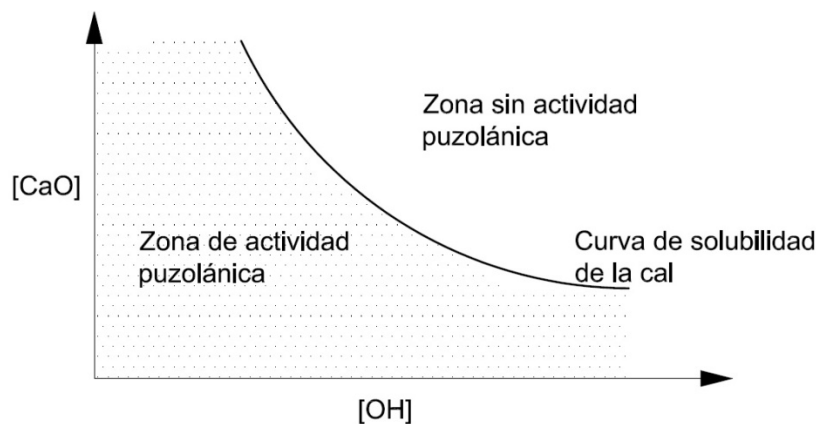


Figura 2.4: Determinación de la actividad puzolánica a través de la comparación de las concentraciones de iones Ca^{+2} y OH^- con la curva de solubilidad de la cal, según la prueba de Frattini.

2.4.4.5 Índice de actividad por resistencia

El índice de actividad por resistencia (Strength activity index - SAI) se trata de un método indirecto para medir actividad puzolánica y se basa en medir el cambio de resistencia con el tiempo en bloques preparados con el material bajo estudio.

En primer lugar se preparan bloques de "control", compuestos por 1350 gramos de arena, 450 gramos de cemento Portland y 225 ml de agua. A continuación, se preparan los bloques de prueba, los cuales se preparan de igual manera pero reemplazando un 20% del cemento Portland por la puzolana bajo estudio. Todos los bloques se desmoldan a las 24 horas y se curan en un baño de agua en períodos de 6 a 27 días. Luego, se ensayan los bloques a compresión simple.

El índice de actividad por resistencia (SAI) resulta de la relación entre la resistencia del bloque de prueba con la resistencia del bloque de control, para un mismo tiempo de curado (ecuación 2.2)

$$SAI(\%) = \frac{\text{Resistencia del bloque de prueba}}{\text{Resistencia del bloque de control}} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 2.2})$$

De acuerdo a la norma BS 3892 (British Standard, 1997), un índice SAI superior a 80% después de 28 días de curado es indicativo de actividad puzolánica. Por su parte, la norma ASTM C618 (American Society for Testing and Materials, 2005) establece un SAI superior a 70% para que el material sea considerado como puzolánico.

CAPÍTULO 3

SUELOS ESTABILIZADOS CON CAL

3.1 INTRODUCCIÓN

La estabilización del suelo es una técnica ampliamente utilizada con el propósito de mejorar las propiedades físicas y/o mecánicas de los suelos locales a los fines de que éstos sean aptos para su uso. La estabilización se logra adicionando al suelo algún producto que desencadene una reacción química en el suelo, con el resultado de una mejora en su densidad, comportamiento frente a los cambios de humedad, resistencia mecánica, etc. Hoy en día se utilizan variados productos para estabilización de suelos, entre los cuales se nombran la cal, el cemento, puzolanas, cenizas volantes, aditivos químicos, entre otros.

En este capítulo se estudia la estabilización de suelos mediante el uso de cal, como así también mediante el uso de cal y cenizas volantes en forma conjunta.

En primer lugar, se presentan los efectos que la cal produce en diferentes tipos de suelos, tanto a corto plazo como a largo plazo. Luego se introducen los procesos físico-químicos que se encuentran asociados a cada uno de los cambios en las propiedades mecánicas del suelo-cal. Se desarrollan conceptos asociados al uso de cal en suelos como ser el contenido óptimo de cal y el punto de fijación de la cal. Asimismo se describen los principales usos y aplicaciones del suelo-cal.

Por último, se presenta una revisión literaria de los trabajos existentes sobre la estabilización de suelos mediante la adición de cal y cenizas volantes.

3.2 VARIABLES QUE INFLUYEN EN EL SUELO-CAL

3.2.1 Introducción

El uso de la cal para estabilizar el suelo es una técnica ampliamente utilizada en la actualidad. Las mejoras que pueden obtenerse de la adición de cal depende de un gran número de factores, entre los cuales se destacan (Locat et al., 1990):

- La naturaleza del suelo a estabilizar, incluyendo factores como su mineralogía, el tamaño de partículas, la superficie específica y capacidad de intercambio catiónico, la naturaleza química de los iones presentes en el agua del suelo, entre otros.
- El contenido de cal adicionado.
- Las condiciones y tiempo de curado, incluyendo la temperatura.

3.2.2 Características del suelo

En general, se denominan suelos reactivos a los suelos que reaccionan positivamente con la adición de cal, y suelos no reactivos a aquellos en los cuales la adición de cal no produce mejoras significativas.

Se ha demostrado que la adición de cal produce efectos positivos en suelos cohesivos, siendo más notorio el efecto si se trata de suelos de mediana a alta plasticidad y con contenidos de arcilla superiores al 7% (National Lime Association, 2004).

La composición mineralógica y el grado de cristalinidad de los minerales que conforman la fracción arcillosa del suelo también influyen en el comportamiento del suelo-cal (Bell, 1996).

Por último, no es recomendable la adición de cal en suelos con elevado contenido de materia orgánica ni tampoco en suelos con elevado contenido de sales, principalmente sulfatos (Little, 1999). La materia orgánica, los sulfatos y, en algunos casos, los carbonatos, pueden funcionar como inhibidores de la reacción entre el suelo y la cal, restringiendo o incluso anulando la estabilización (Locat et al., 1990).

3.2.3 Contenido de cal

En general, el comportamiento mecánico del suelo estabilizado mejora con el contenido de cal. Sin embargo, este incremento es notorio hasta determinado contenido por encima del cual el aumento en la resistencia se produce a una tasa mucho menor (Aldood et al., 2014).

3.2.4 Condiciones de curado

La temperatura de curado es uno de los factores más influyentes en la estabilización del suelo-cal, ya que la misma promueve o inhibe el desarrollo de ciertas reacciones químicas que afectan al comportamiento mecánico del mismo. Investigadores han observado que a mayor temperatura de curado mejores resultados se observan en el comportamiento del suelo-cal (Aldood et al., 2014; Al-Mukhtar et al., 2014; Zhang et al., 2020), mientras que con temperaturas inferiores a 5 °C prácticamente no se observan mejoras a largo plazo en la resistencia y rigidez del suelo.

El tiempo de curado también influye en la resistencia alcanzada por el suelo-cal. A mayor tiempo de curado, mayor es la resistencia obtenida (Bell, 1996).

Por último, el contenido de agua del suelo-cal durante el período de curado es otro factor clave que afecta la resistencia mecánica que puede desarrollar un suelo estabilizado con cal (Locat et al., 1990).

3.3 EFECTOS DE LA ADICIÓN DE CAL

3.3.1 Introducción

La adición de cal produce mejoras en el suelo a corto y a largo plazo. En una etapa temprana, se producen mejoras en sus propiedades físicas, entre las que se destacan

variaciones en la plasticidad, permeabilidad y granulometría. Subsiguientemente y en forma lenta, se produce un incremento de la resistencia mecánica del suelo-cal.

En este apartado se estudia de forma detallada los cambios que se producen en las propiedades del suelo estabilizado con cal tanto en el corto como en el largo plazo.

3.3.2 Efectos a corto plazo

Las propiedades que se ven modificadas en el corto plazo por la adición de cal son (Diamond y Kinter, 1971):

- Límites de Atterberg.
- Distribución granulométrica.
- Relación contenido de humedad - peso unitario.
- Comportamiento respecto a cambios volumétricos.
- Succión del suelo.
- Permeabilidad.

3.3.2.1 Límites de Atterberg

Diversos investigadores han advertido que la adición de cal en suelos plásticos conduce a una reducción en el índice de Plasticidad (Lund y Ramsey, 1959; Jan y Walker, 1963; Wang et al., 1963; Al-Mukhtar et al., 2010).

Usualmente, se observa un incremento del Límite Plástico (LP) en función del contenido de cal adicionado al suelo. El LP aumenta con la cal adicionada, hasta cierto contenido por encima del cual no se observan incrementos del mismo. Hilt y Davidson (1960) denominaron a este contenido como "Punto de Fijación de la Cal".

Con respecto al Límite Líquido (LL), se ha observado que el mismo puede aumentar o disminuir al adicionar cal, en función del suelo estabilizado (Woods y Yoder, 1952; Lund y Ramsey, 1959; Taylor y Arman, 1960). El LL se encuentra estrechamente

ligado con el tipo de cationes presentes en el suelo. Al adicionar cal, se produce un efecto de intercambio catiónico que depende de la naturaleza de los cationes presentes en el suelo, haciendo variar de uno u otro modo al LL.

Sin embargo, el incremento del LP se encuentra siempre presente, e independientemente de la variación que sufra el LL, como resultado el IP siempre disminuye. En la Figura 3.1 se observa cómo disminuye el índice de Plasticidad en función del contenido de cal expresado en porcentaje respecto al peso del suelo seco en un suelo arcilloso de elevada plasticidad, de acuerdo a investigaciones realizadas por Al-Mukhtar et al. (2010).

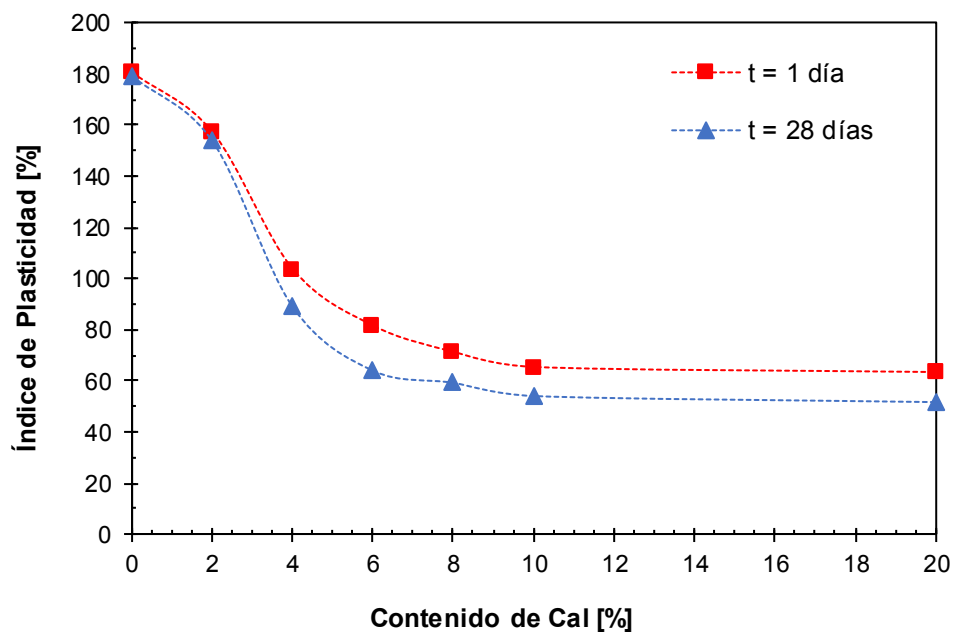


Figura 3.1: Variación del Índice de Plasticidad con el contenido de cal agregado en un suelo arcilloso de alta plasticidad, luego de 1 y 28 días de curado (modificado de Al-Mukhtar et al., 2010).

3.3.2.2 Distribución granulométrica

Diversos estudios reportan cambios en la distribución efectiva del tamaño de los granos de suelo casi inmediatamente luego de la adición de cal. Estos granos son en realidad un conjunto de partículas de menor tamaño que se encuentran en estado floculado, conformando partículas del tamaño de una arena (Lund y Ramsey, 1959;

Wolfe y Allen, 1964). El efecto de floculación se estudia con más detalle en la siguiente sección.

3.3.2.3 *Relación contenido de humedad - peso unitario*

El contenido de humedad necesario para alcanzar el peso unitario máximo, es decir la humedad óptima, aumenta considerablemente al adicionar cal a un suelo. Sin embargo, en suelos ya estabilizados, la humedad óptima presenta pequeños incrementos con el contenido de cal (Herrin y Mitchell, 1961).

Por otro lado, el peso unitario máximo disminuye con el contenido de cal tal como se observa en la Figura 3.2 (Bell, 1996; Alrubaye et al., 2016). Esta disminución en el peso unitario se debe, por un lado, a la menor gravedad específica de la cal respecto de la del suelo, y por otro, a un incremento en la relación de vacíos debido a la formación de flóculos.

Al contrario de lo que ocurre con el suelo-cemento, el tratamiento con cal tiende a aplanar la curva del ensayo Proctor. Como consecuencia, se puede lograr un determinado peso unitario dentro de un rango de humedades mucho más amplio. Por este motivo, el tratamiento con cal admite un control de humedad menos estricto que en el caso del suelo-cemento (Bell, 1996).

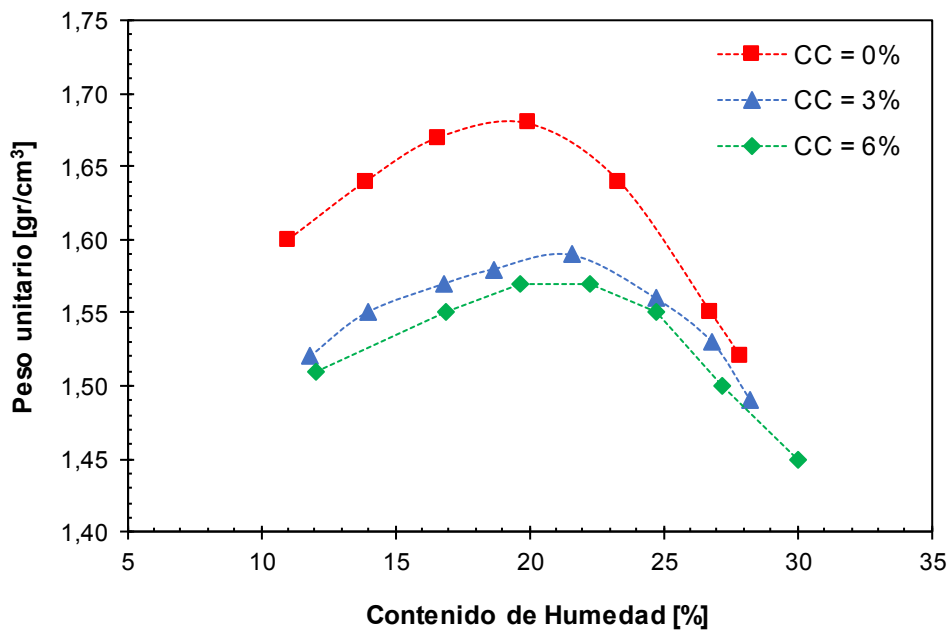


Figura 3.2: Curvas de compactación de un suelo arcilloso sin estabilizar y estabilizado con contenidos de cal (CC) de 3 y 6% en peso (modificado de Bell, 1996).

3.3.2.4 Comportamiento volumétrico

La adición de cal reduce notablemente el comportamiento volumétrico de arcillas, reduciendo marcadamente el efecto de hinchamiento en arcillas expansivas (Lund y Ramsey, 1959; Mitchell y Hooper, 1961; Wolfe y Allen, 1964; Barine et al., 2018). Al-Mukhtar et al. (2010) observaron que, en una bentonita estabilizada con cal, la presión de hinchamiento disminuía con el contenido de cal y con el tiempo de curado.

Sin embargo, esta mejora en el comportamiento volumétrico puede verse limitada si el suelo-cal se encuentra sometidos a ciclos frecuentes de humedecimiento y secado (Guney et al., 2007).

3.3.2.5 Succión del suelo

Clare y Cruchley (1957) reportaron aumentos significativos en el contenido de humedad retenida para una determinada succión aplicada al adicionar cal a un suelo arcilloso. En correspondencia, Wang et al. (2016) advirtieron que la succión en el suelo-cal es mayor, y que la misma aumenta con el tiempo de curado. Este fenómeno

se encuentra ligado a una reducción en el tamaño de poros del suelo estabilizado con cal.

Por último, Cuisinier et al. (2011) determinaron que la adición de cal produce la formación de microporos en la estructura del suelo, del orden de $3 \cdot 10^3 \text{ A}^\circ$. Sin embargo, Metelková et al. (2012) advirtieron que, en el corto plazo, se produce un incremento de macroporos debido al efecto de floculación, los cuales luego disminuyen con el tiempo aumentado a su vez el número de poros de menor tamaño. Esto se produce porque los macroporos se rellenan paulatinamente con material cementante.

3.3.2.6 Permeabilidad

En los primeros estudios realizados en la permeabilidad del suelo-cal, investigadores concluyeron que las mezclas compactadas presentaban una permeabilidad mucho menor que el suelo compactado sin estabilizar (Wolfe y Allen, 1964). Sin embargo, Al-Mukhtar et al. (2012) observaron que la permeabilidad aumentaba en el corto plazo y luego disminuía a valores inferiores a la permeabilidad original del suelo. Los autores atribuyeron este comportamiento al efecto de floculación en el corto plazo, y a la formación de producto cementante en el largo plazo el cual tiende a ocupar los espacios vacíos del suelo estabilizado.

Por su parte, Locat et al. (1996) advirtieron que la permeabilidad del suelo estabilizado aumentaba para contenidos de cal inferiores a 2%, mientras que para contenidos de cal superiores al 5% se observaba una caída importante en la conductividad hidráulica del suelo.

3.3.3 Efectos a largo plazo

La propiedad más significativa que se ve afectada por la adición de cal en el largo plazo es la resistencia mecánica. Locat et al. (1990) observaron mediante ensayos de compresión simple en suelos arcillosos estabilizados con cal, que la resistencia a la compresión aumentaba con el tiempo, para un contenido de cal dado. Asimismo, los

autores notaron que el aumento de resistencia era elevado en los primeros dos a tres meses, y que pasado dicho período la resistencia seguía aumentando, pero a un ritmo mucho menor.

Si bien la resistencia a la compresión simple aumenta con el contenido de cal, este incremento no es lineal, llegando un punto por encima del cual no se obtienen mejoras al aumentar el porcentaje de cal, tal como se observa en la Figura 3.3 (Bell, 1996).

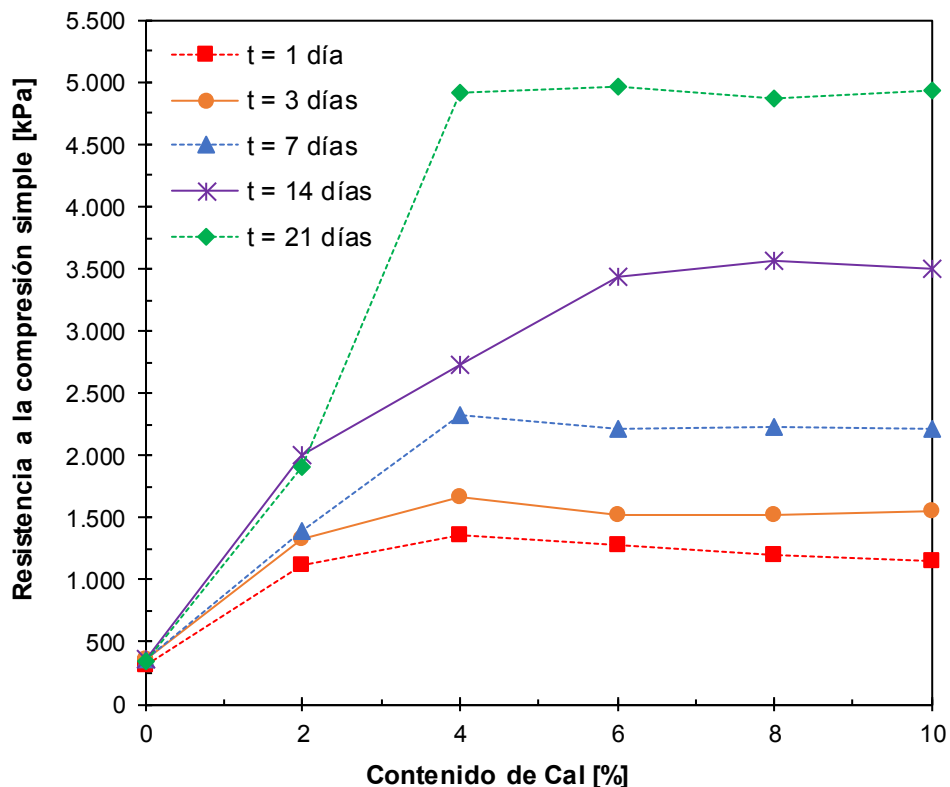


Figura 3.3: Variación de la resistencia a la compresión simple en función del contenido de cal adicionado, para diferentes tiempos de curado (modificado de Bell, 1996).

El efecto de la cal es favorable incluso si el suelo se encuentra sometido a ciclos de congelamiento y deshielo. La resistencia a la compresión simple del suelo-cal disminuye con el número de ciclos, pero a un ritmo mucho menor que el suelo sin estabilizar (Hotineanu et al., 2015).

La rigidez del suelo-cal a bajos niveles de deformación también crece con el contenido de cal y con el tiempo de curado, mostrando tendencias similares a los cambios observados en la resistencia a la compresión (Al-Mukhtar et al., 2010). En la Figura 3.4 se presentan resultados obtenidos de velocidad de ondas de corte (ondas S) en probetas de suelo estabilizadas con diferentes contenidos de cal y en función del tiempo de curado.

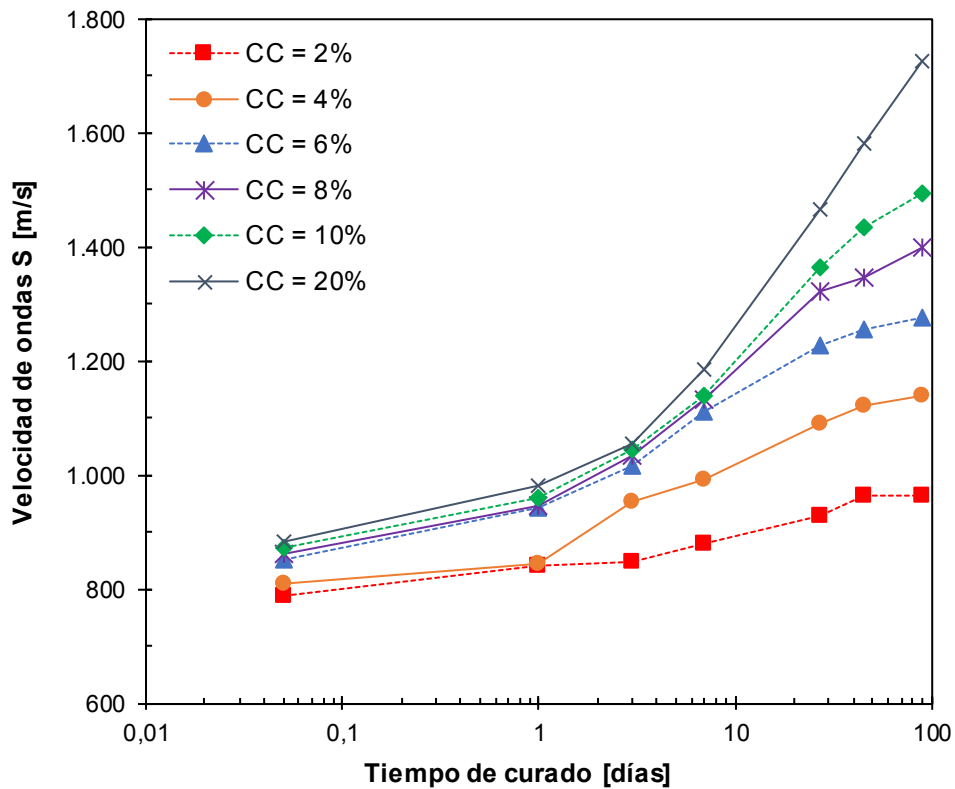


Figura 3.4: Variación de la velocidad de ondas S en función del tiempo de curado para suelos estabilizados con diferentes contenidos de cal (CC), (modificado de Al-Mukhtar et al., 2010).

3.4 MECANISMOS EN EL CORTO PLAZO

3.4.1 Introducción

Existen dos reacciones asociadas a los efectos del suelo-cal en el corto plazo (Diamond y Kinter, 1965; Herzog y Mitchell, 1963):

- Intercambio catiónico, es decir el reemplazo de cationes de sodio, magnesio u otros cationes cambiables contenidos previamente en las partículas de arcilla, por cationes calcio derivados de la cal.
- Floculación y agregación de partículas finas, con un consecuente aumento del tamaño efectivo de los granos de suelo.

3.4.2 Intercambio catiónico

Al adicionar cal, el hidróxido de calcio es físicamente adsorbido en la superficie de las partículas de arcilla. Diamond y Kinter (1966) observaron que esta adsorción se produce rápidamente en los primeros minutos y luego decae, restableciéndose luego de varias horas a un ritmo constante y lento. De acuerdo a los autores, la adsorción remueve los iones Ca^{+2} y OH^- de la solución concurrentemente y en cantidades equivalentes, de manera que no se producen cambios importantes en la carga negativa neta de las partículas de arcilla.

El intercambio catiónico depende sustancialmente del tipo de arcilla presente en el suelo como así también de la naturaleza de los cationes originalmente adsorbidos en la doble capa. Hilt y Davidson (1960) introdujeron el concepto de Punto de Fijación de la Cal, como el contenido de cal que se requiere para lograr que los cationes calcio ocupen por completo la superficie de todas las partículas de arcilla del suelo. Un porcentaje de cal por encima del punto de fijación no producirá ningún cambio en la plasticidad del suelo o en la floculación. El punto de fijación de la cal se encuentra por lo general en contenidos de entre 1 y 3% en peso (Bell, 1996).

En un estudio más reciente, Chemedá et al. (2015) concluyen que el pH elevado por la disolución de iones hidróxido del $\text{Ca}(\text{OH})_2$ promueve a una mayor adsorción de iones de calcio, pudiendo estos ser iones CaOH^+ o bien Ca^{+2} . Estos iones en ambientes de pH

elevado promueven uniones entre la alúmina y la sílice de las partículas de arcilla, y a su vez la formación de flóculos que se comportan como granos individuales de un material granular.

3.4.3 Floculación

La floculación se da por el efecto modificador de los electrolitos sobre la extensión de la doble capa difusa. El electrolito tiende a controlar el espesor de la doble capa, reduciendo así las fuerzas electrostáticas repulsivas entre las partículas de arcilla. Esto conduce a una atracción neta, especialmente entre las caras cargadas negativamente y los bordes cargados positivamente, desarrollándose de esta forma una estructura de tipo castillo de naipes (Figura 3.5). Sin embargo, la formación de flóculos en el suelo-cal se debe también a otras alteraciones además de las causadas por los electrolitos (Diamond y Kinter, 1971).

En esta etapa temprana, los flóculos no se encuentran lo suficientemente unidos para darle a la masa de suelo un aumento en la resistencia. Sin embargo, las partículas individuales se hallan lo bastante bien cementadas entre ellas dentro de los flóculos como para resistir la dispersión (Lund y Ramsey, 1959). Esta "cementación" en el corto plazo que se produce en el interior del flóculo, se encuentra asociada a una reacción puzolánica temprana, que se produce en los bordes de las partículas en contacto. Este fenómeno se estudia con más detalle en el apartado siguiente, donde se analiza con más profundidad la reacción puzolánica en el suelo-cal.

Por último, Chemedá et al. (2015) observaron que se requerían concentraciones de hidróxido de calcio superiores a 11mmol/l para disminuir el efecto de las fuerzas repulsivas electrostáticas y promover de esta forma la formación de flóculos estables.

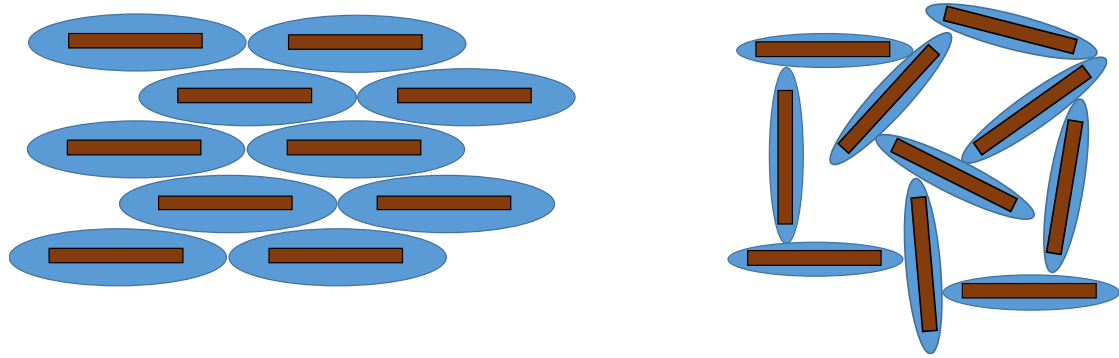


Figura 3.5: Estructura de las partículas de arcilla en el suelo, antes de su estabilización (izquierda), y luego de la estabilización con cal (derecha).

3.5 MECANISMOS EN EL LARGO PLAZO

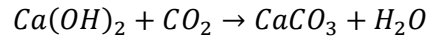
3.5.1 Introducción

En el largo plazo, existen dos fenómenos que contribuyen a aumentar la resistencia del suelo-cal (Eades et al., 1962; Diamond y Kinter, 1971):

- La carbonatación de la cal, formando carbonato de calcio que tiene acción cementante.
- La reacción puzolánica con determinados constituyentes reactivos del suelo, dando lugar a la formación de nuevos minerales de naturaleza cementicia, produciendo de esta forma un aumento en la resistencia del suelo estabilizado.

3.5.2 Carbonatación

En contacto con el aire, parte de la cal reacciona con el dióxido de carbono formando carbonato de calcio. Esta reacción química se conoce como carbonatación:



Existe amplia evidencia de la presencia de carbonato de calcio en el suelo estabilizado con cal (Eades et al., 1962; Locat et al., 1990; Al-Mukhtar et al., 2012). Como resultado de la carbonatación se obtiene un material cementante, pero de baja resistencia mecánica.

La carbonatación consume parte de la cal disponible limitando de esta forma la extensión de la reacción puzolánica a largo plazo, cuyo producto cementante es mucho más deseable debido a su elevada resistencia mecánica (Eades y Grim, 1960; Thompson, 1968). Por este motivo, algunos investigadores recomiendan tomar medidas durante la construcción del suelo estabilizado con cal para, en la medida de lo posible, evitar el desarrollo de la carbonatación (Herzog y Mitchell, 1961; Eades et al., 1962; Little, 1996).

En contraste, Graves et al. (1990) y Little et al. (1994) consideran que la carbonatación es beneficiosa y que en muchas ocasiones resulta suficiente para hacer al suelo-cal un material apto a los requerimientos de un proyecto.

3.5.3 Reacción puzolánica

La mayoría de los suelos están en su mayor parte constituidos por sílice no combinada y por diferentes silicatos, predominando los alúmino-silicatos. Por lo tanto, es de esperar que la reacción con cal produzca compuestos propios de la reacción puzolánica, es decir silicatos de calcio hidratados y aluminatos de calcio hidratados.

Entre los primeros estudios sobre la reacción puzolánica en el suelo-cal, se encuentra el de Eades y Grim (1960) quienes estudiaron la reacción puzolánica en diferentes minerales de arcilla. Los autores observaron que en los sistemas caolinita-cal, la reacción se produce en los bordes de la partícula formándose una nueva fase alrededor de un núcleo de caolinita. Asimismo, Sloan (1964) también concluye que en la caolinita con cal en suspensión, las partículas son atacadas en sus bordes. Por otro lado, en el caso de la illita y la montmorillonita, Eades y Grim (1960) concluyen que

toda la estructura mineral de la arcilla se deteriora sin la formación de fases cristalinas sustancialmente nuevas.

Por su parte, Diamond (1964) demostró que la cal reacciona casi instantáneamente con alúmina hidratada de gran superficie específica, produciendo aluminato tetracálcico hidratado, de características cementantes (Diamond, 1964). Diamond y Kinter (1971) sostienen que en los sistemas cal-arcilla se produce una reacción similar inmediata entre los bordes de apoyo de la alúmina de las partículas de arcilla y la cal adsorbida. De esta manera, se forma producto cementante en muy pequeñas cantidades en los puntos de contacto, pero que resulta suficiente para estabilizar los flóculos y enlazar las partículas, contribuyendo también de esta manera a reducir la plasticidad e inhibir la tendencia a la contracción o hinchamiento del suelo.

Por otro lado, Eades et al. (1962) concluyen que la reacción puzolánica se produce en el suelo-cal gracias a que el elevado pH de la solución, producido por la adición de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, permite la disolución de la sílice la cual reacciona con el hidróxido de calcio. El ambiente altamente alcalino promueve la disolución lenta de alúmino-silicatos que precipitan como productos de la reacción puzolánica, contribuyendo a cementar las partículas y/o flóculos entre sí (Bell, 1996). Esta reacción se produce de forma lenta y sostenida en el tiempo.

En resumen, se identifican dos fases de la reacción puzolánica en el suelo-cal:

- Una fase temprana, que se caracteriza por producirse en la superficie de las partículas, particularmente en los bordes y en el contacto borde-cara de las arcillas. Esta reacción permite la formación de flóculos estables.
- Una fase tardía, donde la reacción puzolánica se produce de forma lenta y progresiva por disolución de la sílice. El producto que se forma a través de esta reacción actúa como un cementante que une a los flóculos aumentando así la resistencia del suelo-cal con el tiempo.

Eades y Grim introducen en 1966 el concepto de Contenido Óptimo de Cal, el cual hace referencia a la cantidad de cal que se requiere no sólo para satisfacer la demanda de adsorción sino también para que se desarrolle la reacción puzolánica y por lo tanto exista un incremento en la resistencia del suelo-cal. Los autores proponen un método sencillo para su determinación, el cual consiste en determinar el contenido

de cal que se debe adicionar a un suelo en solución para lograr que el pH alcance el valor de 12.4 correspondiente al pH de una solución saturada de hidróxido de calcio (Figura 3.6). Este método fue luego modificado para dar lugar a la Norma ASTM D6276 (American Society for Testing and Materials, 1999).

El contenido óptimo de cal depende de numerosos factores, entre los que se destacan (Cherian y Arnepalli, 2015):

- La mineralogía del suelo, específicamente la estructura química de los minerales que conforman las partículas de suelo, lo cual determina la mayor o menor dificultad para que la sílice o alúmina se desprenda en condiciones de pH elevado.
- El pH inicial del suelo. Suelos ácidos (pH menor a 7) requieren mayor contenido de cal para alcanzar el pH requerido.
- La superficie específica de las partículas, que implica la existencia de un mayor o menor número de sitios donde la cal puede ser fijada.
- La capacidad de intercambio catiónico (CIC) la cual se define como la cantidad máxima de cationes que el suelo puede sostener a un determinado pH, los cuales están disponibles para intercambio con otras especies de cationes presentes en la solución del suelo. Un suelo con mayor CIC puede retener mayor número de cationes debido al mayor número de sitios de intercambio en la superficie del mineral. A su vez, la capacidad de intercambio de un catión depende de su valencia y del radio iónico, el cual está asociado con la fuerza con la que el mismo es adsorbido.
- La capacidad buffer del suelo, la cual está relacionada con una alta o baja resistencia a que el suelo cambie su pH.

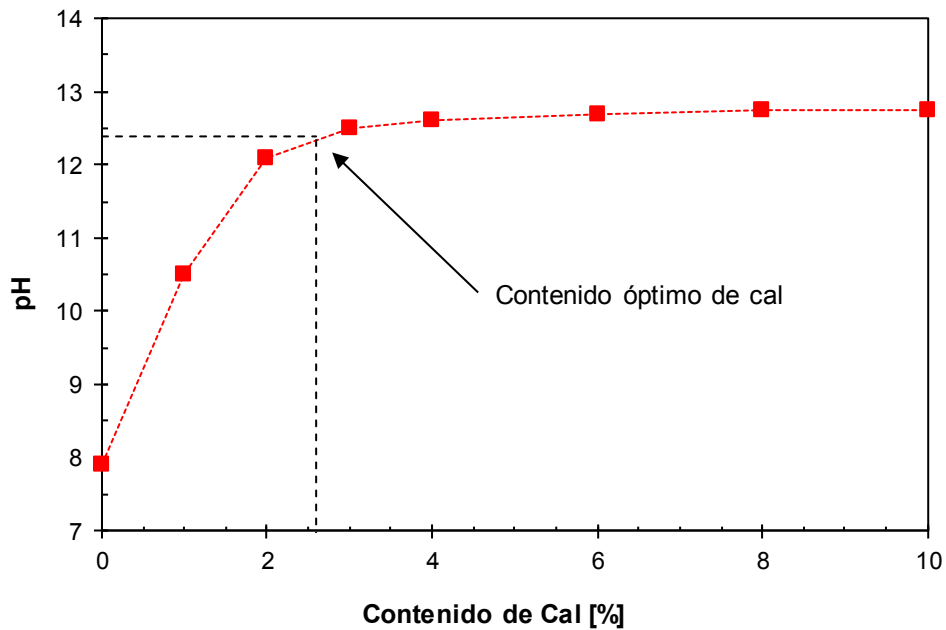


Figura 3.6: Determinación del Contenido Óptimo de Cal de acuerdo a Eades y Grim (1966).

Respecto a los productos formados por efecto de la reacción puzolánica, diversos investigadores han detectado aluminatos y silicatos de calcio diversos, con mayor o menor grado de cristalización.

Wild et al. (1986) detectaron mediante análisis termogravimétrico la formación de silicatos de calcio hidratados con pequeñas cantidades de aluminio, en forma de gel prácticamente amorfo, por lo que no pudo observarse en los ensayos de difracción de rayos X.

Bell (1996) descubrió en caolinitas y montmorrillonitas estabilizadas con cal la presencia de silicatos de calcio hidratados en la forma CSH-I (tobermorita) y $C_3S_2H_3$ (afwilita), como así también aluminatos de calcio hidratados de la forma C_4AH_{13} , CAH_{10} Y C_3AH_{11} . En un estudio más reciente, Al-Mukhtar et al. (2010) detectaron mediante ensayos de difracción de rayos X la formación de aluminato cálcico hidratado (CAH) en bentonitas estabilizadas con contenidos de cal del orden de 6% en peso o superior.

Por último, Di Sante et al. (2014) observaron mediante microscopio electrónico (SEM) que la estructura laminar del suelo sin estabilizar se modificaba al adicionar cal pasando a ser una estructura porosa conformada por agregados de partículas. A su

vez, los autores detectaron con el tiempo la formación de productos cementantes con dos morfologías diferentes: CSH en forma de gel recubriendo las partículas finas con una apariencia de esponja, y CSH cristalino en forma de agujas, la cual fue visible en probetas de suelo-cal curadas en condición saturada.

En la Figura 3.7 se presentan fotografías obtenidas mediante microscopía de barrido electrónico (SEM) en un suelo estabilizado con 4% en peso de cal luego de 10 y 100 días de curado (Locat et al., 1990). Se aprecia en un principio como se modifica en el corto plazo la estructura del suelo original (Figura 3.7a) al adicionar cal, pasando a formar una estructura floculada (Figura 3.7b) y con la aparición de nuevas fases (Figura 3.7c) entre las que se distinguen alúmino-silicatos de calcio hidratados (CASH) de forma aplanada (Figura 3.7d). Luego de un período extenso de curado, se aprecian con mayor detalle estructuras de tipo CASH aplanada como así también silicatos de calcio hidratados (CSH) de forma reticular (Figura 3.7e y f).

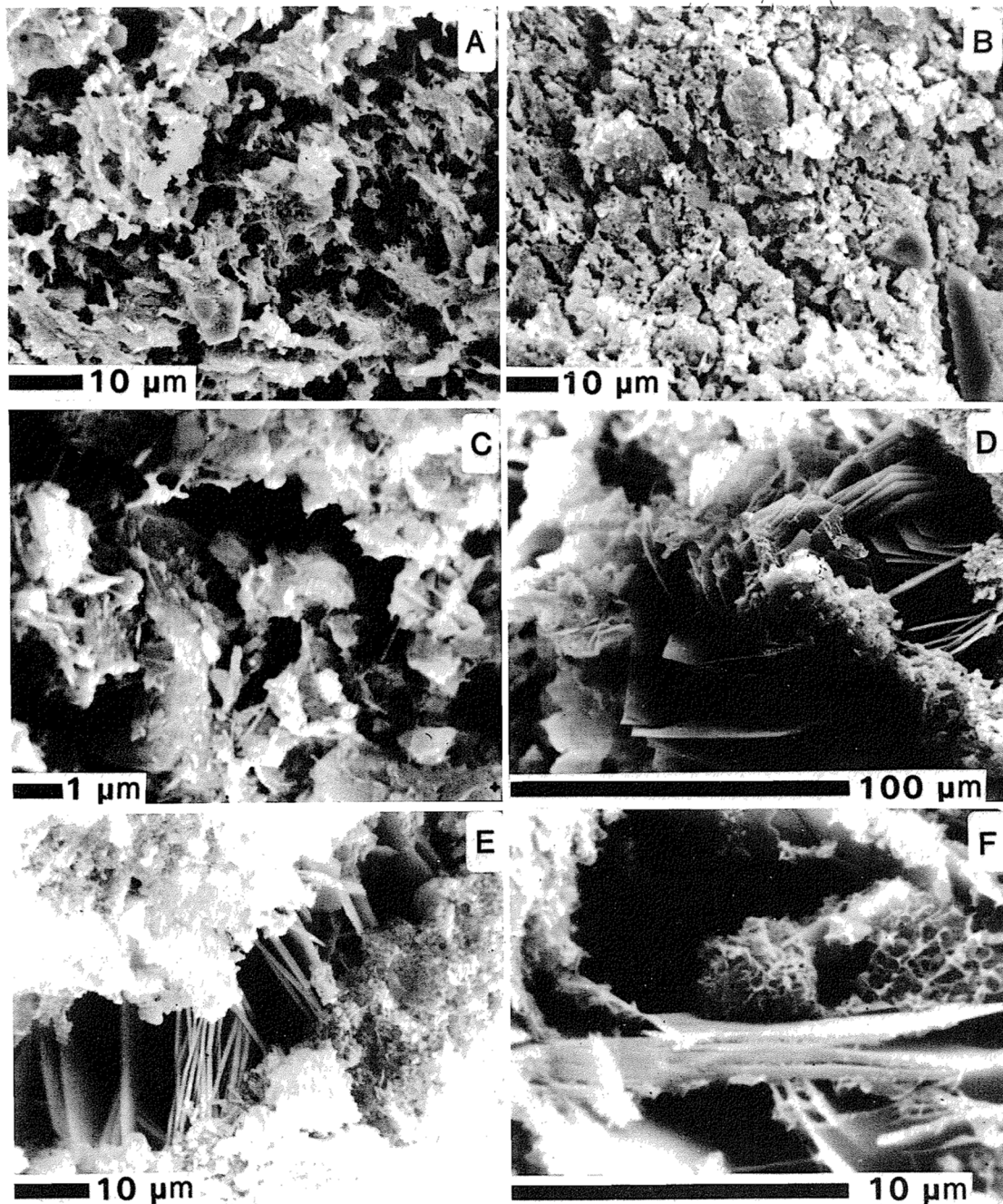


Figura 3.7: Fotografías de microscopio electrónico (SEM): a) suelo sin estabilizar; b, c y d) suelo estabilizado con 4% de cal luego de 10 días de curado; e y f) suelo estabilizado con 4% de cal luego de 100 días de curado (Locat et al., 1990).

3.6 APLICACIONES DEL SUELO-CAL

Son numerosas las aplicaciones del suelo-cal, destacándose su uso en el campo vial (Figura 3.8) con dos motivos principales:

- Mejorar la trabajabilidad o "friabilidad" de suelos con elevado contenido de arcilla, o bien suelos muy húmedos. Esto se logra adicionando cantidades pequeñas de cal, es decir contenidos inferiores al óptimo.
- Lograr los requerimientos de diseño en cuanto a resistencia mecánica, para lo cual se requieren contenidos de cal iguales o superiores al óptimo.



Figura 3.8: Estabilización del suelo de subrasante con cal durante la construcción del cierre de Circunvalación en la Ciudad de Córdoba, Argentina (2011).

El uso del suelo-cal para la construcción de terraplenes es una de las aplicaciones más estudiadas y comprobadas, no sólo mediante ensayos de laboratorio sino también mediante la construcción de modelos a escala. Los resultados obtenidos han

demostrado que se puede obtener in situ un material con menor plasticidad y mayor trabajabilidad y resistencia mecánica, a pesar de las grandes diferencias en las condiciones de trabajo en relación a un laboratorio (Makki et al., 2015).

Little (1999) establece un protocolo para el diseño de suelos estabilizados con cal, particularmente aplicado al campo vial. Este método consiste en las siguientes etapas:

- La selección del suelo a estabilizar, el cual debe cumplir ciertos requisitos mínimos.
- La determinación del contenido óptimo de cal, de acuerdo a la prueba de pH propuesta por Eades y Grim (1966).
- La ejecución de un ensayo Proctor en el suelo estabilizado con cal con un contenido de cal igual al óptimo.
- La ejecución de ensayos de compresión simple en probetas de suelo estabilizado con cal, variando la humedad en +/- 1% respecto a la humedad óptima, y el contenido de cal en +/- 1% en relación al contenido óptimo de cal.

Por otro lado, Ciancio et al. (2014) estudiaron la aplicación del suelo-cal para muros de suelo mejorado, conocidos como tapiales o "rammed earth" (Figura 3.9). Los autores encontraron que se puede determinar un contenido de cal que maximiza la resistencia a la compresión en bloques de rammed earth, pero que se requiere para ello realizar ensayos de laboratorio ya que el contenido de cal apropiado y la resistencia alcanzada son altamente variables en función de las características del suelo a estabilizar.

Si bien se pueden obtener grandes beneficios de la estabilización con cal, esta técnica presenta algunas limitaciones. Una de ellas es el efecto negativo en la resistencia producido por agua en circulación (Le Runigo et al., 2011). Para evitar la pérdida significativa de resistencia mecánica debido a la circulación de agua, es recomendable diseñar el suelo-cal para que el mismo tenga una baja permeabilidad, de esta manera se limita el agua en circulación, prolongándose la vida útil del material.



Figura 3.9: Muro construido con suelo estabilizado con cal, mediante la técnica de tapial o ramed earth (Bui et al., 2009).

3.7 SUELOS ESTABILIZADOS CON CAL Y CENIZAS VOLANTES

En algunos casos, la adición de cal no resulta una técnica suficiente como para alcanzar las propiedades geotécnicas establecidas para el suelo a estabilizar. En esta situación, se recomienda la adición de otro material junto a la cal, que pueda aportar al desarrollo de la reacción puzolánica.

Numerosos investigadores han estudiado el comportamiento de suelos estabilizados mediante la adición de cal y puzolana, pudiendo esta última tratarse de cenizas volantes, humos de sílice, arcillas termo activadas, entre otros. Se ha reportado que la adición de algún tipo de puzolana al suelo-cal produce una disminución en el índice de

plasticidad e incrementos en la resistencia a la compresión simple y la capacidad soporte (Al-Swaidani et al., 2016; Dahale et al., 2016).

Entre los primeros estudios de suelos estabilizados con cal y cenizas volantes, se encuentra el de Goecker et al. (1956), quienes observaron en este material compuesto comportamientos similares al que se observa en el suelo-cal, entre los cuales se destacan:

- Un aumento de la humedad óptima y una disminución del peso unitario máximo con la adición de cal y cenizas volantes.
- Un incremento en la resistencia con el tiempo y con la temperatura de curado.
- Especímenes curados por más de seis meses en condición sellada presentaban un incremento en la resistencia superior a especímenes preparados de la misma manera, pero curados en contacto con el aire.
- La relación cal / cenizas volantes óptimas para lograr un incremento máximo de la resistencia varía de acuerdo al tipo de suelo.

Davidson et al. (1958) observaron que la efectividad de la estabilización con cal y cenizas volantes era variable según determinadas características de las cenizas empleadas, principalmente el contenido de carbón. Los autores notaron que con contenidos de carbón superiores a 10% no se obtenía resultados positivos en la estabilización. Asimismo, Vincent et al. (1961) concluyeron que las características más importantes a considerar en cenizas volantes para estabilización de suelos es el porcentaje pasante del Tamiz N° 325 (44 micras) y el contenido de carbón. En la Figura 3.10 se presentan resultados obtenidos por McCarthy et al. (2014) quienes observaron que la eficiencia de las cenizas volantes respecto a la resistencia del suelo-cal depende principalmente de la fineza de las mismas, en concordancia con los estudios previos citados.

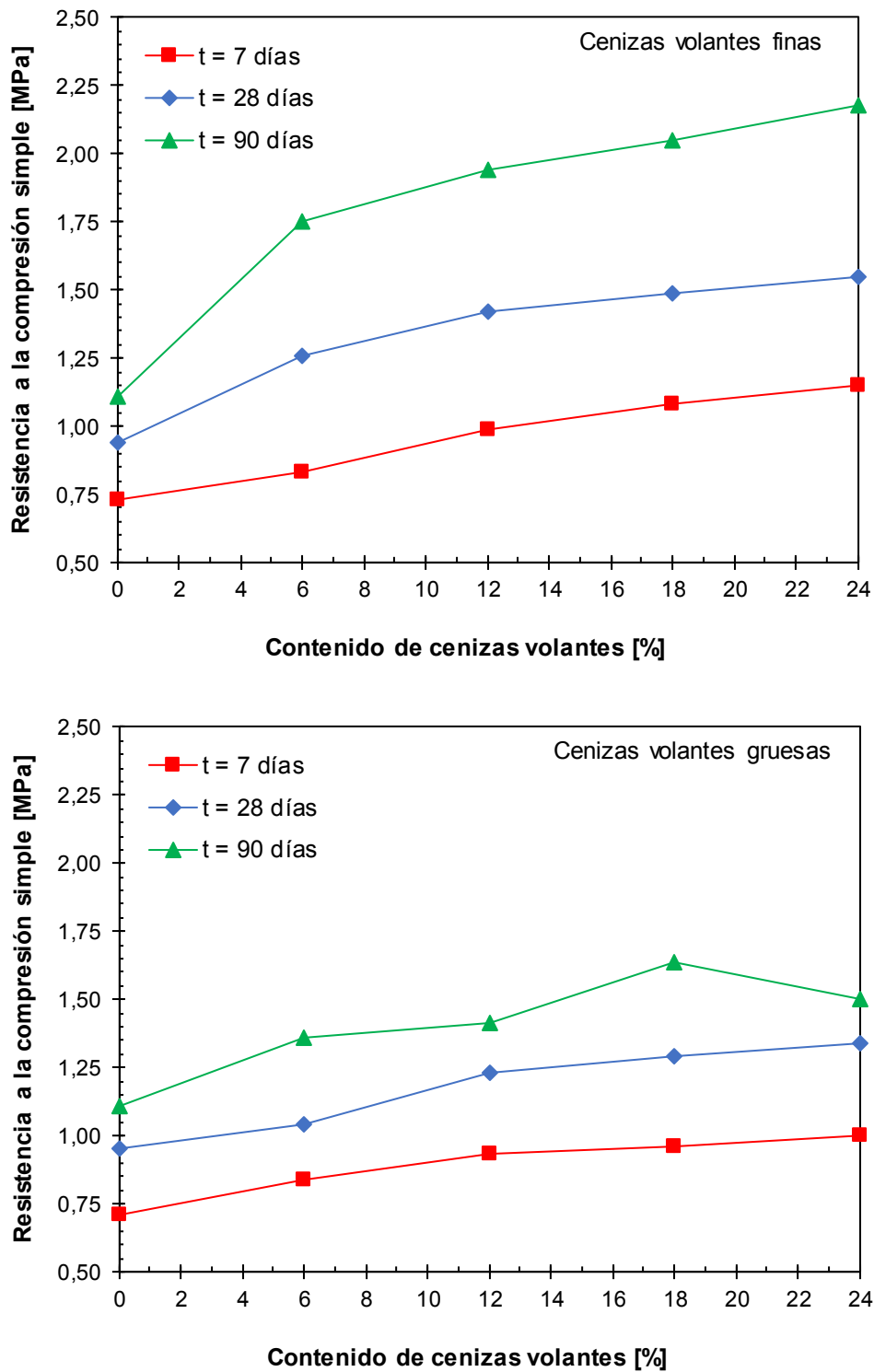


Figura 3.10: Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cenizas volantes y con el tiempo de curado, para un suelo-cal con cenizas volantes finas (superior) y un suelo-cal con cenizas volantes gruesas (inferior), modificado de McCarthy et al. (2014).

Por otro lado, Harichane et al. (2012) estudiaron el comportamiento mecánico de diferentes suelos estabilizados mediante la adición de cal y puzolana natural. Se observó que tanto la cohesión como el ángulo de fricción aumentaban con la estabilización, pero este incremento era altamente variable en función del tipo de suelo. El hecho de adicionar un material que reaccione con la cal haría suponer que se observaría un incremento de resistencia importante, independientemente del suelo en el cual se aplique la estabilización. Sin embargo, la efectividad de la puzolana parece depender de alguna forma del tipo de suelo, dejando en evidencia la complejidad de la interacción entre suelo, cal y puzolana.

Por último, McCarthy et al. (2012) proponen el uso de cenizas volantes y cal en suelos ricos en sulfatos. En esta clase de suelos, la estabilización con cal no es efectiva, ya que los sulfatos reaccionan con la misma formando ettringita expansiva. La adición de cenizas volantes limita la expansión de estos suelos, pero solo en suelos con contenido de sulfatos menor a 1,5%. Los autores observaron que el efecto de las cenizas volantes depende en gran parte de su fineza. Cenizas de mayor fineza propician la reacción puzolánica, creando una estructura con mayor resistencia que limita la expansión por sulfatos. Por el contrario, la reacción puzolánica se ve más limitada con cenizas volantes de menor fineza (partículas de tamaño superior a 45 micras). Sin embargo, el suelo adquiere una estructura de mayor porosidad, la cual evita la expansión del suelo.

CAPÍTULO 4

SUELOS REFORZADOS CON FIBRAS

4.1 INTRODUCCIÓN

El refuerzo de suelos mediante la adición de fibras constituye una técnica antigua cuyo estudio ha adquirido interés en las últimas décadas. Diversos investigadores han reportado beneficios significativos relacionados con la resistencia al corte y con el comportamiento mecánico a grandes deformaciones del suelo reforzado, tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos.

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica de suelos reforzados mediante la adición de fibras. Se presentan los tipos de fibras usuales adoptados en las diferentes investigaciones existentes, las características de las mismas y los modos de incorporación y preparación del material compuesto. Asimismo, se presentan los efectos que la adición de fibras produce en las propiedades mecánicas del suelo reforzado. Por último, se presentan los estudios existentes sobre suelos estabilizados con cal y reforzados con fibras.

4.2 VARIABLES QUE INTERVIENEN

Son numerosas las variables que intervienen en el comportamiento del suelo reforzado con fibras, las cuales pueden resumirse en (Gray y Ohashi, 1983; Consoli et al., 2003; Michalowski y Cermak, 2003; Ibraim y Fourmont, 2006; Jadhao y Nagarnaik, 2008):

- Características de las fibras: material, longitud, forma y rugosidad.
- Características del suelo a reforzar.
- Contenido de fibras.
- Orientación de las fibras.
- Relación de vacíos del suelo reforzado.
- Proceso de elaboración.

4.2.1 Características de las fibras

4.2.1.1 Material

El principal aspecto a considerar en las fibras de refuerzo es el material con el que están fabricadas. Son muchas las posibilidades a la hora de seleccionar el tipo de fibra a incluir en el suelo reforzado. En general se puede hablar de dos tipos de fibras de refuerzo: fibras naturales y fibras sintéticas.

La gran mayoría de los estudios existentes utilizan fibras de materiales sintéticos caracterizados por una alta resistencia mecánica y durabilidad. Las fibras más frecuentemente utilizadas son las de polipropileno (Consoli et al., 1998; Ibraim y Fourmont, 2006; Zhang et al., 2006; Tang et al., 2007; Jadhao y Nagarnaik, 2008; Vettorelo y Clariá, 2012). También se utilizan fibras de monofilamento de poliamida (Michalowski y Cermak, 2003) y alcohol de polivinilo (Park, 2009). En la Figura 4.1 se muestran fibras de polipropileno entramadas y lisas usadas en el estudio realizado por Vettorelo (2015).

Existen además numerosos estudios que emplean otros materiales sintéticos provenientes de la reutilización de desechos, tales como fibras de polietileno

tereftalato PET (Consoli et al., 2002; Sivakumar Babu y Chouksey, 2011), polietileno de alta densidad (Sobhan y Mashnad, 2002) y fibras de gomas de neumático (Hataf y Rahimi, 2006; Akbulut et al., 2007).



Figura 4.1: Fibras de polipropileno (Vettorelo, 2015).

Por otro lado, el empleo de fibras de origen orgánico ha sido propuesto e investigado en algunas publicaciones. El refuerzo de suelos mediante fibras naturales constituye una técnica de mejoramiento de suelos ambientalmente amigable y de muy bajo costo. El uso de estas fibras parece ser prometedor en países subdesarrollados donde las fibras naturales son obtenidas a partir de los restos de frutas y plantas usadas en la industria alimenticia. A modo de ejemplo se pueden citar los trabajos de Prabakar y Sridharb (2002) donde se emplearon fibras de sisal, Sivakumar Babu y Vasudevan (2008) quienes emplearon fibras de coco, Marandi et al. (2008) que utilizaron fibras de palmera, y Khattak y Alrashidi (2006) donde se emplearon fibras de celulosa procesada.

Sin embargo, este tipo de fibras se caracteriza por una baja resistencia química y a la corrosión, lo cual, sumado a la biodegradación, limitan su uso a estructuras provisionarias y de pequeña magnitud. Para contrarrestar este inconveniente, algunos investigadores proponen el uso de fibras naturales recubiertas con materiales sintéticos. Se ha encontrado que las fibras naturales recubiertas con materiales sintéticos contribuyen a

incrementar la resistencia al corte del suelo reforzado de manera más significativa que las fibras sin recubrir (Ahmad et al., 2010).

4.2.1.2 Forma

La forma de las fibras también influye en el comportamiento del suelo reforzado. La forma es consecuencia del proceso de fabricación de las fibras, las cuales podrán ser de forma cilíndrica o aplanada, lisa o entramada, entre otros.

4.2.1.3 Longitud

Las longitudes de fibra más comunes se encuentran entre los 10 mm y los 60 mm. Este valor ha sido elegido en las investigaciones existentes en relación al tamaño de los granos del suelo en cuestión. Sin embargo, existe otra característica relacionada a la longitud y que muchos investigadores han considerado de gran influencia en el comportamiento mecánico del suelo reforzado, llamada relación de aspecto (η). La misma es definida como la relación entre la longitud de la fibra (L_f) y el diámetro de la fibra (d_f):

$$\eta = \frac{L_f}{d_f} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

4.2.1.4 Rugosidad

Por último, la rugosidad de la superficie de las fibras es otro parámetro de importancia, ya que de ella dependerá la fricción que pueda desarrollarse entre los granos de suelo y la fibra.

4.2.2 Características del suelo a reforzar

Las propiedades del suelo que serán de interés varían de acuerdo a si el suelo a reforzar es de tipo granular o cohesivo. Cuando se refuerza un material granular, importa conocer principalmente su distribución granulométrica, la forma y la rugosidad de las partículas. Por otro lado, en suelos cohesivos los cuales son de interés en esta investigación, el contenido de humedad y la plasticidad del mismo toman mayor relevancia, entre otros aspectos.

4.2.3 Contenido de fibras

En general el contenido de fibras es expresado de dos formas en la literatura existente:

- Contenido de fibras gravimétrico
- Contenido de fibras volumétrico.

El contenido de fibras gravimétrico es un porcentaje de la relación entre el peso de las fibras (W_f) y el peso del suelo seco (W_s), es decir:

$$CF = \frac{W_f}{W_s} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Por otro lado, el contenido de fibras volumétrico (χ) es definido como la relación entre el volumen de fibras (V_f) y el volumen total del suelo reforzado (V) expresada en porcentaje:

$$\chi = \frac{V_f}{V} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

La relación entre el contenido gravimétrico y el contenido volumétrico se presenta en la Ecuación 4.4. Puede observarse que dicha relación es una función de la gravedad

específica del suelo (G_s), la densidad de la fibra (G_f), y la relación de vacíos del suelo reforzado (e).

$$\chi = \frac{1}{1 + e} \cdot \frac{CF}{\frac{CF}{100} + \frac{G_f}{G_s}} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Las publicaciones existentes utilizan un contenido de fibras que varía entre el 0.25% y el 3.00% respecto al peso de suelo seco (contenido gravimétrico). Más allá de este límite, se ha encontrado que el aumento en la resistencia del suelo debido al refuerzo de fibras tiende a ser nulo. Por otro lado, también surge la dificultad para lograr una distribución homogénea de las fibras.

4.2.4 Orientación de las fibras

La forma en la que se orientan las fibras dentro del suelo reforzado determina si el mismo presentará un comportamiento mecánico anisótropo o no. En los primeros trabajos enfocados en el tema se asumía que las fibras se encontraban orientadas de manera aleatoria. De esta manera el suelo reforzado resultaba isótropo.

Sin embargo, algunos autores han sugerido que la distribución de orientaciones de las fibras dentro del suelo reforzado es dependiente del modo de preparación de las muestras, y que existen orientaciones preferenciales que toman las fibras en función del método usado para lograr el suelo reforzado. Como consecuencia, el suelo reforzado con fibras resulta anisótropo (Diambra et al., 2010).

Por su parte, Ibraim et al. (2012) estudiaron cómo se orientaban diferentes tipos de fibras de polipropileno en suelos granulares y para diferentes técnicas de compactación. Los autores concluyeron que tanto la compactación por apisonado como por vibración producen orientaciones de fibras preferentemente horizontales. Para ambas técnicas al menos un 80% de las fibras quedan orientadas en direcciones comprendidas entre $\pm 30^\circ$ respecto a la horizontal.

4.2.5 Relación de vacíos del suelo reforzado

Existen dos modos de considerar a la relación de vacíos del suelo reforzado, denominadas como relación de vacíos intergranular y relación de vacíos del material compuesto (Ibraim et al., 2010).

La relación de vacíos intergranular (e_i) considera el volumen de vacíos como la suma de los volúmenes ocupados por el aire (V_a), el agua (V_w) y las fibras (V_f), es decir:

$$e_i = \frac{V_a + V_w + V_f}{V_s} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

La relación de vacíos del material compuesto (e_c) considera como volumen de vacíos a la suma de los volúmenes ocupados por aire y agua ($V_a + V_w$), mientras que el volumen ocupado por los granos de suelo (V_s) y por las fibras (V_f) es considerado el volumen de sólidos:

$$e_c = \frac{V_a + V_w}{V_s + V_f} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Las diferencias entre e_i y e_c comienzan a ser notables cuando el contenido de fibras supera el 0.5% en peso.

4.2.6 Proceso de elaboración

Generalmente, las muestras de suelo reforzado son preparadas en un proceso de mezclado y luego un proceso de formación (Ibraim y Fourmont, 2006). El proceso de mezclado consiste en crear una masa homogénea de suelo, fibras, agua y, en algunos casos algún tipo de cementante como ser cal o cemento. Luego, el procedimiento de formación requiere de métodos de compactación como apisonado o vibración.

Muchos autores han notado que la presencia de fibras provee una resistencia extra a la compactación (Vettorelo y Clariá, 2014). Consecuentemente, a medida que mayor es el contenido de fibras menor es el grado de compacidad alcanzado para una energía determinada de compactación.

4.3 COMPORTAMIENTO TENSO – DEFORMACIONAL EN SUELOS COHESIVOS

4.3.1 Introducción

El efecto de la inclusión de fibras ha sido estudiado con mayor profundidad en suelos de tipo granulares. Esto se debe por un lado a la naturaleza friccional del mecanismo mediante el cual las fibras actúan, y por otro a que la interacción entre partículas de suelos granulares es más sencilla de interpretar y modelar que la interacción entre partículas cohesivas.

En un estudio previo desarrollado por la autora, se estudió la eficiencia del refuerzo de fibras en un suelo arenoso. Se concluyó que tanto la resistencia al corte pico como la residual aumentan con el contenido de fibras, independientemente del estado de compacidad del suelo reforzado. Sin embargo, el refuerzo resulta más efectivo cuando el suelo se encuentra en un estado de compacidad suelto (Vettorelo, 2015).

Por otro lado, se observó que en suelos granulares, el módulo de corte a bajos niveles de deformación (del orden de 10^{-5}) disminuye con el contenido de fibras, tanto para el suelo en estado suelto como en estado denso (Clariá y Vettorelo, 2015).

En resumen, en suelos granulares la adición de fibras resulta efectiva para niveles de compacidad bajos, y en aplicaciones donde se permitan amplias deformaciones máximas. De aquí surge el interés de estudiar si estas limitaciones del refuerzo de fibras se extienden a los suelos cohesivos.

4.3.2 Efecto sobre la resistencia al corte

Entre los estudios publicados en la literatura sobre suelos arcillosos reforzados con fibras puede nombrarse la investigación realizada por Akbulut et al. (2007). Estos autores estudiaron el efecto que fibras sintéticas de polipropileno y polietileno tienen en el comportamiento de un suelo arcilloso. En sus experimentos observaron un claro aumento en los parámetros de resistencia al corte (c y ϕ), siendo más notorio este incremento en el suelo reforzado con fibras de polipropileno.

Por su parte, Gregory (2006) observó que, al igual que con suelos granulares, el incremento en la resistencia al corte del suelo reforzado tiende a un límite asintótico al aumentar el contenido de fibras.

Estudios realizados sobre suelos arcillosos reforzados con fibras de poliéster mostraron que la resistencia a la compresión simple aumenta con el contenido de fibras, y para un contenido de fibras constante, con la longitud de fibras (Kumar et al., 2006). Así también se observó que existe un contenido de fibras óptimo, es decir un contenido de fibras para el cual el incremento en la resistencia del suelo reforzado es máximo (Liu et al., 2018). En la Figura 4.2 se observa la variación de la resistencia a la compresión simple en función del contenido de fibras y para diferentes longitudes de fibras.

Por otro lado, Li et al. (2014) estudiaron el efecto de la inclusión de fibras en la resistencia a tracción de un suelo arcilloso reforzado con fibras de polipropileno. Se observó que la resistencia a tracción del suelo reforzado se incrementa de manera significativa con el contenido de fibras. Además, la inclusión de fibras cambia el comportamiento en la falla del suelo, pasando de una falla frágil a una más dúctil. Por esto, luego de alcanzar la falla por tracción, el suelo reforzado es capaz de mantener un cierto nivel de carga.

Así también, un estudio realizado sobre una arcilla limosa reforzada con fibras de polipropileno mostró que tanto la resistencia al corte como la resistencia a tracción aumentan al incorporar fibras (Plé y Lê, 2012).

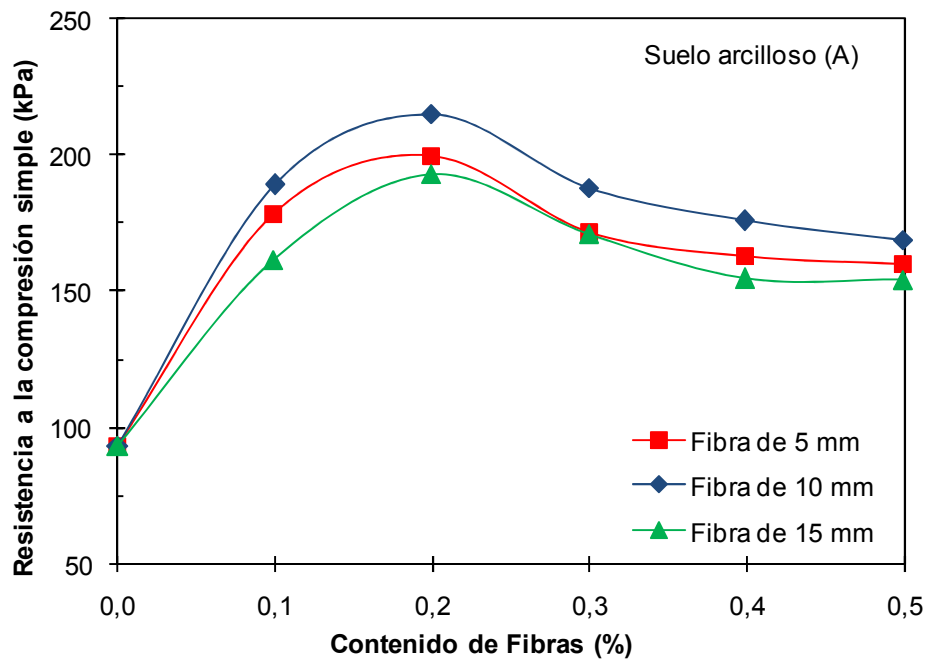


Figura 4.2: Variación de la resistencia a la compresión simple en función del contenido de fibras, para diferentes longitudes de fibra, en un suelo arcilloso (modificado de Kumar et al., 2006).

4.3.3 Efecto sobre la rigidez

Entre los autores que han investigado el efecto de la inclusión de fibras sobre la rigidez de suelos cohesivos, puede citarse el trabajo de Li y Ding (2002), quienes realizaron ensayos de compresión triaxial cíclica en un suelo limoso reforzados con fibras sintéticas. Se observó que el módulo de corte elástico del suelo reforzado aumenta con el contenido de fibras, así como con la presión de confinamiento, y disminuye con el número de ciclos de carga. Asimismo, Plé y Lê (2012) observaron una mejora en el módulo de Young al incorporar fibras a una arcilla limosa (Figura 4.3).

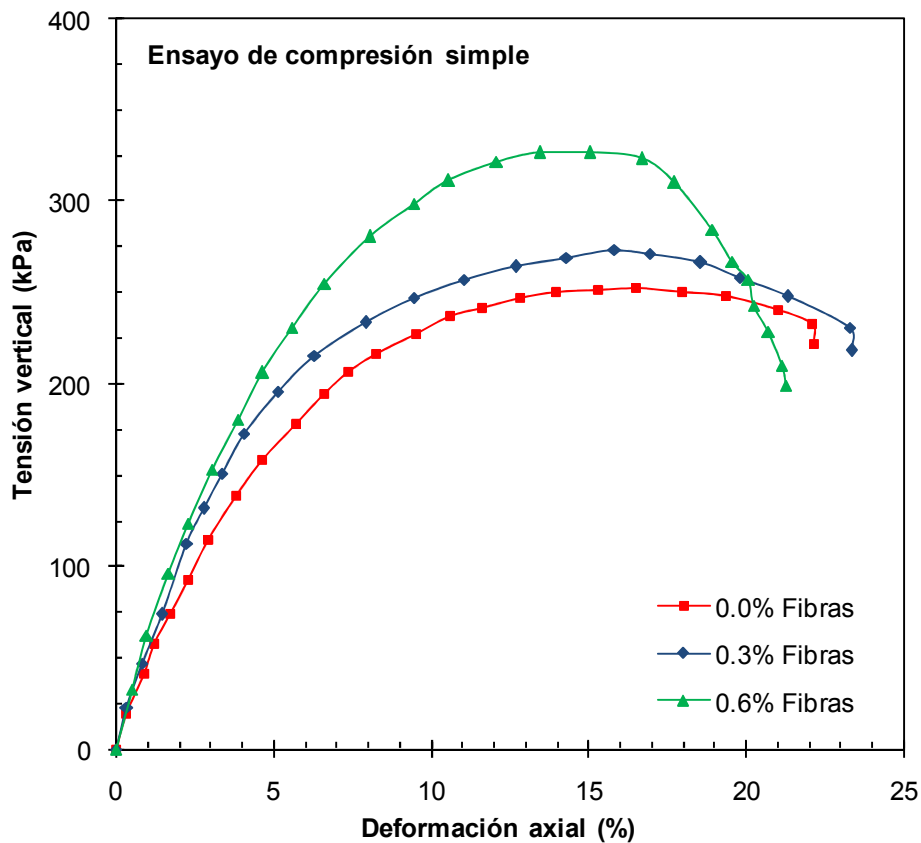


Figura 4.3: Tensión versus deformación en ensayos de compresión simple en un suelo arcilloso reforzado con diferentes contenidos de fibras (modificado de Plé y Lê, 2012).

4.4 SUELOS CON CAL Y FIBRAS

Como se estudió en el Capítulo 3, la adición de cal produce importantes beneficios en la rigidez y en la resistencia del suelo estabilizado. Sin embargo, el suelo-cal presenta un comportamiento frágil en la falla, característico de suelos cementados. De manera inversa, la inclusión de fibras se traduce en mejoras a grandes niveles de deformación. Por lo tanto, es de esperar que la combinación de cal y fibras como refuerzo de un suelo dé como resultado un material con un comportamiento adecuado en un amplio rango de deformaciones.

En primer lugar, es importante resaltar que el refuerzo con fibras se produce a través de un mecanismo de interacción física entre la fibra y las partículas de suelo. Bajo un proceso de corte, se genera un plano de falla en el suelo, produciéndose movimiento relativo a lo largo del mismo. Este movimiento produce tensiones de tracción en las fibras que atraviesan dicho plano. La fricción entre partículas de suelo y la superficie de la fibra proveen el anclaje necesario para que las fibras no deslicen frente al movimiento del plano de falla (Figura 4.4). De esta manera las tensiones de tracción aportan resistencia al corte al suelo reforzado (Vettorelo, 2015). Por el contrario, la estabilización con cal se origina mediante mecanismos de interacción química, con degradación del material y formación de nuevos productos (Cai et al., 2006), tal como se estudió en el Capítulo 3 del presente trabajo.

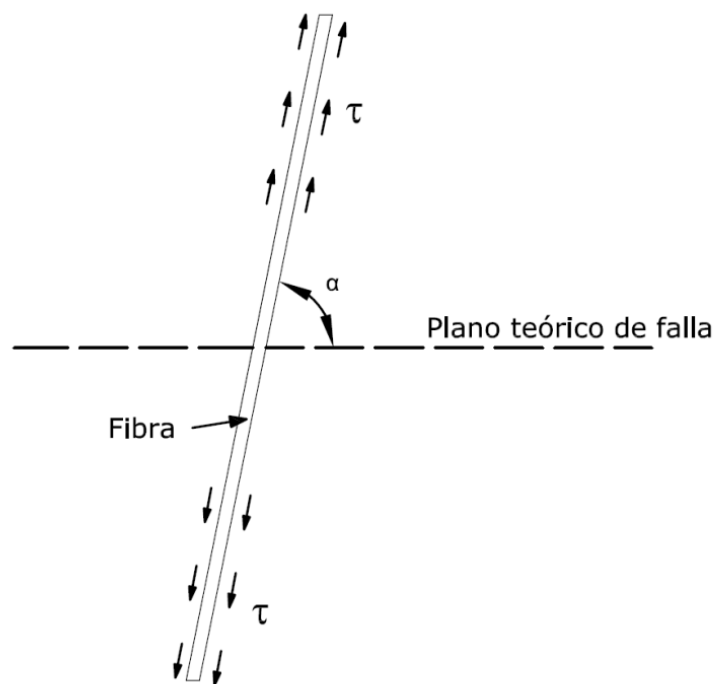


Figura 4.4: Fibra atravesando el plano de falla, con tensiones de tracción desarrolladas por efecto de fricción con las partículas del suelo (Vettorelo, 2015).

Cai et al. (2006) observaron que la adición de cal y fibras a un suelo arcilloso de comportamiento expansivo producía incrementos en la resistencia al corte y reducía el

potencial de hinchamiento del suelo. Asimismo, otros autores han reportado incrementos tanto en la resistencia a la compresión como en la resistencia a tracción del suelo-cal al incorporar fibras, logrando de esta forma obtener un material resistente y a la vez de comportamiento dúctil al alcanzar la falla (Anggraini et al., 2015; Dang et al., 2016; Wang et al., 2019).

Si bien la resistencia se incrementa al incorporar fibras, la eficiencia del refuerzo varía según el contenido de fibras adicionado, existiendo un valor óptimo de refuerzo. En la Figura 4.4 se presentan resultados de ensayos de compresión simple sobre probetas de suelo-cal reforzado con diferentes contenidos de fibras, apreciándose que para un contenido de fibras del orden de 1% se alcanza la máxima resistencia (Anggraini et al., 2015). Sin embargo, el contenido óptimo de fibras es variable y depende tanto de las características del suelo como de las fibras empleadas.

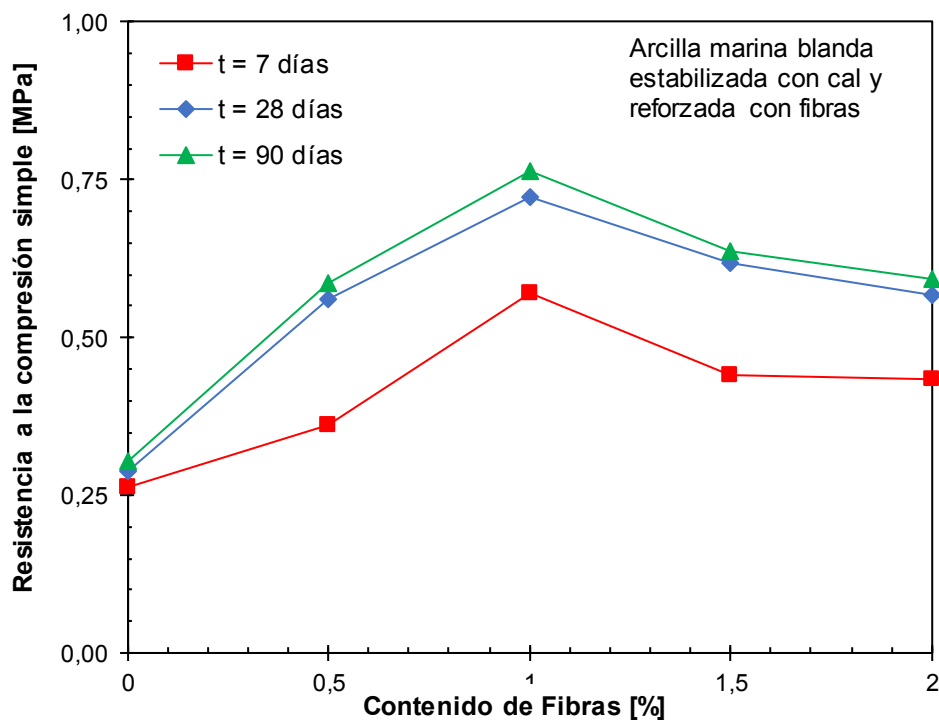


Figura 4.5: Resistencia a la compresión simple versus contenido de fibras en un suelo arcilloso estabilizado con cal para diferentes tiempos de curado (modificado de Anggraini et al., 2015).

Por otro lado, Jafari y Esna-ashari (2012) estudiaron el efecto de la estabilización con cal y el refuerzo con fibras en un suelo arcilloso sometido a ciclos de congelamiento y deshielo. Los autores observaron que el efecto del refuerzo proporcionado por las fibras era mayor a medida que aumentaban los ciclos de congelamiento y deshielo. Como consecuencia, los especímenes de suelo estabilizado y reforzado con fibras experimentaban una pérdida de resistencia mucho menor en comparación a los especímenes estabilizados con cal.

Por último, Taallah y Guettala (2016) evaluaron el uso de fibras en la fabricación de ladrillos de suelo-cal. La rugosidad de las fibras resultó ser un factor clave para asegurar un incremento de la resistencia de los ladrillos en el largo plazo. Por lo tanto, el refuerzo con fibras requiere de una elección adecuada del tipo de fibra a utilizar en función del tipo de suelo y del uso que se le dará al mismo.

CAPÍTULO 5

MATERIALES Y MÉTODOS

5.1 INTRODUCCIÓN

En la primera parte de este capítulo se describen las principales propiedades de los materiales utilizados en el presente trabajo:

- Suelo limo loésico.
- Fibras de Nylon.
- Cal hidratada.
- Cenizas volantes.

Luego, se detalla el programa experimental ejecutado a los fines de caracterizar mecánica y químicamente mezclas de los diferentes materiales bajo estudio. Dicho programa fue llevado a cabo en dos etapas:

- Una primera etapa de ensayos realizados con el fin de caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de mezclas de estos materiales.
- Una segunda etapa de caracterización y análisis físico-químicos cuyo objetivo fue conocer la estructura de las mezclas e identificar la formación de productos nuevos.

5.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO

5.2.1 Introducción

Se utilizó para la ejecución de este trabajo suelo de tipo loésico extraído dentro del área de Ciudad Universitaria de la Ciudad de Córdoba, en un sector colindante con el edificio de la Facultad de Ciencias Químicas. Para ello, se excavó una zanja de aproximadamente 1,5 m de profundidad, descartándose los primeros 50 cm por la presencia del manto vegetal. El suelo extraído, en forma de terrones, fue desmenuzado y disgregado, y luego almacenado en bolsas de polietileno herméticas en el Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

5.2.2 Ensayos de Identificación

Se realizaron los siguientes ensayos de identificación y caracterización en el suelo extraído:

- Límites de Atterberg: se determinaron los límites líquido y plástico, como así también el índice de plasticidad, en base a la norma ASTM D4318 (American Society for Testing and Materials, 2000).
- Pasante del Tamiz IRAM N°200 por vía húmeda, siguiendo la norma ASTM D1140 (American Society for Testing and Materials, 2000).
- Granulometría por método del hidrómetro siguiendo los lineamientos de la norma ASTM D422-63 (American Society for Testing and Materials, 2007).
- Gravedad específica, siguiendo las especificaciones de la norma ASTM D854 (American Society for Testing and Materials, 2000).

En base a los resultados obtenidos se identificó al suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos como un limo arenoso de baja plasticidad (ML). En la Tabla 5.1 se resumen las propiedades del suelo empleado determinadas por los ensayos citados, mientras que en la Figura 5.1 se presenta la curva de distribución granulométrica del mismo obtenida por tamizado y por el método del hidrómetro.

Tabla 5.1. Propiedades del suelo limo loésico empleado.

S.U.C.S.	%PT#200	L.L.	L.P.	I.P.	Gs
ML	91.90	24.54	23.58	0.96	2.65

S.U.C.S.: sistema unificado de clasificación de suelos; %PT#200: porcentaje pasante del Tamiz IRAM N° 200 (75 μm); L.L.: límite líquido; L.P.: límite plástico; I.P.: índice de plasticidad; Gs: gravedad específica.

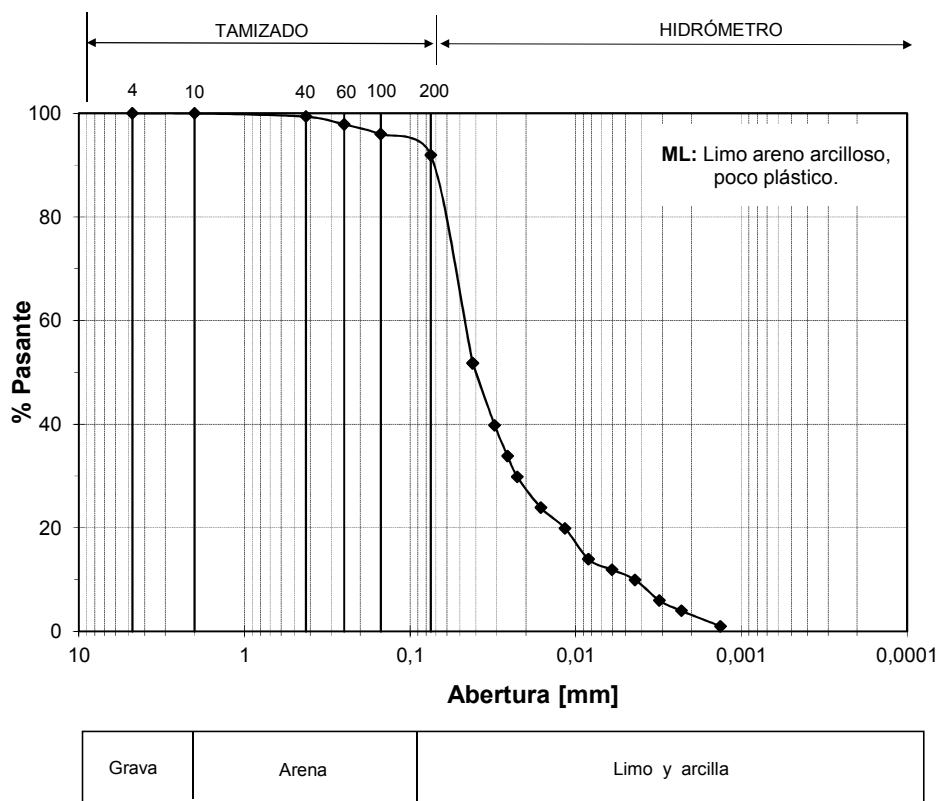


Figura 5.1. Curva de distribución granulométrica del suelo empleado.

Se observa que el suelo bajo estudio está conformado en un 8% por partículas del tamaño de arena (mayor a 75 μm), un 81% por partículas de limo (tamaño entre 75 μm y 2 μm), mientras que aproximadamente el 11% restante corresponde a partículas del

tamaño de arcilla (menor a 2 μm). Esta distribución del tamaño de partículas es típica de los suelos loésicos de la ciudad de Córdoba.

5.3 DESCRIPCIÓN DE LAS FIBRAS EMPLEADAS

En el presente estudio se utilizaron fibras de Nylon (marcas “Fibrakrete” de Protex) empleadas comúnmente en la industria de la construcción para mejorar las propiedades estructurales de morteros cementicios y reducir la formación de microfisuras por contracción en hormigones.

El Nylon es un polímero sintético perteneciente al grupo de las poliamidas, conformando una fibra elástica y resistente. Entre sus principales usos se nombran la industria textil, piezas de automóviles, líneas de pesca, cuerdas de guitarra, entre otros.

Las fibras utilizadas son de forma cilíndrica, con un diámetro aproximado de entre 18 a 20 micras, y una longitud variable entre 15 y 20 mm. En la Tabla 5.2 se presentan las propiedades mecánicas de las fibras de Nylon, mientras que en la Figura 5.2 se presenta una fotografía de las mismas.

Tabla 5.2. Propiedades mecánicas de las fibras de Nylon.

γ_d [kN/m^3]	σ_t [MPa]	E [MPa]	ε_f [%]	T [MPa]	T_f [$^{\circ}\text{C}$]
11,2	900	4758	45-95	214	250

γ_d : peso unitario; σ_t : tensión de falla en tracción; E: módulo de Young en tracción; ε_f : alargamiento de rotura en tracción; T: tenacidad; T_f : punto de fusión.



Figura 5.2. Fibras de Nylon utilizadas.

5.4 CAL HIDRATADA

Se utilizó cal hidratada para la estabilización del suelo, conocida comúnmente como cal apagada, adquirida en bolsa de 3 kg.

Se procuró tener especial cuidado en su guardado, evitando que la misma entrara en contacto con la humedad ambiente. Esto se logró utilizando triple bolsa de polietileno, las cuales se cerraban de forma hermética cuidando que no quedara aire atrapado en su interior.

Asimismo, la cal utilizada era revisada periódicamente, a los fines de detectar reacción con el aire o con la humedad ambiente, lo que se reflejaba en la formación de pequeñas concreciones. En los casos en que se detectaba reacción, se descartaba la cal para su uso en el presente estudio adquiriendo una nueva partida.

Por último, es importante destacar que su manipulación se llevó a cabo cumpliendo con requisitos de seguridad como el uso de guantes de látex, anteojos de seguridad y barbijo.

5.5 CENIZAS VOLANTES

Se emplearon cenizas volantes obtenidas de la Central Térmica de San Nicolás, provincia de Buenos Aires (Figura 5.3).

La Central Térmica de San Nicolás utiliza carbón, fuel oil y gas natural para alimentar a los quemadores, generando así energía térmica. Como residuo del proceso de combustión se producen cenizas, las cuales son transportadas por los sistemas de salida de gases y luego recogidas en filtros. Las cenizas constituyen de esta forma una puzolana de tipo artificial.

En la Tabla 5.3 se presenta la composición química de las cenizas que se utilizaron en el presente estudio.



Figura 5.3. Cenizas volantes provenientes de la Central Térmica de San Nicolás.

Tabla 5.3. Composición química de las cenizas volantes empleadas.

Compuesto	%
SiO ₂	51,5%
Al ₂ O ₃	21,2%
Fe ₂ O ₃	13,2%
CaO	8,8%
MgO	2,1%
SO ₃	0,1%
K ₂ O	1,6%
TiO ₂	1,6%

En función del contenido de cal (CaO) presente, las cenizas volantes empleadas se clasifican como cenizas clase F de acuerdo a la Norma ASTM C 618 (American Society for Testing and Materials, 2005). Este tipo de cenizas presentan por lo general propiedades puzolánicas.

Las cenizas se sometieron a un proceso de doble molienda y mediante el método del hidrómetro, siguiendo los lineamientos de la Norma ASTM D422-63 (American Society for Testing and Materials, 2007), se determinó la curva de distribución granulométrica correspondiente. No se observaron diferencias apreciables en la granulometría pre y post molienda, lo cual probablemente sea consecuencia de que el método del hidrómetro no es adecuado para la determinación de la granulometría de un material con este nivel de finura.

En la Figura 5.4 se presenta la curva de distribución granulométrica obtenida para las cenizas volantes. Se encontró que cerca del 90% en peso de estas cenizas está compuesto por partículas del tamaño de limo (entre 2 y 75 μm), mientras que el 10% restante corresponde a partículas del tamaño de arena (mayor a 75 μm). No se

detectaron partículas del tamaño de arcillas, lo cual podría deberse a un efecto de floculación de las partículas de cenizas en la solución.

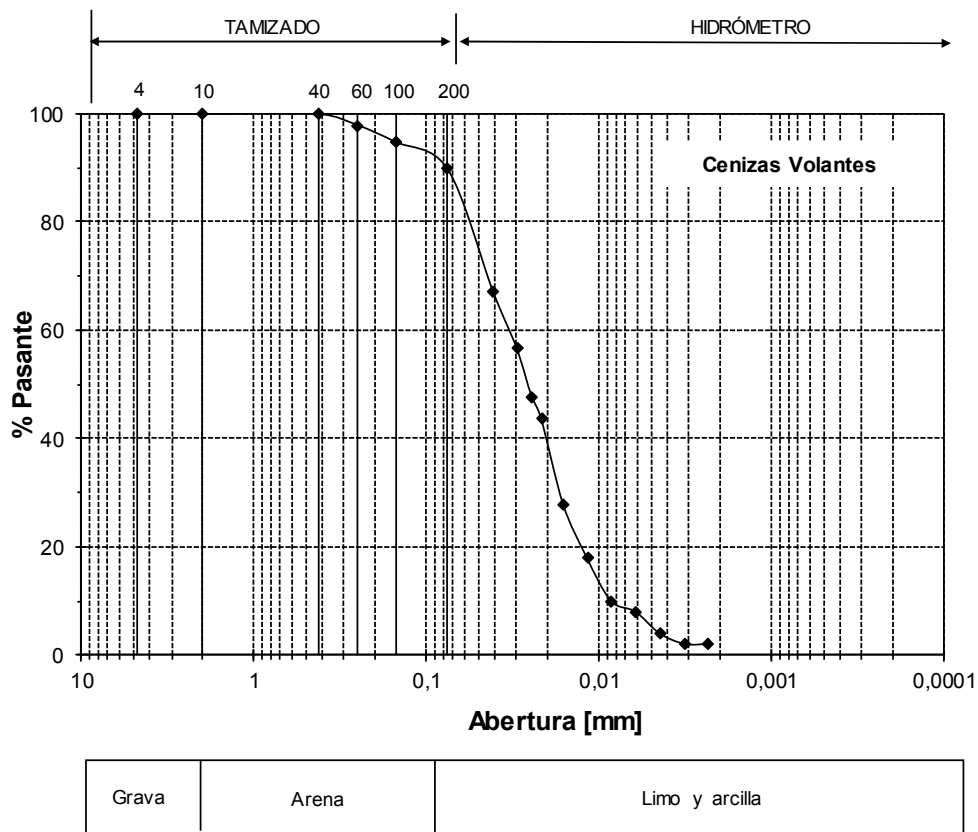


Figura 5.4. Curva de distribución granulométrica de las cenizas volantes utilizadas.

5.6 PROGRAMA EXPERIMENTAL FASE 1: CARACTERIZACIÓN MECÁNICA

5.6.1 Introducción

Este programa experimental se realizó con el objetivo de caracterizar el comportamiento tenso-deformacional del suelo bajo estudio estabilizado y/o reforzado con cal, fibras y cenizas volantes, como así también detectar el efecto individual y conjunto de cada uno de los materiales adicionados.

Se detallan, en primer lugar, los materiales compuestos que se estudiaron a partir de mezclas de suelo, cal, cenizas volantes y fibras.

Luego se especifican los parámetros que se definieron como constantes en el análisis, y aquellos que fueron considerados variables bajo estudio.

Por último, se enumeran los ensayos realizados dentro de la primera fase del programa experimental: ensayos de compactación Proctor Estándar, ensayos de Compresión Simple, y medición de velocidad de ondas de corte (S), explicando los procedimientos seguidos tanto para la preparación de probetas como para la ejecución de los mismos.

5.6.2 Materiales compuestos bajo estudio

Las mezclas de los materiales bajo estudio se definieron en cuatro grupos:

- Suelo reforzado con fibras: se estudió el efecto que produce la adición de fibras en el suelo, para lo cual se adicionaron contenidos de fibra de 0,25; 0,50 y 0,75% en peso respecto al peso del suelo seco. La elección de los porcentajes de fibras usados se basó en la experiencia de estudios previos realizados por la autora y al estudio de la bibliografía existente.
- Suelo estabilizado con cal: se analizaron los efectos que produce la adición de cal en el comportamiento tenso-deformacional del suelo. Se escogieron contenidos de cal de 2; 4; 6 y 8% respecto al peso de suelo seco, en base a la experiencia existente en el uso de cal para estabilizar este tipo de suelos y a los estudios existentes en la literatura del tema.
- Suelo estabilizado con cal y fibras: el objetivo de este grupo de mezclas fue determinar la acción conjunta de la cal y las fibras en el suelo, logrando obtener un material compuesto con un comportamiento óptimo a diferentes niveles de deformación. Se utilizaron contenidos de cal y fibras idénticos a los empleados en las mezclas anteriores.
- Suelo estabilizado con cal y cenizas volantes: por último, se analizaron los efectos que la adición de cenizas volantes produce en el suelo-cal, a los fines

de determinar si el efecto estabilizador podría llegar a potenciarse mediante la adición de una puzolana al suelo. Se analizaron probetas con contenidos de cenizas volantes de 10 y 20% respecto del peso del suelo seco.

5.6.3 Parámetros de control y parámetros variables

Teniendo en consideración que el número de variables que afectan el comportamiento mecánico de los materiales compuestos bajo estudio es considerable, se eligieron parámetros de control, y parámetros variables, a los fines de poder realizar comparaciones válidas entre diferentes materiales.

5.6.3.1 Parámetros de control

Como parámetros de control se eligieron el peso unitario y el contenido de humedad en el momento de preparación de las probetas de suelo reforzado y/o estabilizado.

El peso unitario varía en función de las diferentes densidades de los materiales que conforman cada material compuesto, y a su vez, de la compactación con la que son preparados. Asimismo, existe una interrelación entre el peso unitario seco y el contenido de humedad del suelo. Por este motivo, se definieron como parámetros constantes el peso unitario máximo y la humedad óptima de cada mezcla, los cuales se obtuvieron a partir de ensayos de compactación Proctor Estándar para cada espécimen.

5.6.3.2 Variables de análisis

Las variables de análisis se basaron en tres aspectos. Por un lado, en los contenidos de cal, fibras y cenizas volantes utilizados para la preparación de cada material compuesto. En segundo lugar, en las condiciones de curado de las mezclas antes de su ensayo y, por último, en las condiciones de humedad durante la ejecución de los ensayos.

Respecto al primer grupo de variables, los contenidos de cada material fueron expresados como porcentajes de peso respecto al peso del suelo seco:

- Fibras: 0; 0,25; 0,50 y 0,75%.
- Cal: 0; 2; 4; 6 y 8%.
- Cenizas volantes: 0; 10 y 20%.

Por otro lado, se definió como variable el tiempo de curado, expresado en días en los cuales se mantenían las condiciones de humedad y temperatura en las muestras previo a su ensayo. Se definieron tiempos de curado de 7; 30; 60; 120 y 240 días. El tiempo de curado fue considerado como una variable de importancia para monitorear los cambios de resistencia y rigidez en las mezclas con suelo cal.

Asimismo, el acceso de aire a la probeta durante el tiempo de curado fue controlado como una variable de análisis. El ingreso de aire a las probetas que contenían cal permitía el desarrollo del proceso de carbonatación de la cal, mientras que la restricción del ingreso de aire lo limitaba. Por tal motivo, y a los fines de evaluar el efecto de la carbonatación en las muestras con cal, se curaron probetas bajo un esquema de “sistema abierto”, en donde existía libre acceso al aire, mientras que otro grupo de probetas fueron curadas bajo un esquema de “sistema cerrado”, en donde se restringió el acceso de aire exterior a la probeta.

Las probetas curadas bajo la modalidad de “sistema cerrado” eran selladas al vacío en doble bolsa de polietileno inmediatamente luego de su preparación, por lo que el CO₂ disponible para reaccionar con la cal correspondía al presente en el aire ocupado por los poros internos de cada probeta. Sabiendo que la concentración de dióxido de carbono en el aire atmosférico es de 0,04%; se estima que en estas probetas el CO₂ disponible era del orden de los 10⁻¹⁰ gr.

De acuerdo a la ecuación que define la reacción de carbonatación, estudiada en el Capítulo 3, y considerando los pesos moleculares de cada componente, la relación en masa de cada uno de los reactivos es de 0,59 gramos de dióxido de carbono por cada gramo de cal para formar carbonato de calcio. Por lo tanto, el CO₂ disponible en estas probetas era el suficiente para reaccionar con aproximadamente 1,7.10⁻¹⁰ gr de cal, el cual representa un contenido ínfimo en relación a las cantidades de cal adicionadas en las mezclas bajo estudio.

Por último, las probetas de suelo-cal fueron ensayadas bajo dos condiciones de humedad: la correspondiente al ensayo Proctor, y en condición cercana a la saturación luego de inmersión en agua durante 24 horas. En este caso, se ensayaron a compresión simple probetas sumergidas con el objetivo de suprimir los efectos de la succión en la resistencia del suelo-cal, y así poder estimar el efecto “neto” que la cal producía en la resistencia del suelo estabilizado.

5.6.4 Compactación Proctor Estándar

Se ejecutaron ensayos de compactación de laboratorio Proctor Estándar (AASHTO T - 99), sobre muestras de los siguientes materiales:

- Limo areno arcilloso.
- Limo areno arcilloso estabilizado con cal en contenidos de 2; 4 y 6%.
- Limo areno arcilloso con 10 y 20% de cenizas volantes.
- Limo areno arcilloso con 10% de cenizas volantes y estabilizado con cal en contenidos de 2, 4, y 6%.
- Limo areno arcilloso con 20% de cenizas volantes y estabilizado con cal en contenidos de 4 y 8%.

Los ensayos se realizaron siguiendo los lineamientos de la norma VN-E5-93 de la Dirección Nacional de Vialidad. Dadas las características granulométricas de los materiales ensayados, con un porcentaje retenido por el Tamiz IRAM de 4,8 mm (Nº 4) inferior al 5%, todos los ensayos se ejecutaron siguiendo la normativa correspondiente a material fino, Método I. Se utilizó un molde de compactación de 100 mm de diámetro, un pisón de compactación de 2,5 Kg de peso, una altura de caída de 30,5 cm, realizando la compactación en 3 capas de 25 golpes cada una.

Para cada material ensayado, se determinaba el peso unitario seco al compactar dentro del molde el suelo preparado con diferentes contenidos de humedad, con incrementos en aproximadamente 2%. Luego, se graficaban los pesos unitarios secos obtenidos versus los contenidos de humedad y se determinaba el peso unitario

máximo y el contenido de humedad óptimo de la curva de compactación para cada material.

5.6.5 Ensayos de Compresión Simple

5.6.5.1 Preparación de Probetas

Para la realización de los ensayos de compresión simple se prepararon probetas cilíndricas con una altura promedio de 100 mm y un diámetro de 50 mm respetando la relación 2:1. Para cada conjunto de muestras se ensayaron dos probetas de idénticas características a los fines de obtener un promedio y confirmar que los resultados de ambos ensayos mostraran un comportamiento coherente y representativo.

Las probetas se realizaron por compactación dinámica en un molde tripartido de acero inoxidable (Figura 5.5). Las dimensiones del molde utilizado permitían obtener muestras de 100 mm de altura y 50 mm de diámetro. Se utilizó una metodología de preparación rigurosa para obtener probetas uniformes, verificando siempre las medidas, el peso unitario seco y el contenido de humedad.



Figura 5.5. Molde de acero tripartido y pisón de acero de 0.80 kg. y una altura de caída de 39 cm.

Para la preparación de cada probeta, se seguían los siguientes pasos:

- Se calculaba el peso de cada material necesario para alcanzar el peso unitario máximo en función del volumen del molde.
- Se preparaba el material compuesto mezclando en primer lugar el suelo seco con el agua, y luego adicionando los aditivos que correspondieran (cal, cenizas volantes y fibras).
- Se separaba la mezcla en tres partes iguales, a los fines de compactar el material en tres etapas. La compactación se ejecutaba hasta que el material ocupaba el tercio de volumen correspondiente. Entre cada capa de

compactación se escarificaba la superficie a los fines de evitar la formación de planos débiles de posible falla.

- Concluida la etapa de compactación se desmoldaba la probeta, verificando que quedara enrasada en su parte superior. Se determinaba el peso y dimensiones de la misma. El contenido de humedad era controlado con una muestra preparada en iguales condiciones al mismo tiempo que se ejecutaba la probeta.
- Cada probeta era almacenada en doble bolsa con cierre hermético y colocada en una cámara húmeda a los fines de mantener constante su humedad. En las probetas con condición de sistema “abierto”, la bolsa que contenía la probeta se encontraba con un volumen de aire en su interior de al menos 3 veces el volumen de la probeta. De esta forma, la misma tenía acceso al CO₂ presente en el aire, permitiendo la reacción de carbonatación de la cal. Por otro lado, en las probetas con condición de sistema “cerrado”, se extraía el aire del interior de las bolsas con una bomba de vacío, quedando la probeta en su interior cerrada sin acceso al aire.
- Luego de cumplirse el período de curado estipulado, las probetas se extraían del envase para su ensayo y se pesaban para determinar la variación con el tiempo de almacenamiento (indicador de que se ha mantenido constante la humedad). Por su parte, las probetas que se ensayaban en condición sumergida, eran puestas bajo agua 24 horas previo a su ensayo.
- Finalmente se realizaba el ensayo de compresión simple con una velocidad de deformación constante de 1 mm/min.

Se realizaron en total 120 probetas de suelo-cal, 72 probetas de suelo-cal con refuerzo fibras, 128 probetas de suelo-cal más adición de cenizas volantes, y 24 probetas de suelo reforzado con fibras. En la Tabla 5.4 se presenta un resumen de las características de las probetas ensayadas para cada tipo de material compuesto.

Tabla 5.4. Resumen de las combinaciones de características en las probetas preparadas y ensayadas a compresión simple.

Contenido de Cal (%)	Contenido de Fibras (%)	Contenido de Cenizas Volantes (%)	Tiempo de curado (días)	Condición de curado	Humedad de ensayo (%)
0	0	0	7 – 30	Sist. abierto	Proctor
0	0	0	7 – 30	Sist. abierto	Sumergida
2	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Proctor
4	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Proctor
6	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Proctor
2	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. cerrado	Proctor
4	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. cerrado	Proctor
6	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. cerrado	Proctor
2	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Sumergida
4	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Sumergida
6	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Sumergida
0 – 2 – 4 – 6	0.25	0	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0.50	0	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0.75	0	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0	10	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0	10	7 – 30 – 60 – 120	Sist. cerrado	Proctor
4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. cerrado	Proctor

4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Sumergida
4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. cerrado	Sumergida

5.6.5.2 Descripción de los equipos

Para la realización de los ensayos de compresión simple se utilizó una prensa marca ELE Digital Tritest del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba, automatizada y controlada a través de un ordenador personal y software específico. Las deformaciones verticales se midieron externamente mediante un sensor de tipo Linear Variable Differential Transformer (LVDT) marca Schlumberger modelo AG 5.0 con sensibilidad de 0,01 mm. La carga desviadora aplicada se cuantificó con una celda de carga modelo C500CS de 5000 N de capacidad y sensibilidad de 1 N. Todos los sensores son amplificados y filtrados mediante un acondicionador de señales marca PMG modelo SC-5B. La disposición del equipo utilizado se presenta en la Figura 5.6.

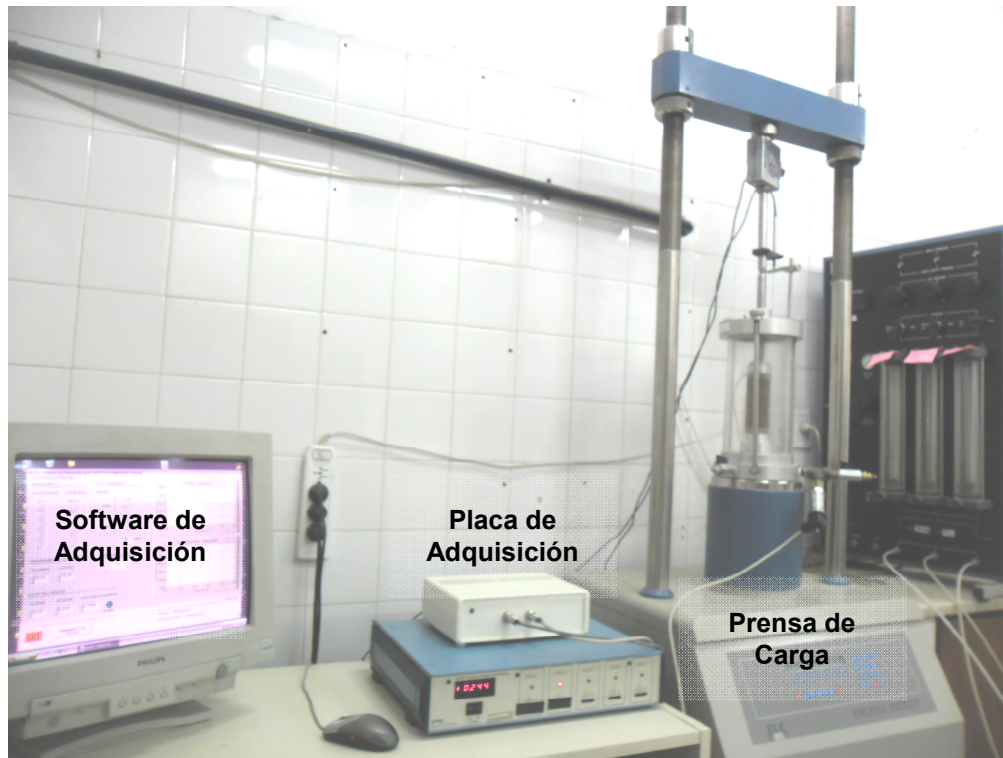


Figura 5.6. Disposición de los equipos utilizados para la ejecución de los ensayos de compresión simple.

Los ensayos se realizaron a velocidad de deformación controlada de 1 mm/min según especifica la norma ASTM D2166-06 (American Society for Testing and Materials, 2006). Durante la ejecución del mismo se registró la deformación vertical específica (ϵ_v %) y la correspondiente tensión normal corregida por aumento del área de la probeta (σ kPa), para construir la curva tensión-deformación característica de la probeta ensayada. El ensayo concluía cuando la muestra superaba la tensión pico y la resistencia decaía abruptamente, o bien cuando el nivel de deformaciones superaba el 10%.

5.6.6 Medición de velocidad de Ondas S

5.6.6.1 Introducción

A los fines de determinar la rigidez a bajas deformaciones (del orden de 10^{-5}) de los diferentes materiales bajo estudio, se midió la velocidad de propagación de ondas de corte (S) con un edómetro modificado.

Las ondas de corte fueron emitidas y recibidas por cristales piezocerámicos (bender elements) colocados en el centro de piedras porosas adosadas a los cabezales superior e inferior en el edómetro. El nivel de deformación generado en el suelo mediante estos cristales es del orden de 10^{-5} o inferior, por lo que el módulo de corte calculado a partir de V_s resulta igual al módulo máximo (G_{max}).

Los bender elements están compuestos por dos elementos rectangulares muy finos adheridos entre sí, constituidos por materiales piezoeléctricos que producen una deformación mecánica cuando son sometidos a un impulso eléctrico, y viceversa. El movimiento de flexión, que da origen al nombre, se produce porque un elemento se alarga y el otro elemento se acorta al recibir el impulso eléctrico o mecánico. Existen dos disposiciones acorde a direcciones de polarización. En la disposición en serie, la corriente se aplica sobre la parte externa y la dirección de polarización de cada elemento es opuesta. En la disposición en paralelo, la corriente se aplica en la misma dirección de polarización para ambos elementos. La conexión en paralelo se deforma el doble que la disposición en serie, aplicando el mismo voltaje. Es por ello que se recomienda utilizar el tipo paralelo como generador y el tipo serie para la recepción de la onda mecánica.

5.6.6.2 Descripción del equipo empleado

El dispositivo utilizado fue ensamblado en un aro edométrico modificado para realizar los ensayos de compresión edométrica y medir velocidad de onda de corte con diferentes confinamientos. Se utilizaron bender elements rectangulares de 12 mm de largo, 8 mm de ancho y 0,8 mm de espesor. Se utilizó la disposición en paralelo en la parte inferior como generador y la conexión en serie en la parte superior. Se utilizó un cable coaxial de bajo nivel de ruido para mejorar la calidad de la señal (Adami, 2014).

En la Figura 5.7 puede apreciarse el conjunto de dispositivos utilizados en la medición de la velocidad de ondas de corte, como así también un esquema del edómetro utilizado.

Como señal excitatriz se utilizó un pulso senoidal de 10 Voltios de amplitud (entre picos) y con una frecuencia de 10 kHz (Patel et al., 2010). Esta señal fue emitida por un generador de señales el cual se conectó al bender element alojado en la piedra porosa del cabezal superior y a un osciloscopio. La perturbación producida por el emisor se propagaba a lo largo de toda la muestra y era recibida por el piezocristal alojado en la piedra porosa fija al cabezal inferior. Asimismo, este elemento receptor se conectó a un amplificador en el cual la señal era acondicionada mediante filtros Pasa Alto y Pasa Bajo de tipo analógicos y se la amplificaba para enviarla al osciloscopio. De esta manera en el osciloscopio se registraron la señal emitida y la recibida. Los datos eran almacenados en una PC para el posterior tratamiento y detección del punto de arribo de la velocidad de onda de corte.

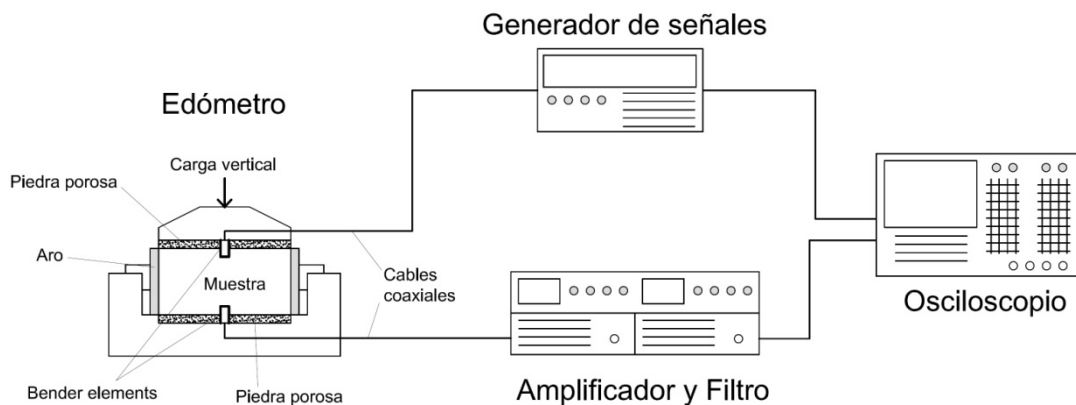


Figura 5.7. Dispositivos utilizados en la medición de la velocidad de ondas de corte.

5.6.6.3 Preparación de muestras

Para la realización de los ensayos se prepararon muestras cilíndricas con una altura promedio de 32 mm y un diámetro de 63 mm, medidas del anillo edométrico. La metodología empleada fue idéntica a la preparación de probetas para compresión simple adaptado al molde del anillo y ejecutando la compactación en 2 capas.

Se prepararon probetas de suelo-cal, suelo reforzado con fibras, suelo-cal con refuerzo de fibras, y suelo-cal con cenizas volantes. En la Tabla 5.5 se resumen las características de las probetas ensayadas de cada material compuesto.

Tabla 5.5. Características de las probetas ensayadas en el edómetro modificado con Bender Elements.

Contenido de Cal (%)	Contenido de Fibras (%)	Contenido de Cenizas Volantes (%)	Tiempo de curado (días)	Condición de curado	Humedad de ensayo (%)
0	0	0	0	Sist. abierto	Proctor
2	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Proctor
4	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Proctor
6	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. abierto	Proctor
2	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. cerrado	Proctor
4	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. cerrado	Proctor
6	0	0	7 – 30 – 60 – 120 – 240	Sist. cerrado	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0.25	0	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0.50	0	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0.75	0	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0	10	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
0 – 2 – 4 – 6	0	10	7 – 30 – 60 – 120	Sist. cerrado	Proctor
4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Proctor
4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. cerrado	Proctor
4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. abierto	Sumergida

4 – 8	0	20	7 – 30 – 60 – 120	Sist. cerrado	Sumergida
-------	---	----	----------------------	------------------	-----------

5.6.6.4 Limitaciones de la técnica con bender elements

La utilización de la técnica con bender elements requiere ciertos cuidados y precauciones para evitar interferencias en la señal y determinar con precisión el punto de arribo de la onda de corte. Se mencionan a continuación los problemas más frecuentes y las soluciones adoptadas para cada uno de ellos.

➤ Acoplamiento Electromagnético

El acoplamiento entre las señales emitida y recibida genera un pico en la señal de respuesta simultáneamente con la generación de la excitación que dificulta la determinación de la verdadera llegada de la onda de corte. Para solucionar el problema se cubren los bender elements con una capa de pintura de plata conductiva, para minimizar la generación de inducciones electromagnéticas.

➤ Múltiples Reflexiones

La velocidad de ondas de compresión V_p es mayor a la velocidad de ondas de corte V_s , por lo cual pueden arribar múltiples ondas primarias antes que la onda de corte. Se recomienda utilizar un dispositivo cuyas paredes laterales estén a mayor distancia que la separación vertical de los bender elements. El anillo edométrico cumple esta condición ya que la separación vertical es de 19.0 mm y la pared lateral se encuentra a 31.0 mm, por lo cual no se detectan múltiples arribos de ondas primarias.

➤ Señal de Excitación

Existen diferentes tipos de señales utilizadas para la medición de velocidad de onda en la masa de suelo, entre las cuales se puede destacar el escalón, seno, pulso, triángulo, entre otros.

Generalmente se utiliza como excitación un escalón porque al incluir todo el rango de frecuencias se asegura la deflexión del bender element y una respuesta aceptable. El inconveniente de esta práctica es la inclusión de frecuencias no deseadas en la masa de suelo y el osciloscopio, que dificulta la interpretación y determinación del arribo.

La señal sinusoidal es recomendable cuando se conocen las propiedades del bender element y del suelo analizado, ya que se puede ajustar la frecuencia de excitación para maximizar las propiedades piezoeléctricas del material. Asimismo, se recomienda la utilización de una función seno para optimizar la técnica de correlación cruzada, para detectar el arribo de ondas de corte (Patel et al., 2010).

5.6.6.5 Determinación del arribo de la onda de corte

La problemática de la técnica con bender elements radica en la determinación del tiempo de arribo de la onda de corte. Las técnicas antes mencionadas mejoran la calidad de las señales recibidas al eliminar ruidos molestos, acoplamientos ó múltiples reflexiones, pero la respuesta presenta diferentes formas, acorde a las propiedades del suelo y el equipo utilizado.

Para la detección de los arribos de ondas en este estudio se siguieron los lineamientos y criterios sugeridos por Lee y Santamarina (2005) y Patel et al. (2010).

Se utilizaron dos metodologías para determinar el punto de arribo de la onda de corte: la técnica de correlación cruzada y la interpretación visual.

➤ Interpretación visual

Generalmente las señales de respuesta obtenidas tienen una forma sinusoidal que disminuye su amplitud con el paso del tiempo debido a la pérdida de energía (atenuación), como se aprecia en la Figura 5.8. El arribo se localiza entre los puntos indicados como A (primera deflexión) y C (paso por el nivel cero de tensiones). Se recomienda elegir el punto C donde hay un cambio de curvatura en la señal de respuesta antes del pico de tensión, ya que representa una variación en la deflexión del bender element receptor. El punto A suele indicar el arribo de las ondas de compresión que viajan a mayor velocidad.

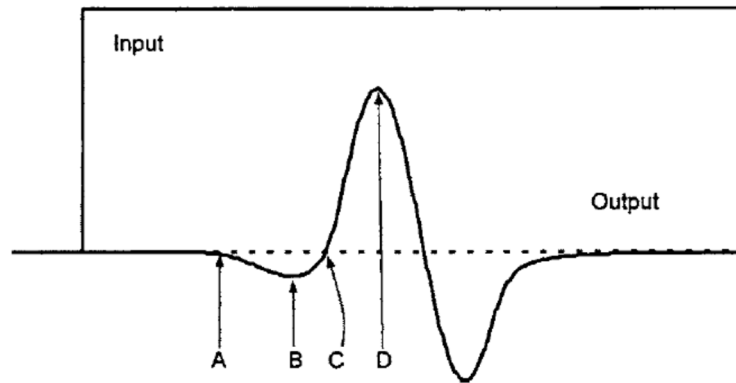


Figura 5.8. Señal de respuesta típica obtenida en un ensayo de edómetro modificado con bender elements. (A) Primera deflexión. (B) Primer pico. (C) Tensión nula luego del primer pico. (D) Pico de mayor amplitud (modificado de Lee y Santamarina, 2005).

➤ Correlación cruzada

La correlación cruzada se define como la relación que existe entre dos señales, que en este caso es la señal de excitación y la respuesta obtenida. El tiempo en donde la correlación es máxima representa el punto de arribo de la onda de corte. Si se utiliza una función sinusoidal similar a la señal de respuesta, entonces la correlación es máxima en un punto y decae rápidamente a cero, revelando un tiempo de arribo determinado. En la Figura 5.9 se presenta las señales emitida, recibida y la correlación entre las mismas, indicando el tiempo de arribo. Utilizando la técnica de correlación cruzada se obtiene un resultado similar al punto C de la inspección visual mencionado anteriormente.

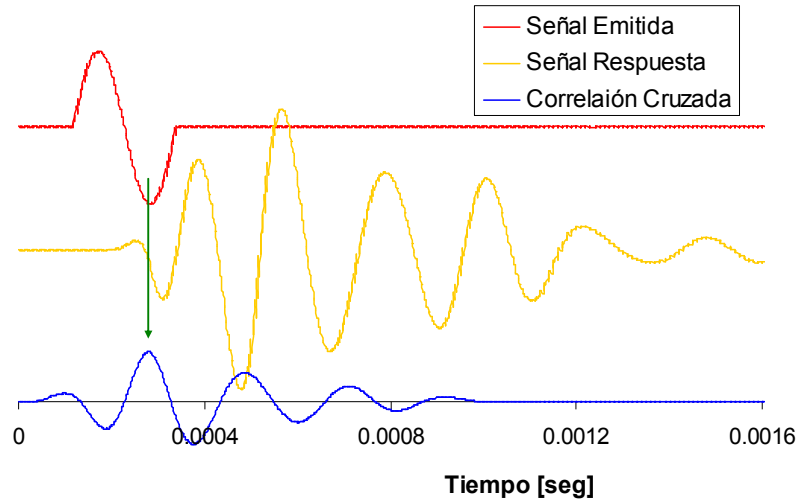


Figura 5.9. Correlación cruzada normalizada de las señales emitida y recibida. Se observa que toma su máximo valor en el punto de inflexión de la señal de respuesta (modificado de Adami, 2014).

5.6.6.6 Cálculo de la velocidad de ondas S y del Módulo de Rigidez

La medición de velocidad de ondas S se realizó en todas las probetas para una tensión vertical preestablecida de 25 kPa.

Una vez obtenido el tiempo entre la señal emitida y el arribo de la onda de corte de la señal recibida, y con el valor de la deformación vertical correspondiente a la aplicación de la carga vertical, se calculaba la velocidad de propagación de ondas S (V_S) mediante la siguiente expresión (Clariá y Rinaldi, 2000):

$$V_S = \frac{L_0 - \Delta L}{\Delta t - t_r} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde L_0 es la distancia entre los extremos del recubrimiento de los bender elements, ΔL es el acortamiento de la muestra al finalizar el salto de carga, Δt es el tiempo del arribo y t_r es la corrección en tiempo debido al recubrimiento de los bender elements.

Una vez determinada la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s), el módulo de corte máximo (G_{max}) se obtiene de la Ecuación 5.2 derivada de la teoría de la elasticidad:

$$G_{max} = V_s^2 \cdot \rho \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde ρ es la densidad del suelo.

5.7 PROGRAMA EXPERIMENTAL FASE 2: CARACTERIZACIÓN QUÍMICA

5.7.1 Introducción

La segunda fase del programa experimental se realizó con el objetivo de comprender los cambios físicos (a nivel microestructura) y químicos (formación de nuevos productos) y cómo éstos afectan el comportamiento mecánico estudiado en la primera fase del programa.

En primer lugar, se determinó el Contenido Óptimo de Cal en las mezclas bajo estudio, como así también el Índice de Actividad Puzolánica por medio del método Luxán. Asimismo, se ejecutaron ensayos de difracción de rayos X a los fines de detectar las fases cristalinas existentes en cada material compuesto. Por último, se estudió la microestructura de las mezclas mediante imágenes obtenidas con un microscopio de tipo confocal y con un microscopio de barrido electrónico (SEM).

5.7.2 Determinación del Contenido Óptimo de Cal

El Contenido Óptimo de Cal (COP) se definió en el Capítulo 3 como la cantidad de cal requerida para que comience a desarrollarse la reacción puzolánica en el suelo estabilizado.

Para la determinación del COP se siguieron las especificaciones de la Norma ASTM D6276 (American Society for Testing and Materials, 1999). El procedimiento aplicado se desarrolla a continuación:

- Se prepara una solución con 25 gramos de suelo seco y 100 ml de agua a 25°C en un recipiente plástico. Se preparan al menos 6 soluciones idénticas.
- Se adiciona cal hidratada en las soluciones de suelo menos en una, en contenidos de 1, 2, 3, 4 y 5% respecto al peso del suelo seco. Si se tuvieran más soluciones, se adiciona cal en contenidos intercalados respecto a los anteriores.
- Se procede a tapar los recipientes de manera hermética y se los coloca en un agitador en el cual se intercalan intervalos de 1 minuto de agitación y 9 minutos en reposo, hasta que se cumple una hora desde su preparación.
- Al cumplirse una hora desde la medición se realiza una última agitación para luego medir el pH de cada solución con un pHímetro de precisión 0.01 previamente calibrado.
- Se grafica el contenido de cal versus el nivel de pH medido en cada solución. El COP se obtiene como el contenido de cal para el cual se alcanza un pH igual a 12.4.

Se determinó el Contenido Óptimo de Cal para el limo areno arcilloso bajo estudio, como así también para la mezcla de limo areno arcilloso con adición de cenizas volantes en un 10% respecto al peso del suelo.

5.7.3 Método Luxán

Con el objetivo de determinar la actividad puzolánica en el suelo bajo estudio, y en la mezcla de suelo con cenizas volantes, se aplicó el método propuesto por Luxán et al. (1989) para calcular el Índice de Actividad Puzolánica de estos materiales.

El procedimiento aplicado fue el descrito en el Capítulo 2 del presente trabajo. Se utilizó un agitador con calentador para mantener a una temperatura constante de 40°C la solución saturada de Hidróxido de Calcio. Para medir la conductividad eléctrica, se

introdujo en la solución un electrodo medidor de conductividad el cual se conectó a un equipo de adquisición de datos, gráficos y análisis (Datalogger) marca PASCO Xplorer GLX. A su vez, la temperatura era controlada mediante un sensor también conectado al equipo de adquisición de datos (Figura 5.10). La información era recolectada y guardada en el equipo Datalogger, y luego copiada a un pendrive para posterior análisis.

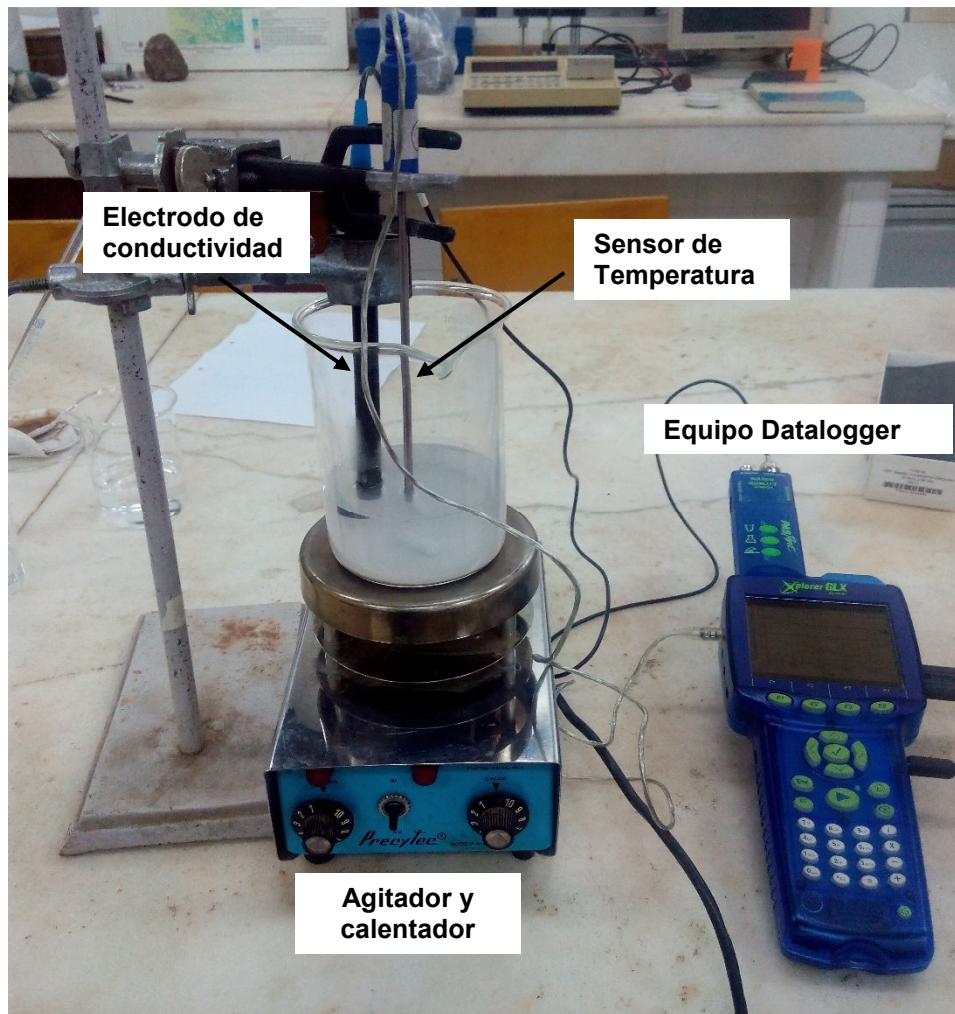


Figura 5.10. Equipos empleados para medición de actividad puzolánica mediante el Método Luxán.

Con la información adquirida se calculó el cambio en la conductividad eléctrica a los 2 minutos de agregado el material de estudio a la solución saturada, calificándolo dentro de las 3 categorías que propone Luxán et al. (1989):

Material no puzolánico: variación menor a 0.4 mS/cm.

Material medianamente puzolánico: variación entre 0.4 y 1.2 mS/cm.

Material puzolánico: variación mayor a 1.2 mS/cm.

5.7.4 Difracción de Rayos X

En la presente investigación se realizaron ensayos de difracción de rayos X sobre muestras de suelo, suelo-cal, y suelo-cal con cenizas volantes, con el objetivo de detectar la formación de nuevos productos en estado cristalino.

El equipo de difracción de rayos X se compone por un tubo que emite electrones a gran velocidad, que al chocar contra el ánodo del tubo produce rayos X. Dichos rayos inciden sobre la muestra analizada y se producen una serie de reflexiones sobre la superficie cristalina del material irradiado. Los rayos X difractados llegan al filtro de ondas y luego son captados por un detector cuya función es ampliar las radiaciones recibidas. Finalmente un dispositivo graficador registra las radiaciones y obtiene un difractograma. Dicha gráfica consiste en una serie de picos que representan la distancia interplanar de un cristal, y la altura del pico es función de la intensidad de las reflexiones. Para la interpretación del difractograma se recurre a tablas elaboradas en función de las variaciones del ángulo 2θ y conociendo la intensidad de cada pico de reflexión, se consultan índices de un archivo de tarjetas estándar hasta identificar cada uno de los minerales presentes en la muestra analizada.

El procedimiento escogido para la preparación de probetas se enfocó en optimizar las condiciones para propiciar las reacciones esperadas en el suelo cal. Cada muestra se preparaba de la siguiente forma:

- En un tubo falcon de 50 ml se colocaban 25 gr de suelo seco, 25 ml de agua destilada y los contenidos de cal y/o cenizas volantes que correspondiesen en relación al peso de suelo seco.

- Se agitaba el tubo durante dos minutos. Luego, se lo guardaba en cámara húmeda para su curado.
- Una vez cumplido el tiempo de curado correspondiente, la mezcla era filtrada por medio de un matraz kitasato aplicando vacío. Durante el filtrado, se agregaban 200 ml de solución de agua con búfer de pH 5.
- El sólido filtrado era colocado en una cápsula Petri y dejado secar al aire.

Finalizado dicho procedimiento, las muestras analizadas eran pulverizadas en mortero de ágata y posteriormente montadas en un portamuestras monocristal de silicio para la ejecución del análisis.

Para el estudio se utilizó un Difractómetro Philips PW1800/10 perteneciente al Laboratorio de Microscopía Electrónica y Análisis por Rayos X (LAMARX). El equipo tiene geometría $\theta/2\theta$, monocromador de grafito, tubo con ánodo de cobre y parámetros de trabajo estándar de 40 kV y 30 mA (Figura 5.11). Los diagramas se midieron entre 2 y 70° (2θ), con un paso de 0,02° (2θ), en modo continuo y a una velocidad de 1 s/paso.



Figura 5.11. Difractómetro Philips PW1800/10 perteneciente al LAMARX.

La identificación de fases minerales se realizó posteriormente empleando el software X'PERT Highscore Plus 3.0, con las bases de datos ICDD PDF2 y COD 2013.

5.7.5 Microscopio Confocal

Se obtuvieron imágenes de las mezclas bajo estudio mediante un microscopio confocal OLYMPUS LEXT OLS4000, el cual pertenece al Laboratorio de Microscopía Electrónica y Análisis por Rayos X (LAMARX). El mismo tiene un láser de 405 nm, estando la resolución espacial en el plano (x,y) definida por la longitud de onda del láser, y alcanzando en el eje z una resolución de 10 nm.

Este tipo de microscopio permite obtener imágenes de mayor calidad en relación a un microscopio óptico, con magnificación de hasta 17000 veces, mediante técnicas de filtrado espacial que eliminan la luz que proviene de planos fuera de foco. Esto posibilita controlar la profundidad de campo y, además, obtener series de imágenes del espécimen cambiando el plano de foco.

La fuente de luz es un láser que ilumina el preparado a diferentes alturas, generando secciones ópticas. Uno de sus componentes fundamentales es el pinhole, que filtra la luz proveniente de planos fuera de foco. El pinhole es una apertura localizada delante del fotomultiplicador que evita el pasaje de fluorescencia de las regiones de la muestra que no están en foco. De esta forma, la luz que proviene de regiones localizadas por encima o por debajo del plano focal no converge en el pinhole y no es detectada por el fotomultiplicador.

Para el análisis, se tallaron muestras en forma de pastilla de 1cm de lado a partir de las probetas ya ensayadas bajo compresión simple, siguiendo el plano de falla en la medida que fuera posible.

En la Figura 5.12 se presenta una imagen de partículas de suelo, obtenida con el microscopio utilizado.

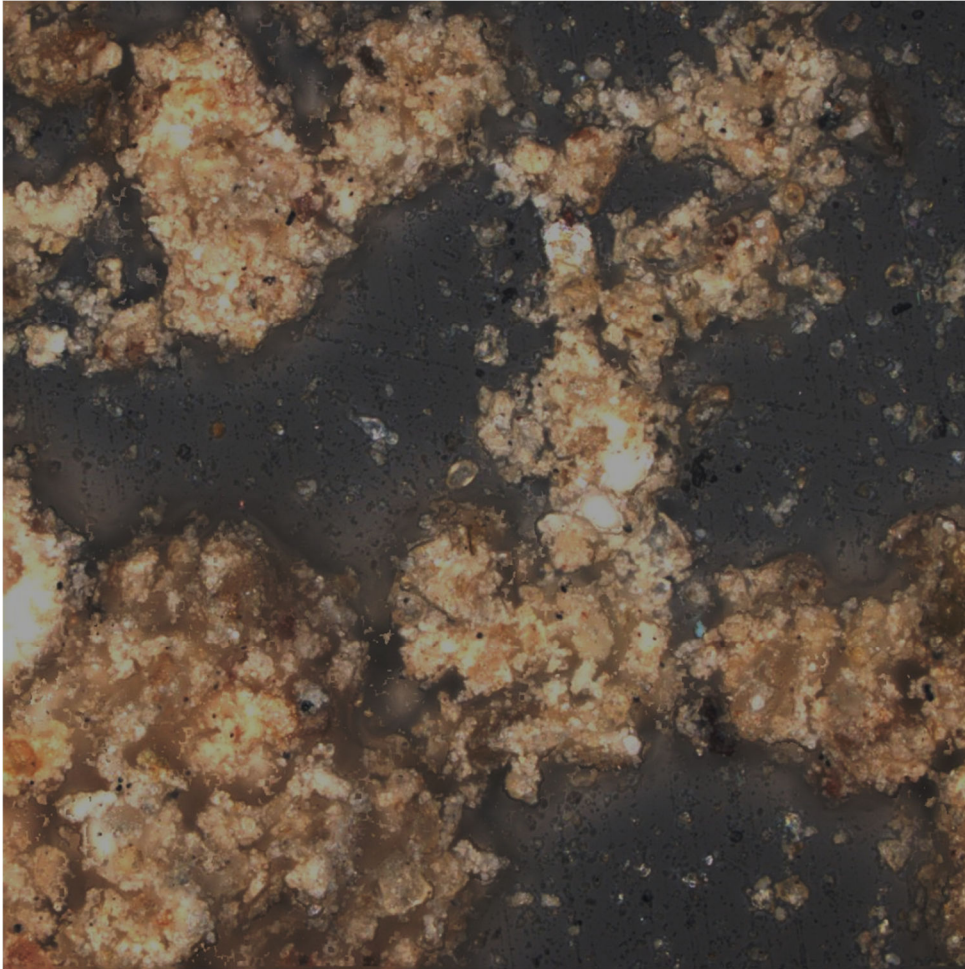


Figura 5.12. Partículas de limo arenoso arcilloso obtenidas con el microscopio confocal (magnificación de 428X).

5.7.6 Microscopio de Barrido Electrónico (SEM)

A los fines de identificar vínculos cementantes entre las partículas de suelo al adicionar cal, se obtuvieron imágenes con microscopio electrónico de barrido de alta resolución (SEM).

Se utilizó un microscopio FE-SEM perteneciente al Laboratorio LAMARX el cual permite lograr fotografías con magnificaciones que van desde 12X hasta 100000X.

Las muestras se prepararon en forma de pastillas de 5mm por 5mm, las cuales se colocaban en soportes adecuados y luego eran sometidas a un metalizado con oro.

Se obtuvieron imágenes a diferentes escalas para observar la composición estructural general de cada muestra y también a escalas superiores para observar el arreglo de partículas de menor tamaño. En el presente estudio se analizaron muestras de suelo estabilizado con cal como así también muestras de suelo cal con adición de cenizas volantes.

CAPÍTULO 6

EFFECTO DE LA ADICIÓN DE CAL Y FIBRAS EN EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL LIMO LOÉSICO

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la primera fase del programa experimental, realizada con el objetivo de caracterizar el comportamiento mecánico de mezclas de suelo loésico con cal hidratada y con fibras.

Se analiza en primer lugar el efecto por separado que producen la adición de cal y de fibras al suelo, para luego estudiar el comportamiento en conjunto de estas dos adiciones. Asimismo, se evalúa la influencia de diferentes factores en la resistencia del material compuesto, como ser el tiempo y forma de curado, la humedad de ensayo, entre otros.

Los ensayos ejecutados permiten describir el comportamiento del suelo estabilizado con cal y reforzado con fibras a diferentes niveles de deformación:

- Niveles de deformación medios a elevados (del orden de 10^{-3} a 10^{-2}): ensayos de compresión simple.
- Niveles de deformación bajos (del orden de 10^{-5}): velocidad de ondas S.

La metodología empleada para la preparación de probetas y para la ejecución de los ensayos se detalla en el Capítulo 5 de Materiales y Métodos.

6.2 EFECTOS EN EL PESO UNITARIO MÁXIMO Y HUMEDAD ÓPTIMA

En la Figura 6.1 se presentan las curvas Proctor obtenidas de los ensayos de compactación realizados sobre el limo bajo estudio, y sus variantes con adición de cal. El peso unitario máximo para el suelo sin adición de cal es de 1.70 gr/cm^3 , el cual se alcanza con un contenido de humedad óptimo de 16.7%.

Se observa que, al adicionar cal, el peso unitario máximo disminuye levemente al mismo tiempo que aumenta la humedad óptima. Para el suelo con 6% de adición de cal, el peso unitario máximo disminuye un 3% aproximadamente alcanzando un valor de 1.64 gr/cm^3 , mientras que la humedad óptima alcanza un valor de 19.5%. Este decaimiento en el peso unitario se explica por el menor peso específico de las partículas de cal en comparación a las partículas de limo, mientras que el aumento en el contenido de humedad óptimo se debe a la mayor avidez de la cal a la absorción de agua.

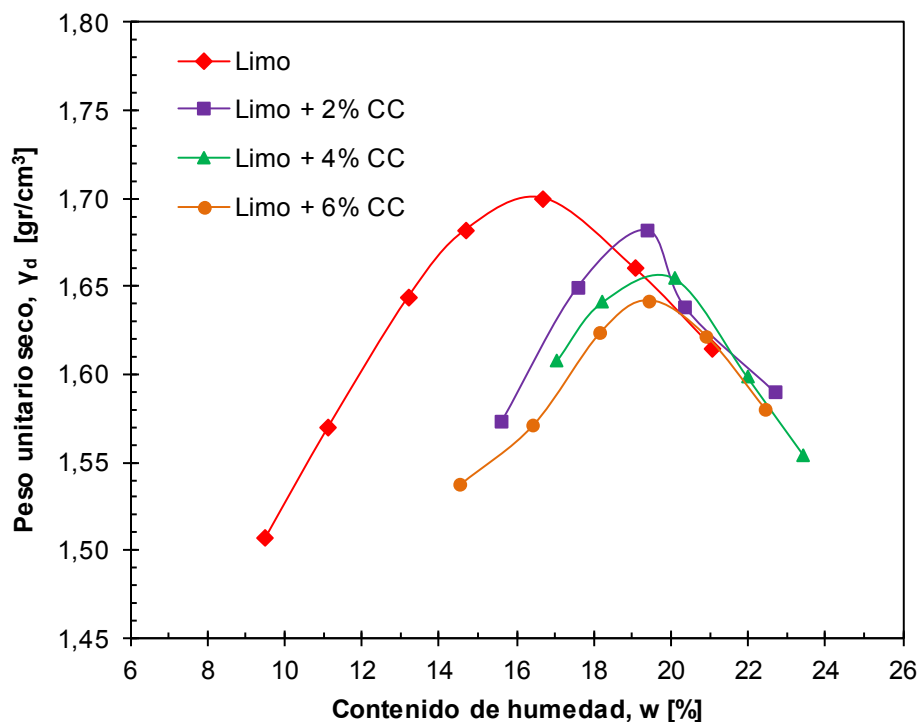


Figura 6.1. Curvas Proctor de peso unitario seco (γ_d) versus contenido de humedad (w) correspondientes al suelo bajo estudio con contenidos de cal (CC) de 0; 2; 4 y 6%.

Asimismo, de la Figura 6.1 se aprecia que tanto la humedad óptima como el peso unitario máximo no presentan variaciones notables en el suelo estabilizado con diferentes contenidos de cal.

6.3 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL SUELO ESTABILIZADO CON CAL

6.3.1 Influencia del contenido de cal y el tiempo de curado

6.3.1.1 Niveles de deformación medios a elevados

En la Figura 6.2 se presentan las curvas de tensión vertical de compresión versus deformación vertical obtenidas en ensayos de compresión simple, para el suelo bajo estudio sin estabilizar y por otro lado estabilizado con cal en contenidos de 2, 4 y 6% en peso. Estos ensayos fueron ejecutados luego de un tiempo de curado de 60 días en una cámara húmeda, tal como se detalla en el Capítulo 5.

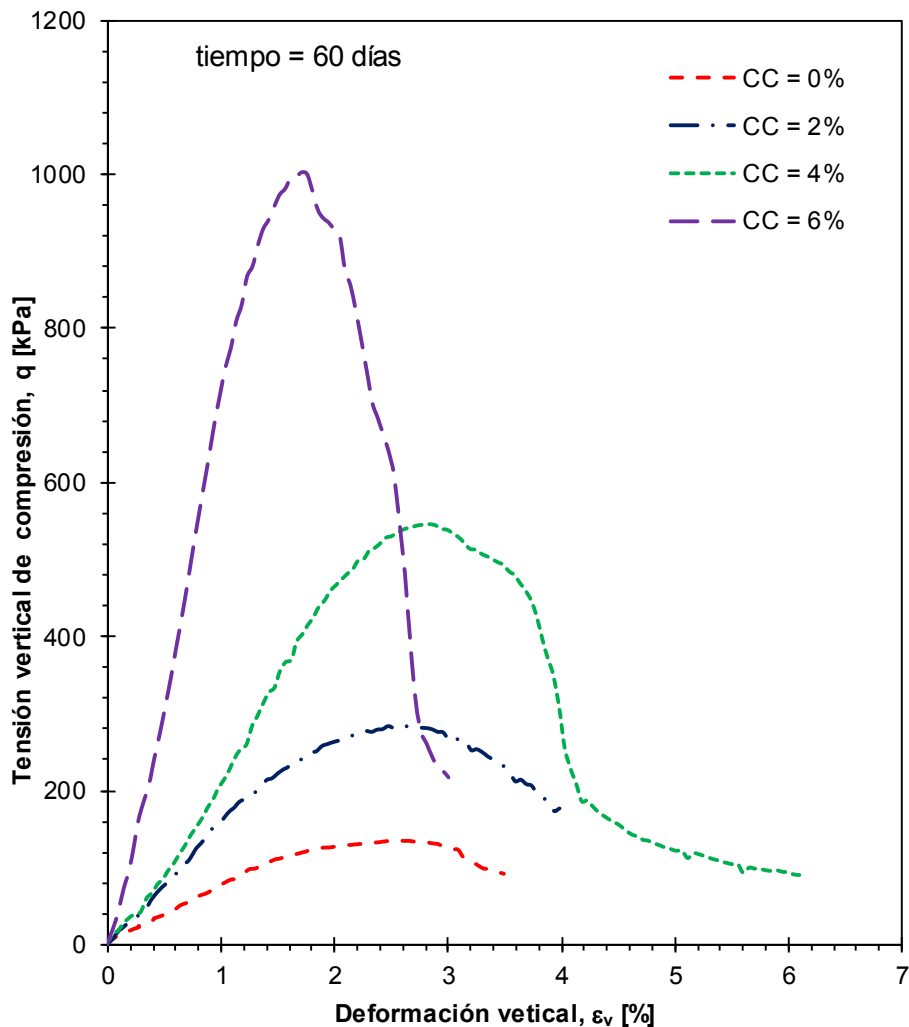


Figura 6.2. Curvas tensión vertical de compresión (q) versus deformación vertical (ϵ_v) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 0; 2; 4 y 6% ensayadas luego de 60 días en cámara húmeda.

Se observa que la adición de cal produce cambios drásticos en el comportamiento mecánico del suelo, destacándose un marcado aumento tanto de la resistencia a la compresión simple como de la rigidez con el contenido de cal. Asimismo, se observa que a medida que se incrementa el contenido de cal, se produce una falla del tipo frágil. Este comportamiento es característico en suelos cementados, donde una vez que se alcanza la falla, los vínculos existentes por el cementante se rompen, produciendo una caída marcada en la resistencia del material.

En la Figura 6.3 se esquematiza la variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de curado, para diferentes mezclas de suelo-cal. Para el suelo bajo estudio sin estabilizar, la resistencia a la compresión simple se mantiene constante a lo largo del tiempo, indicando la ausencia de reacciones físicas o químicas en su estructura. Por otro lado, el suelo estabilizado con cal aumenta su resistencia a la compresión simple con el tiempo de curado, por lo que se evidencia que la cal induce reacciones físicas y/o químicas que modifican la estructura del suelo estabilizado con el paso del tiempo.

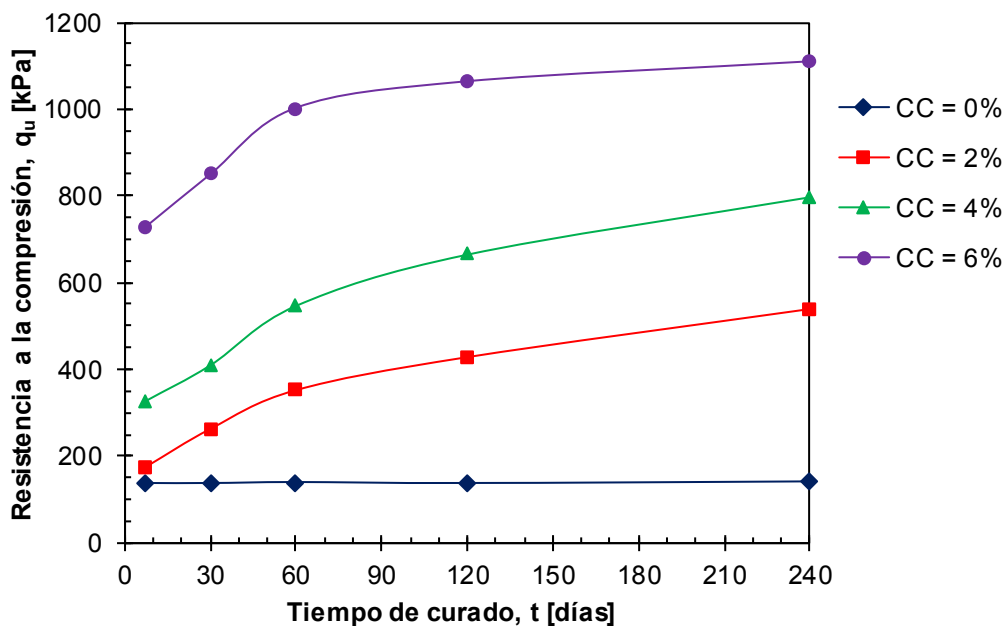


Figura 6.3. Variación de la resistencia a la compresión (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo estabilizado con contenidos de cal (CC) de 0; 2; 4 y 6%.

Luego de 7 días de curado, la resistencia a la compresión simple aumenta un 128% con 2% de cal, un 240% con 4% de cal y un 530% con 6% de cal. El aumento de resistencia se produce de manera lenta y sostenida en el tiempo, de manera tal que incluso luego de 240 días de curado el suelo sigue presentando mejoras para todos los contenidos de cal estudiados. Sin embargo, a partir de los 60 días de curado el incremento en la resistencia se produce de manera más lenta.

Para apreciar con mayor detalle el efecto del tiempo de curado, se grafican curvas de resistencia a la compresión simple versus contenido de cal para un mismo tiempo de curado, obteniéndose isocronas prácticamente paralelas entre sí (Figura 6.4), las cuales responden a una ecuación del tipo exponencial con el contenido de cal:

$$q_u = f(t) \cdot e^{\alpha \cdot CC}$$

Ec. 6.1

Siendo $f(t)$ una función del tiempo de curado, α una constante de ajuste y CC el contenido de cal expresado en porcentaje en peso de suelo (%).

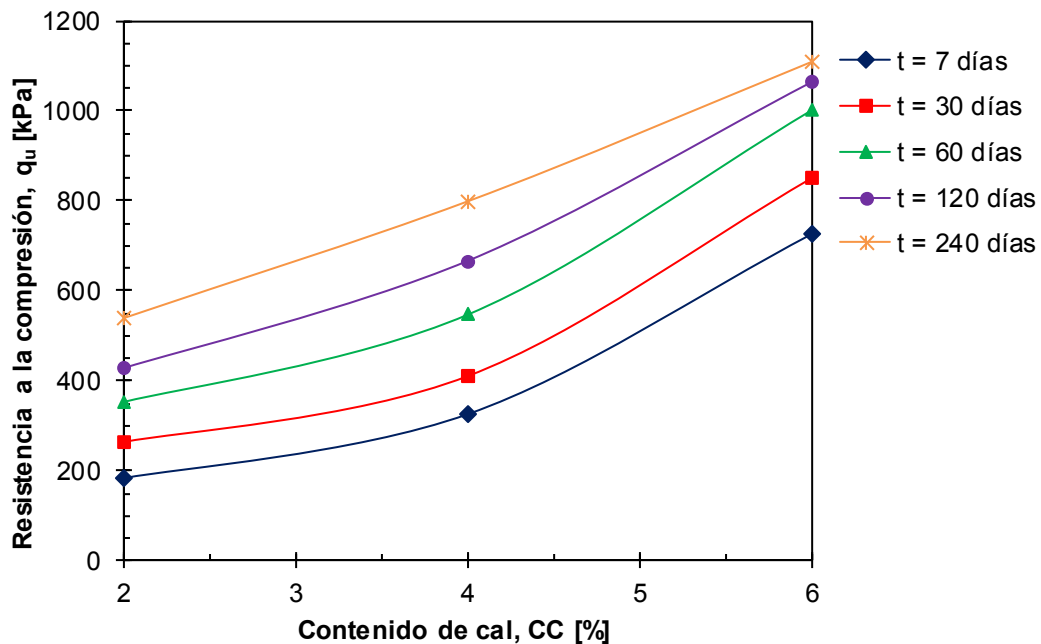


Figura 6.4. Variación de la resistencia a la compresión (q_u) con el contenido de cal (CC) en probetas de suelo estabilizado con cal ensayadas luego de 7; 30; 60; 120 y 240 días en cámara húmeda.

Se define la Eficiencia de refuerzo (E_f), como la relación entre la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con cal (q_u^e) respecto a la resistencia del suelo sin estabilizar (q_u), por cada 1% de contenido de cal adicionado:

$$Ef = \frac{q_u^e}{q_u \cdot CC(\%)}$$

Ec. 6.2

En la Figura 6.5 se grafica la eficiencia de refuerzo en función del tiempo de curado, para los contenidos de cal estudiados. Se observa que para tiempos de curados hasta los 30 días aproximadamente, el suelo estabilizado con mayor contenido de cal alcanza mayor eficiencia, mientras que, para períodos de curado prolongados, la máxima eficiencia se logra con contenidos de cal pequeños.

Este fenómeno se encuentra relacionado al “consumo” de la cal en el suelo con el paso del tiempo. En el corto plazo, cuanto mayor es el contenido de cal, se generan mejores condiciones que facilitan las reacciones físico – químicas entre la cal y las partículas del suelo; por lo tanto, el incremento de resistencia se produce más rápidamente con contenidos de cal elevados. A medida que el tiempo de curado aumenta, las reacciones físico-químicas entre el suelo y la cal se producen para todos los contenidos de cal, y el porcentaje de cal que es “consumido”, es decir que reacciona con el suelo aportando resistencia, resulta mayor en el suelo estabilizado con menores porcentajes de cal. Esto produce que la eficiencia del refuerzo sea mayor en contenidos de cal pequeños para tiempos de curado prolongados.

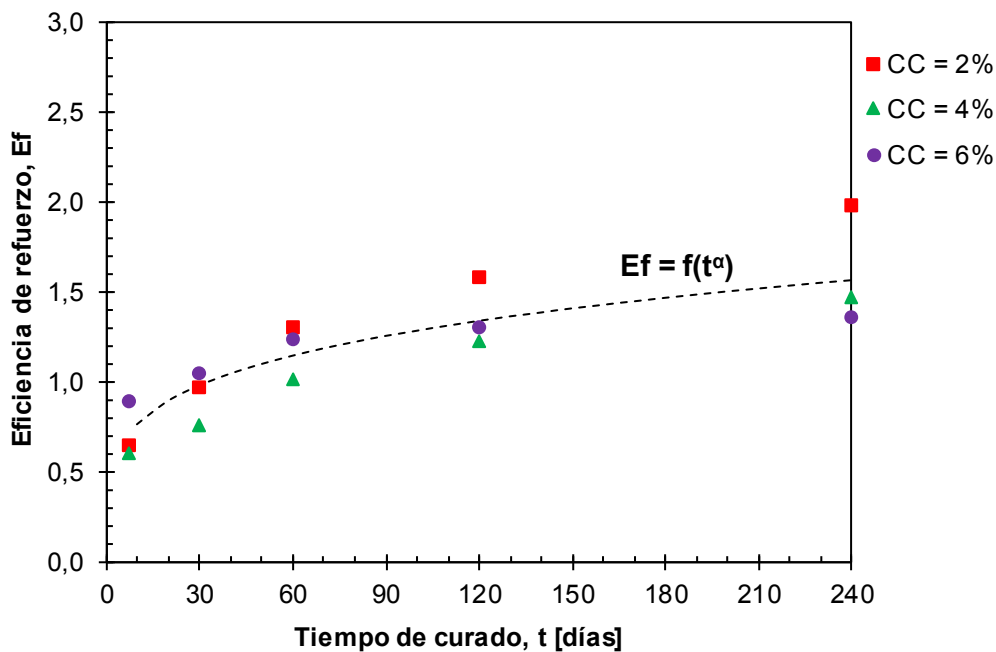


Figura 6.5. Variación de la eficiencia de refuerzo (E_f) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 0; 2; 4 y 6%.

6.3.1.2 Niveles de deformación bajos

La Figura 6.6 presenta la variación del módulo de corte máximo (G_{max}), obtenido a partir de la medición de la velocidad de ondas S, con el tiempo de curado para el suelo estabilizado con diferentes contenidos de cal. De manera equivalente a las tendencias observadas a grandes niveles de deformación, la rigidez a bajos niveles de deformación también se incrementa con el contenido de cal y el tiempo de curado.

Luego de 60 días de curado, el módulo de corte máximo se incrementa en un 170% en el suelo estabilizado con 2% de cal, un 240% en el suelo con 4% de cal, y 380% en el suelo con 6% de cal.

El aumento de rigidez con el tiempo de curado se produce de manera acelerada en el corto plazo, disminuyendo de manera notoria cuando los tiempos de curado superan los 30 días.

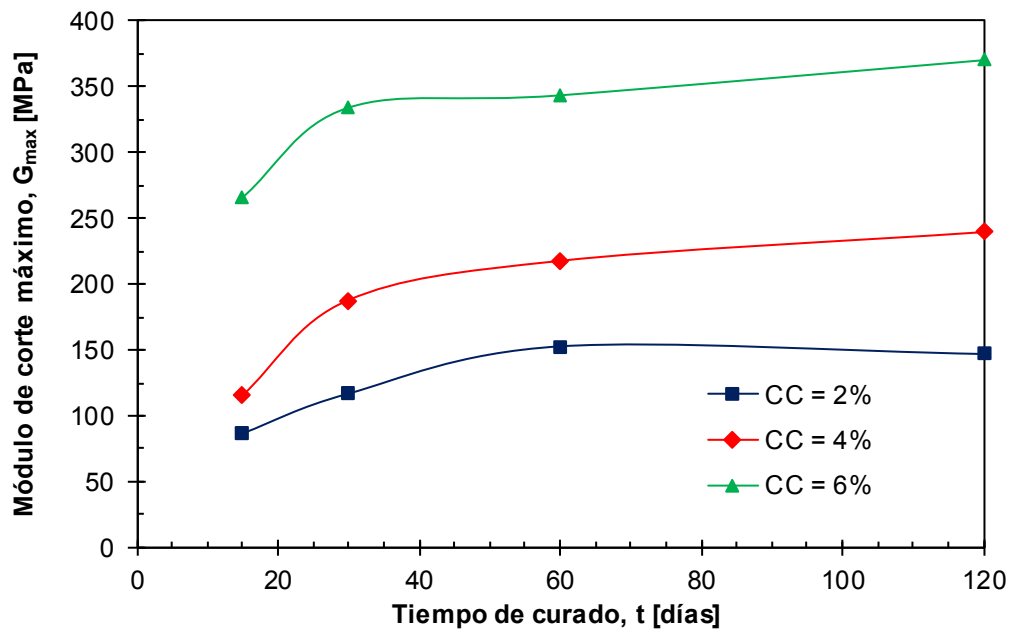


Figura 6.6. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo estabilizado con cal en contenidos (CC) de 2; 4 y 6%.

6.3.2 Efecto de la forma de curado en el comportamiento mecánico

6.3.2.1 Niveles de deformación medios a elevados

En las Figuras 6.7, 6.8 y 6.9 se grafican la variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de curado en el suelo estabilizado con 2; 4 y 6% de cal respectivamente, bajo dos modalidades diferentes de curado:

- Sistema abierto: las probetas de suelo cal se curan con libre acceso al aire, promoviendo así la reacción del dióxido de carbono con el hidróxido de calcio para formar calcita. Esta reacción se conoce como carbonatación.
- Sistema cerrado: las probetas se sellan herméticamente de manera que no se permite el ingreso de aire, limitando la carbonatación de la cal.

Para los contenidos de cal estudiados, las probetas curadas en sistema cerrado exhiben una menor resistencia a la compresión simple que las probetas curadas en sistema abierto. Sin embargo, en ambos sistemas la resistencia a la compresión

simple aumenta con el tiempo de curado. Estos resultados permiten arribar a dos importantes conclusiones:

- La carbonatación es un fenómeno químico que contribuye de manera marcada en la resistencia del suelo estabilizado, de manera que el producto formado (carbonato de calcio o calcita), actúa como cementante entre los granos de suelo.
- Existen otros fenómenos presentes que contribuyen al aumento de resistencia y que se producen de manera sostenida en el tiempo, incluso en períodos de curado prolongados.

Se presume que dentro de este segundo grupo de reacciones que contribuyen a la resistencia al corte, predomina la denominada reacción puzolánica, que da lugar a productos cementantes y que se caracteriza por ser una reacción a largo plazo. Esta hipótesis se sostiene al analizar las diferencias entre las curvas de sistema cerrado entre el suelo estabilizado con 2 y 4% de cal. El aumento de resistencia es más notorio en el suelo con 4% de cal, en donde hay un mayor contenido de cal disponible para generar las condiciones para que se desarrolle la reacción puzolánica. Este tema se discute con mayor detalle en el Capítulo 7.

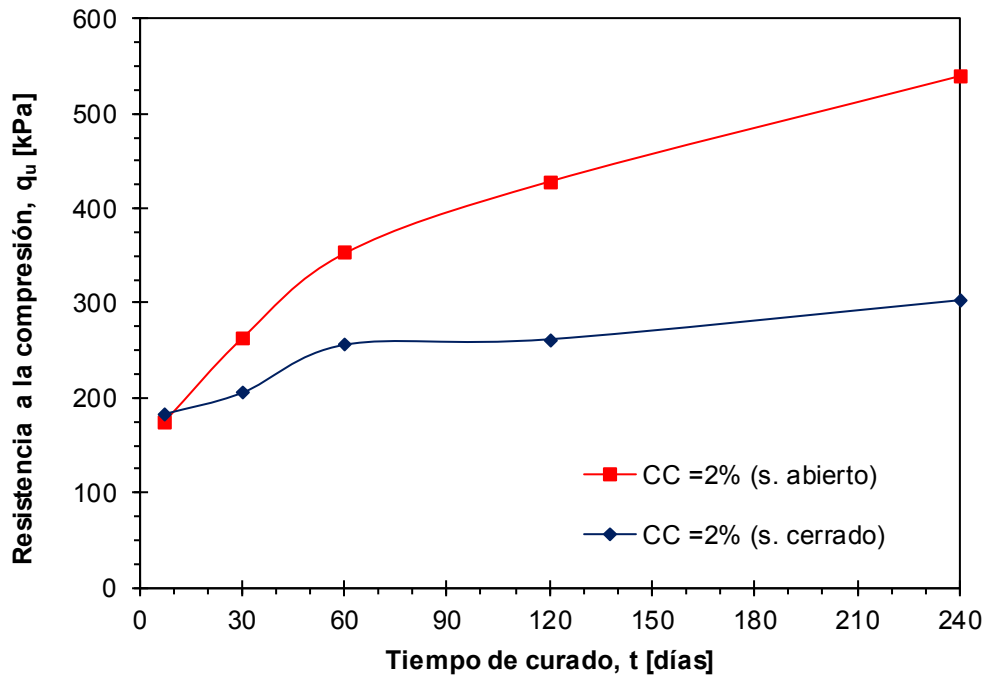


Figura 6.7. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 2% curadas mediante sistema abierto con ingreso de aire y sistema cerrado sin ingreso de aire.

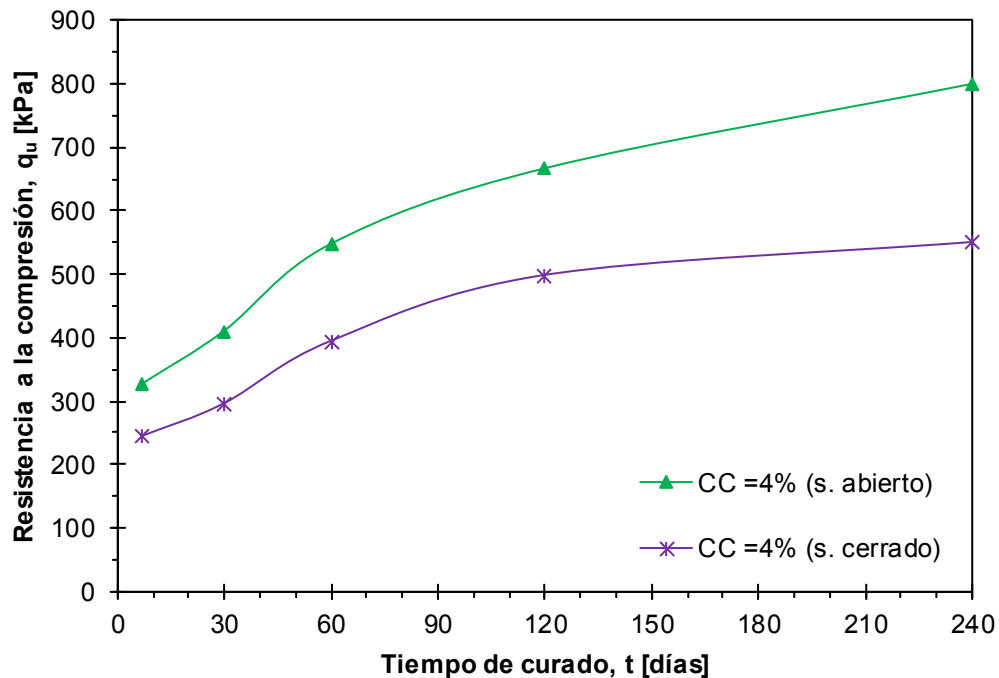


Figura 6.8. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 4% curadas mediante sistema abierto con ingreso de aire y sistema cerrado sin ingreso de aire.

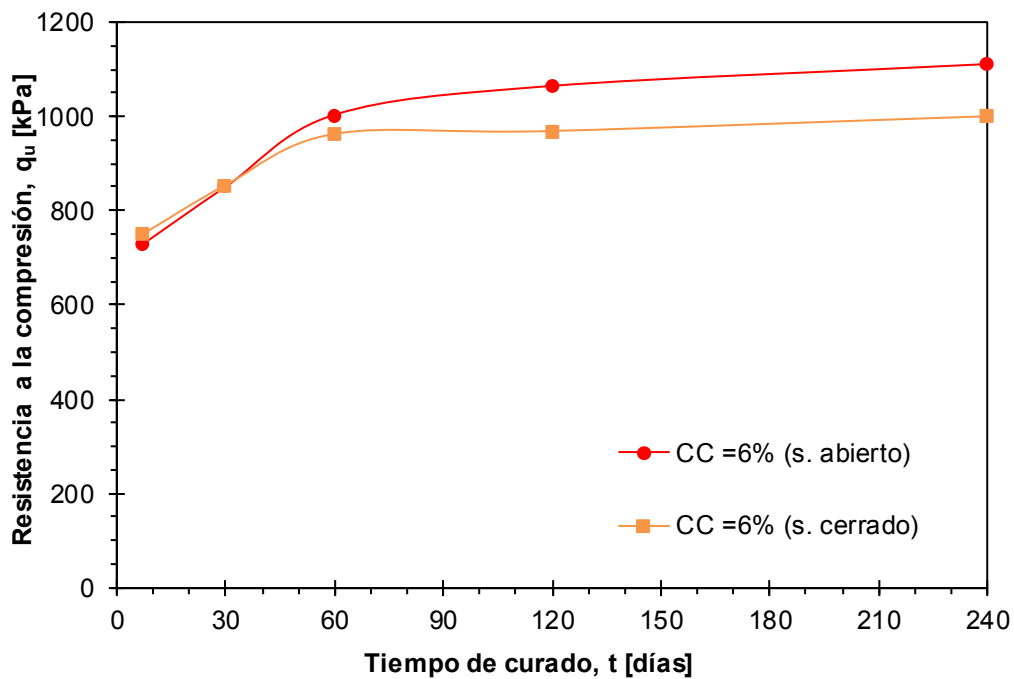


Figura 6.9. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 6% curadas mediante sistema abierto con ingreso de aire y sistema cerrado sin ingreso de aire.

6.3.2.2 Niveles de deformación bajos

De manera equivalente a los ensayos de compresión simple, se analizan los resultados de las mediciones de velocidad de ondas S en probetas curadas bajo las modalidades de sistema abierto y cerrado, a partir de las cuales se obtiene el módulo de corte máximo (G_{max}). Los resultados obtenidos se presentan en las Figuras 6.10, 6.11 y 6.12, para contenidos de cal de 2; 4 y 6%, respectivamente.

De estas figuras se observa que para todos los contenidos de cal la rigidez aumenta con el tiempo. El incremento es mayor en las probetas curadas bajo sistema abierto. Por lo tanto, el fenómeno de carbonatación contribuye no sólo a un aumento en la resistencia a la compresión simple sino también en la rigidez a bajas deformaciones del suelo estabilizado.

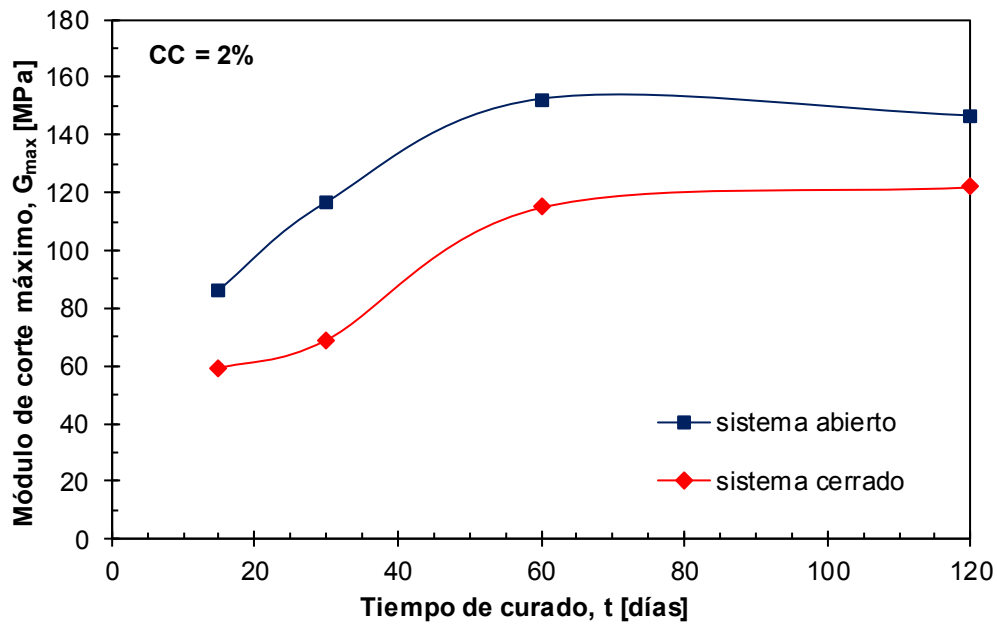


Figura 6.10. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 2% curadas bajo dos modalidades: sistema abierto para el ingreso de aire y sistema cerrado sin ingreso de aire.

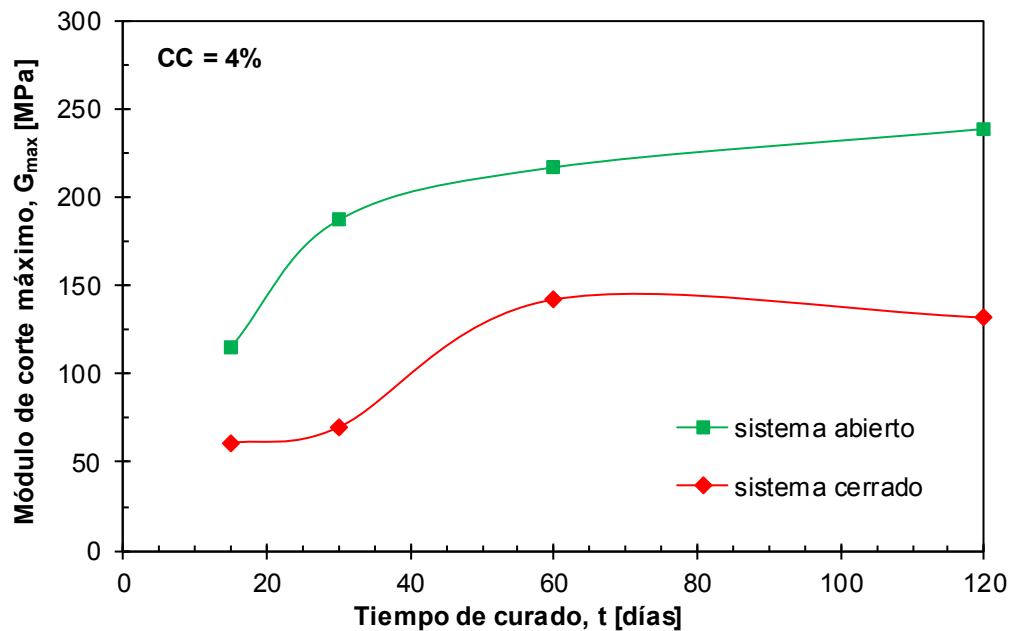


Figura 6.11. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 4% curadas bajo dos modalidades: sistema abierto para el ingreso de aire y sistema cerrado sin ingreso de aire.

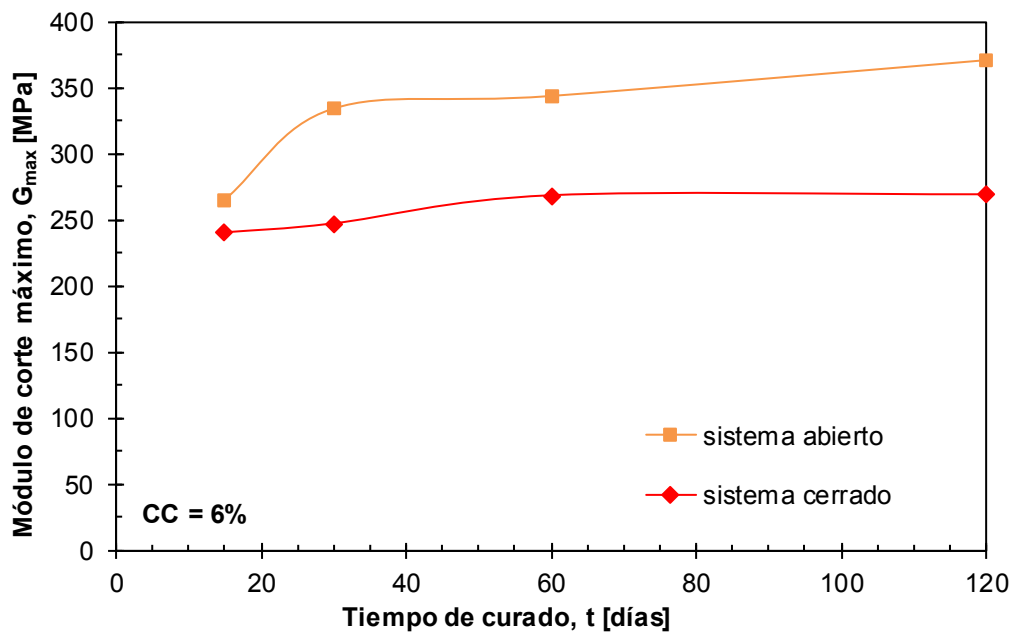


Figura 6.12. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 6% curadas bajo dos modalidades: sistema abierto para el ingreso de aire y sistema cerrado sin ingreso de aire.

6.3.3 Influencia del contenido de humedad al momento del ensayo

En este apartado se analizan los resultados de ensayos a compresión simple ejecutados bajo las siguientes condiciones de humedad en el suelo estabilizado con cal:

- Condición de humedad natural, definida como la humedad correspondiente a la óptima del ensayo Proctor con la cual fue preparado el suelo estabilizado con cal.
- Condición sumergida, es decir la humedad que se alcanzaba luego de sumergir el suelo cal durante 24 horas previas a la ejecución del ensayo.

Al ensayar el suelo estabilizado en condición de humedad sumergida, la cual se aproxima a la humedad de saturación, desaparece el efecto de la succión en la matriz del suelo, por lo que la resistencia a la compresión simple depende en estas condiciones únicamente de la presencia de cementación en los contactos entre partículas de suelo.

En las Figuras 6.13, 6.14 y 6.15 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de curado para el suelo estabilizado con 2; 4 y 6% de cal, respectivamente, bajo las condiciones de humedad natural y sumergida.

En la Figura 6.13 se observa que en condición sumergida, la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con 2% de cal es muy pequeña, no llegando a superar los 50 MPa. Sin embargo, al intentar ensayar el suelo sin estabilizar, el mismo no lograba mantenerse estable luego del tiempo de inmersión, siendo su resistencia nula para esta condición. Por lo tanto, la adición de 2% de cal genera estabilidad en la probeta de suelo cal y le otorga resistencia a la compresión simple incluso en condición sumergida, evidenciando la generación de una matriz cementada.

Para contenidos de 4% (Figura 6.14) la presencia de cementación resulta más evidente, alcanzando el suelo estabilizado una resistencia a la compresión simple en condición sumergida del orden de los 100 MPa.

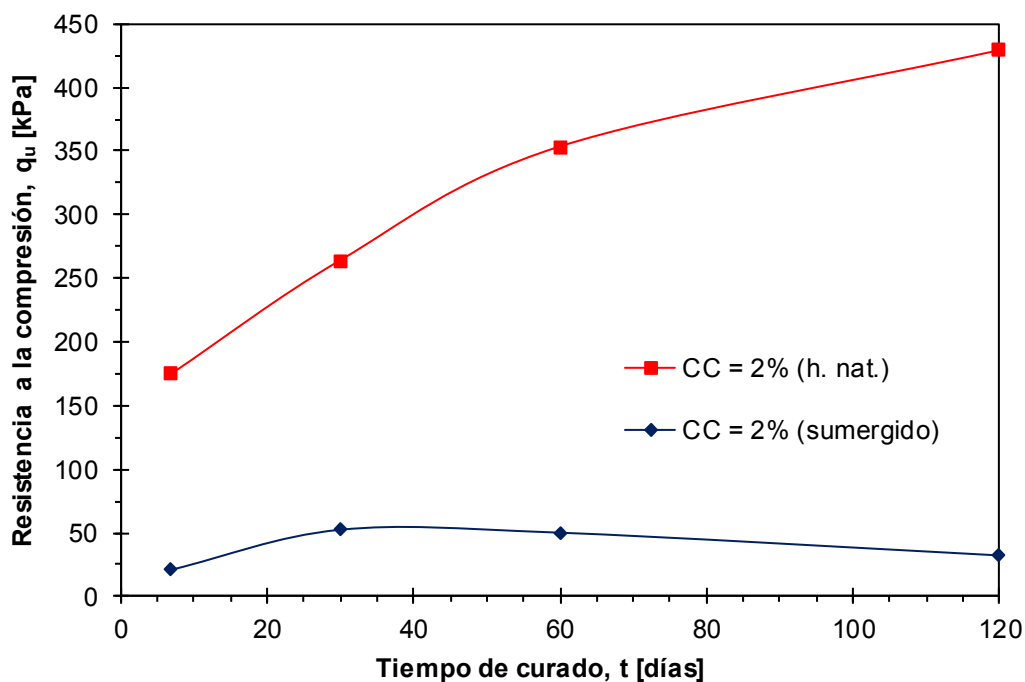


Figura 6.13. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 2% ensayadas en condición de humedad natural y en condición sumergida.

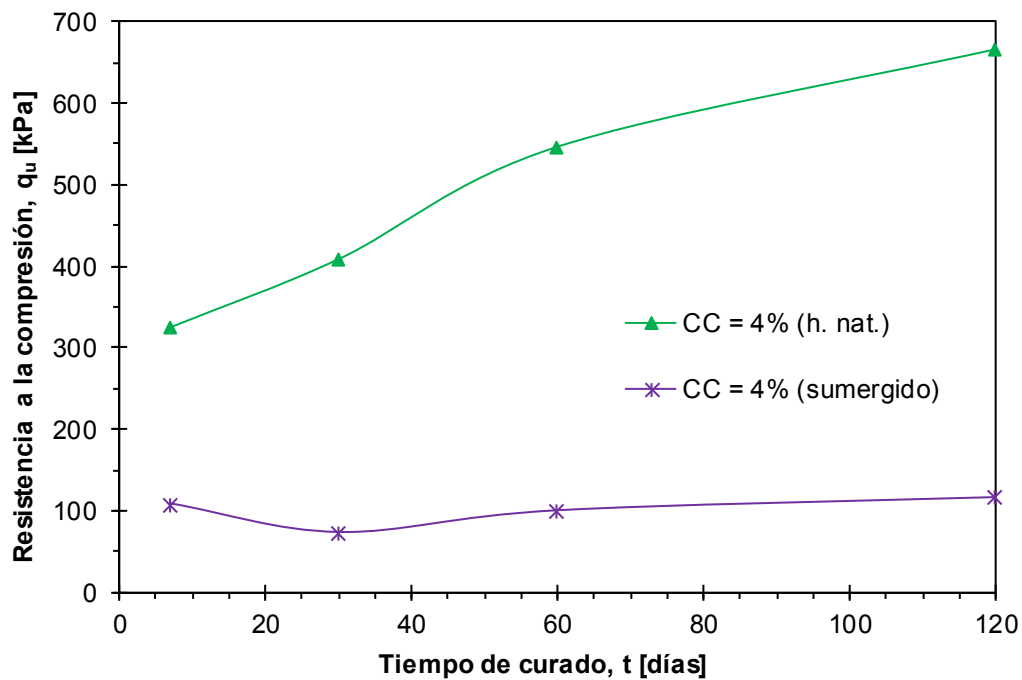


Figura 6.14. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 4% ensayadas en condición de humedad natural y en condición sumergida.

Por último, las probetas estabilizadas con 6% de cal mostraron una resistencia a la compresión simple elevada en condición sumergida, superando los 400 MPa (Figura 6.15). En este caso, la resistencia sumergida alcanza un valor del 50% respecto a la resistencia del suelo en condición de humedad natural, lo que refleja que para este contenido de cal el grado de cementación y estructuración del esqueleto de suelo es significativo.

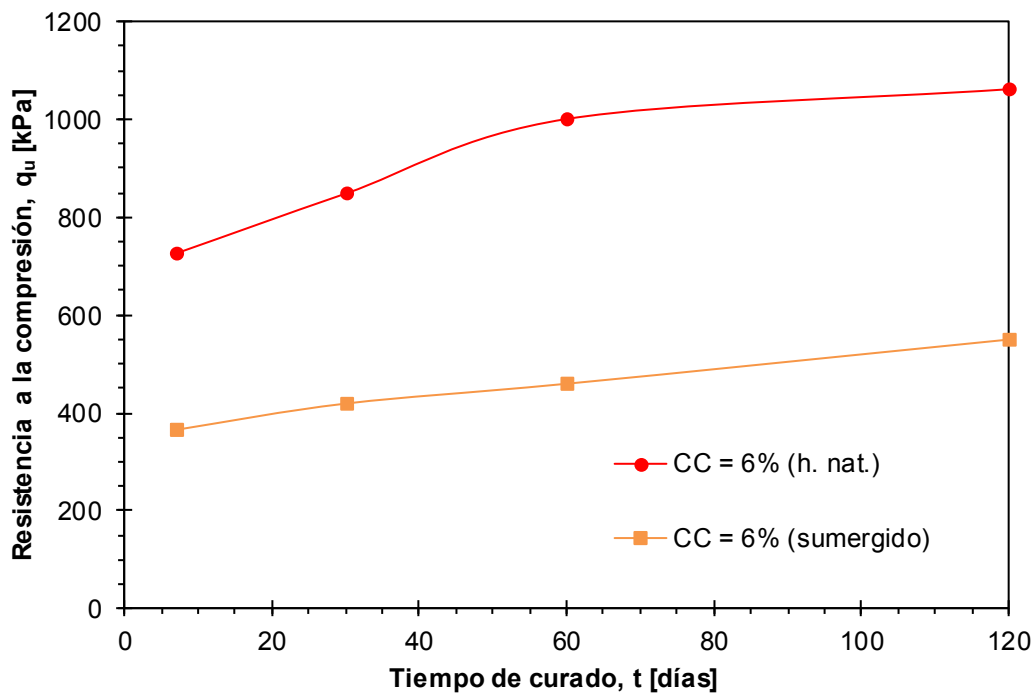


Figura 6.15. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con contenidos de cal (CC) de 6% ensayadas en condición de humedad natural y en condición sumergida.

6.4 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL SUELO REFORZADOS CON FIBRAS

En la Figura 6.16 se presentan las curvas de tensión versus deformación obtenidas de ensayos de compresión simple en el suelo bajo estudio reforzado con diferentes contenidos de fibras.

Se observa que la adición de fibras produce cambios tanto en los valores de resistencia a la compresión como en la forma de las curvas, es decir en el comportamiento del suelo frente a un esfuerzo de compresión.

La resistencia a la compresión simple aumenta un 210% al adicionar fibras en un contenido de 0.25% en peso, un 290% si el contenido de fibras se incrementa a 0.50%, y un 330% si el suelo se refuerza con 0.75% de fibras.

Respecto a la rigidez, se aprecia que el suelo reforzado con fibras presenta un módulo de corte secante para una deformación vertical (ε_v) igual a 0.5% prácticamente idéntico al del suelo sin reforzar, para contenidos de fibras de hasta 0.50% en peso. Por encima de este contenido, el módulo secante disminuye al adicionar fibras. Estudios previos realizados por la autora en suelos arenosos reforzados con fibras mostraron las mismas tendencias, concluyendo que si bien la fibra incrementa la resistencia del suelo, limita su rigidez, requiriéndose de mayores deformaciones para lograr un desarrollo completo de la resistencia del suelo reforzado.

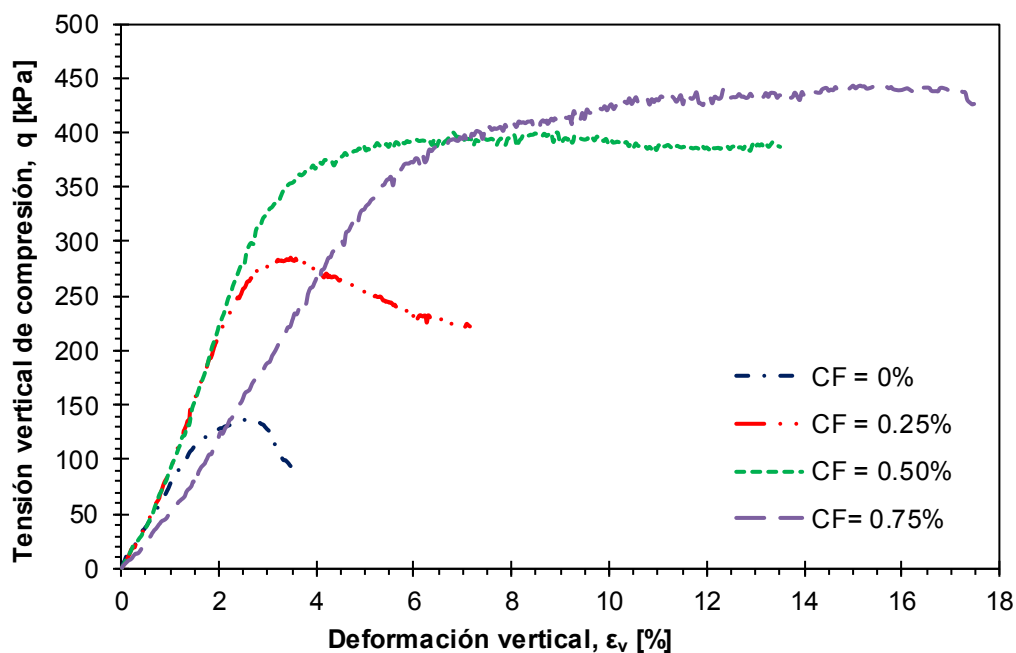


Figura 6.16. Curvas tensión vertical de compresión (q_u) versus deformación vertical (ε_v) en probetas de suelo con contenidos de fibra (CF) de 0; 0.25; 0.50 y 0.75%.

Por último, otra característica distintiva de las curvas de compresión simple en el suelo reforzado con fibras, es su comportamiento luego de la falla, es decir, una vez que se alcanza la máxima tensión vertical de compresión. A medida que aumenta el contenido de fibras, se observa que la caída en la resistencia posterior a la falla disminuye, es decir que el suelo reforzado con fibras no sólo presenta una resistencia residual superior al suelo sin reforzar, sino que también la diferencia entre resistencia de pico y resistencia residual disminuye al aumentar el contenido de fibras.

6.5 COMPORTAMIENTO DEL SUELO ESTABILIZADO CON CAL Y REFORZADO CON FIBRAS

6.5.1 Niveles de deformación medios a elevados

Si se compara el efecto de la cal con el producido por la adición de fibras en el suelo bajo estudio, se observa que la resistencia a la compresión simple al adicionar un contenido de 2% en peso de cal es equivalente a la resistencia que se obtiene en un suelo reforzado con 0.50% de fibras. Sin embargo, el comportamiento mecánico del suelo cal difiere en gran medida del suelo reforzado con fibras, como así también la naturaleza de los mecanismos que influyen en este aporte de resistencia.

En el suelo estabilizado con 2% de cal, la resistencia a la compresión simple se alcanza con una deformación vertical del orden de 2.5%, mientras que, en el suelo estabilizado con fibras, se requiere de una deformación vertical de 6.2% para que se desarrolle por completo su resistencia. Esto nos indica que la rigidez se ve afectada de manera diferente con uno u otro material de refuerzo.

En la Figura 6.17 se presentan curvas de tensión vertical de compresión versus deformación vertical para el suelo bajo estudio con diferentes contenidos de cal y fibras, a los efectos de comprender con mayor detalle el efecto que uno y otro material producen en la respuesta mecánica del suelo.

Al adicionar solamente cal al suelo, se forma un material con elevada resistencia a la compresión simple y mayor rigidez, pero con un comportamiento frágil caracterizado por una caída brusca de la resistencia luego de alcanzar la falla. Por otro lado, si se refuerza el suelo solamente con fibras, se obtiene un material con una resistencia moderadamente superior, y un comportamiento de tipo dúctil.

Los mejores resultados se obtienen en el suelo reforzado tanto con cal como con fibras. En este material, la cal contribuye a elevar la rigidez y la resistencia, mientras que las fibras contribuyen en parte a la resistencia a la compresión pero principalmente a la resistencia luego de haber alcanzado la falla. Por lo tanto, cal y fibras se complementan logrando así un material de características superiores.

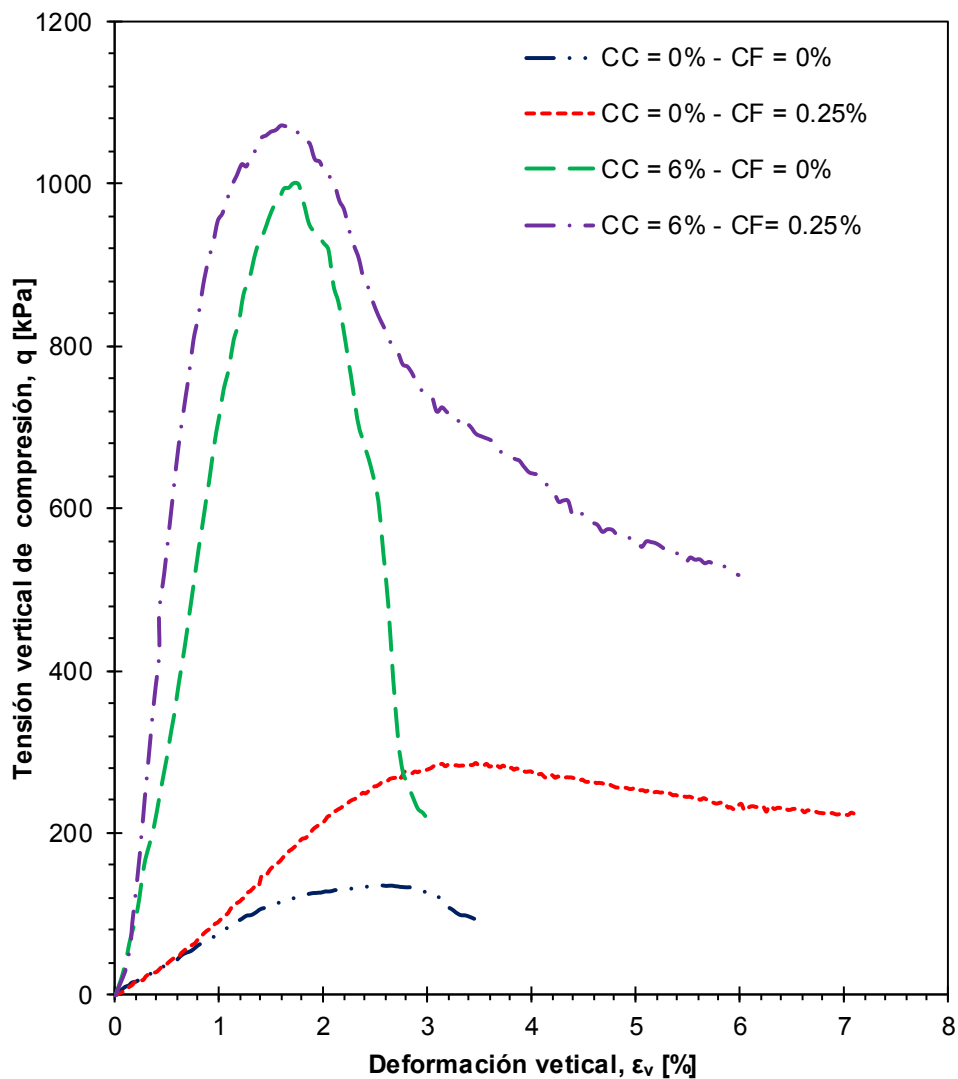


Figura 6.17. Curvas tensión vertical de compresión (q_u) versus deformación vertical (ϵ_v) en probetas de suelo con diferentes contenidos de cal (CC) y fibras (CF), ensayadas luego de 60 días de curado.

En la Figura 6.18 se grafica la variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de fibras, para el suelo sin estabilizar y estabilizado con 2; 4 y 6% de cal, luego de un período de curado de 60 días.

Se observa que la contribución a la resistencia por parte de las fibras varía en función del contenido de cal. Para el suelo sin estabilizar, a mayor contenido de fibras, mayor es la resistencia a la compresión simple. Por otro lado, en el suelo estabilizado con 2 y 4% de cal, la resistencia crece con el contenido de fibras hasta alcanzar un valor

máximo para un porcentaje de fibras igual a 0.5%. Contenidos superiores a éste no contribuyen a una mejora en la resistencia. Por último, cuando el contenido de cal es 6%, el incremento de resistencia por la influencia de las fibras es pequeño y no parece depender del contenido de fibras adicionado.

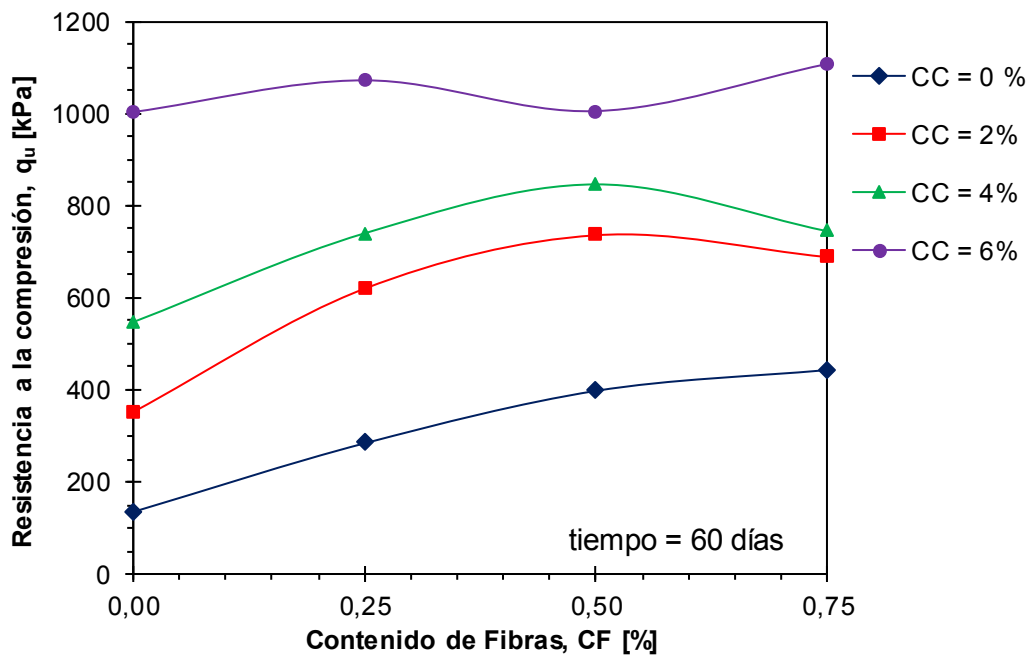


Figura 6.18. Variación de la resistencia a la compresión (q_u) con el contenido de fibras (CF) en probetas de suelo estabilizado con cal en contenidos (CC) de 0; 2; 4 y 6% ensayadas luego de 60 días de curado.

A los fines de comprender mejor la eficiencia del refuerzo de fibras, se grafica en la Figura 6.19 la relación porcentual entre la resistencia a la compresión simple del suelo reforzado con fibras y la resistencia a la compresión simple del mismo suelo sin refuerzo, estando el mismo estabilizado con diferentes contenidos con cal. En dicha figura se aprecia que mientras menor es el contenido de cal, más eficiente resulta el refuerzo de fibras. Para contenidos de cal superiores a 6% en peso, la inclusión de fibras prácticamente no contribuye a un aumento en la resistencia máxima, aunque sigue aportando mejoras en el comportamiento mecánico postpico.

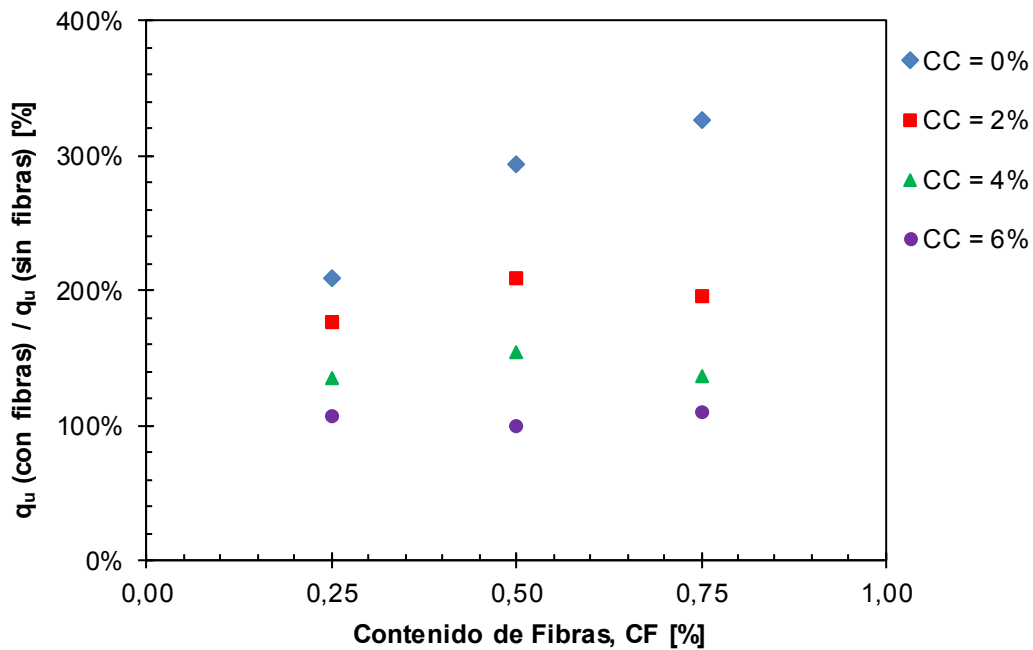


Figura 6.19. Relación entre la resistencia a la compresión simple del suelo reforzado con fibras respecto a la resistencia del suelo sin refuerzo de fibras, para diferentes contenidos de cal.

6.5.2 Niveles de deformación bajos

En las Figuras 6.20, 6.21 y 6.22 se presentan los valores de módulo de corte máximo (G_{max}) en función del tiempo de curado y del contenido de fibras, para el suelo estabilizado con 2; 4 y 6% de cal, respectivamente. El módulo de corte se obtuvo a partir de la medición de velocidad de ondas S en probetas de suelo estabilizado con cal y reforzado con fibras.

La relación entre el módulo de corte máximo y el contenido de fibras no resulta con tendencias tan definidas como sucede en el caso de la resistencia a la compresión simple. Se observa un incremento en la rigidez de las probetas con el tiempo de curado, producto de un incremento en las reacciones físico-químicas entre la cal y las partículas de suelo.

Las fibras, por el contrario, no reaccionan con las partículas de suelo, sino que actúan a partir de la trabazón y del desarrollo de esfuerzos de tracción frente a movimientos

de los granos que conforman la matriz del suelo. A bajos niveles de deformación, la rigidez se ve afectada por la fricción entre granos de suelo y fibras, por lo que es de esperar una disminución en la rigidez con el contenido de fibras. Sin embargo, la presencia de los productos de la cal actuando como cementantes modifican la rigidez intercontacto, ya sea entre granos de suelo o bien entre granos de suelo y fibras. Este fenómeno resulta complejo y da lugar a una alta variabilidad en los resultados de ensayos experimentales.

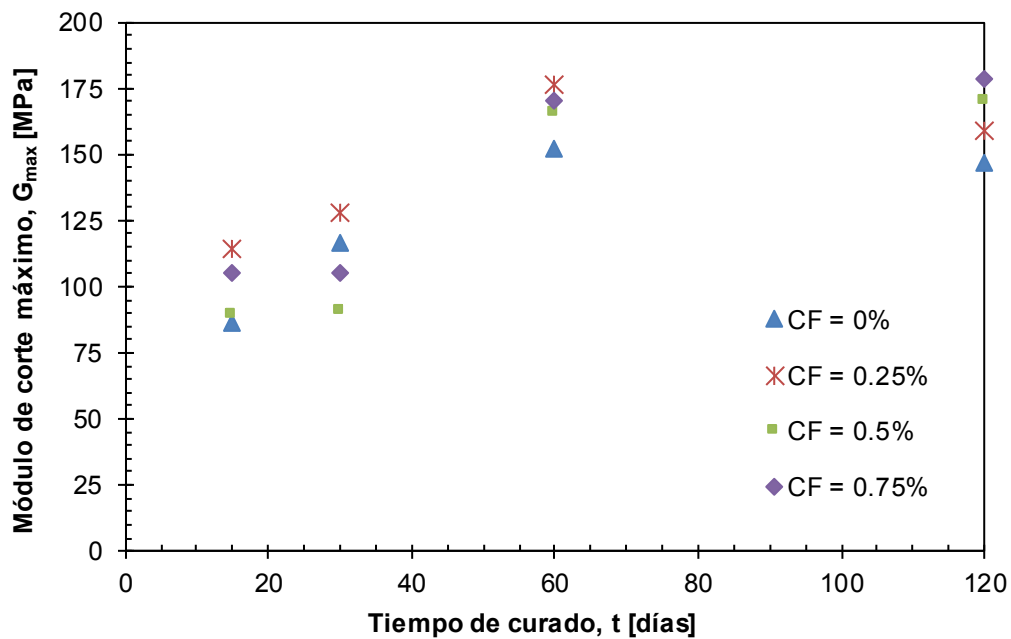


Figura 6.20. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo estabilizado con 2% cal y reforzado con fibras en contenidos (CF) de 0; 0.25; 0.50 y 0.75%.

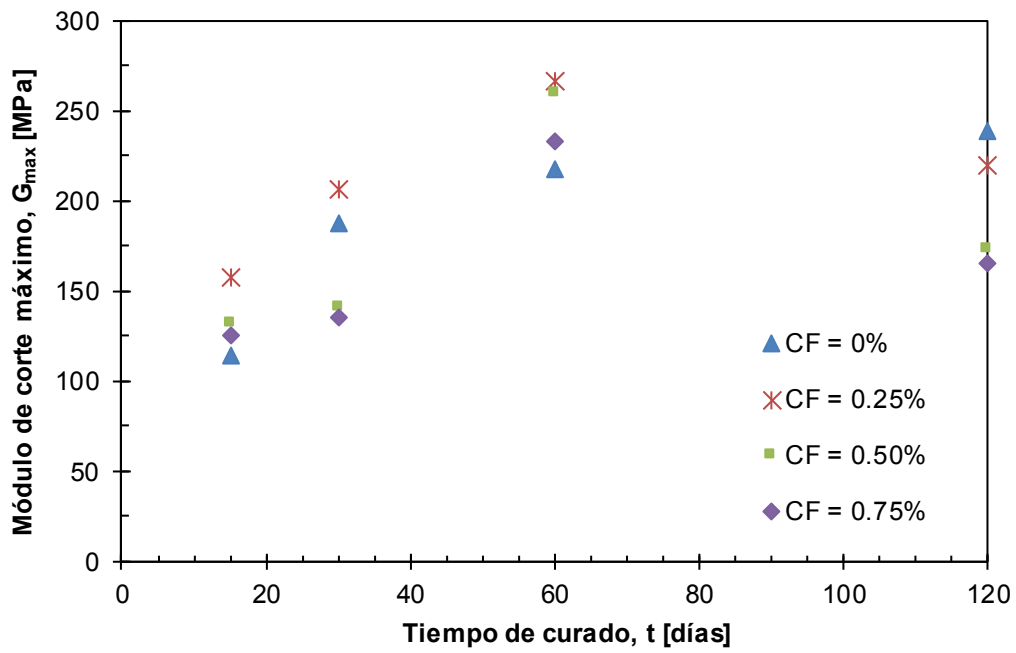


Figura 6.21. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo estabilizado con 4% cal y reforzado con fibras en contenidos (CF) de 0; 0.25; 0.50 y 0.75%.

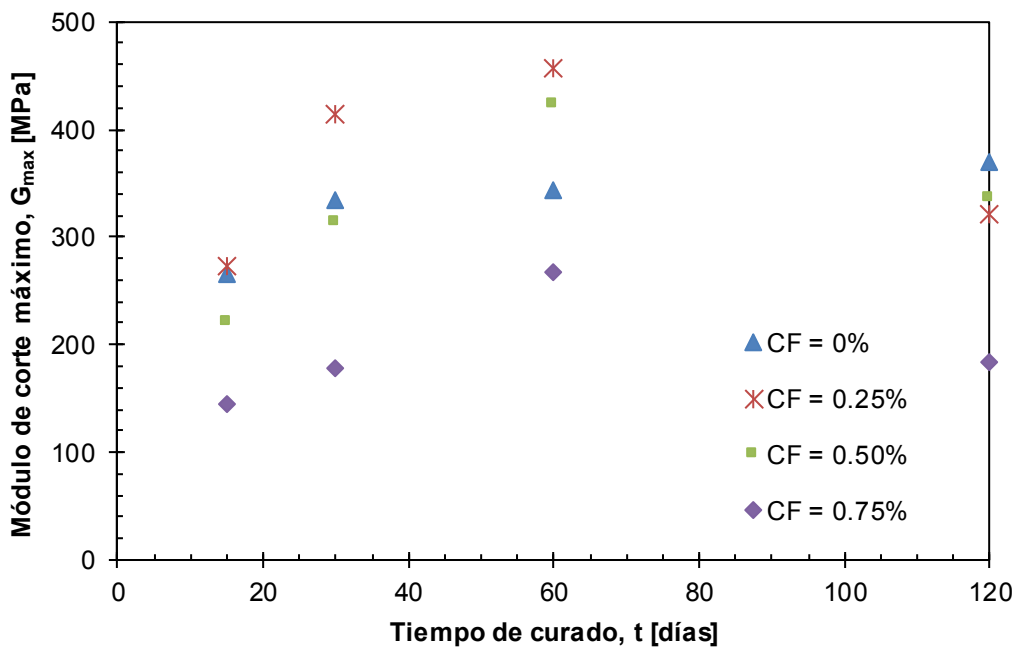


Figura 6.22. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo estabilizado con 6% cal y reforzado con fibras en contenidos (CF) de 0; 0.25; 0.50 y 0.75%.

CAPÍTULO 7

CONTRIBUCIÓN RELATIVA DE LAS DIFERENTES REACCIONES FÍSICO QUÍMICAS DESARROLLADAS EN EL SUELO CAL

7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la segunda fase del programa experimental, cuyo objetivo fue detectar los cambios físico-químicos que se producen al adicionar cal al suelo, y entender cómo estos afectan al comportamiento mecánico del mismo.

En esta segunda etapa, se realizaron tanto ensayos de caracterización química como mecánica sobre mezclas de suelo-cal y sobre mezclas de suelo-cal-cenizas volantes. Se compara el comportamiento mecánico de estos dos materiales compuestos, a los fines de poder establecer una correlación entre los resultados obtenidos a nivel químico y el nivel de resistencia alcanzado.

7.2 CARACTERIZACIÓN QUÍMICA

7.2.1 Contenido Óptimo de Cal

El contenido óptimo de cal se determinó siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM D6276. Se ejecutaron dos ensayos:

- El primero de ellos con el suelo bajo estudio, a los fines de detectar el contenido de cal a partir del cual se puede desarrollar la reacción puzolánica.
- El segundo ensayo se realizó bajo el mismo suelo con una adición de cenizas volantes de 10% respecto al peso del suelo seco. El objetivo perseguido fue detectar si la mayor o menor presencia de cenizas volantes en el suelo podía modificar el contenido de cal necesario para que se produzca la reacción puzolánica.

En las Figuras 7.1 y 7.2 se presentan los niveles de pH de las soluciones de suelo y suelo-cenizas volantes con diferentes contenidos de cal. El contenido de cal para el cual la solución alcanza un pH igual a 12,4 es el contenido óptimo de cal. En este punto, se alcanzan las condiciones que favorecen la disolución de sílice y alúmina presente en la fracción arcillosa que reaccionará con el calcio en solución formando nuevos productos de características cementantes.

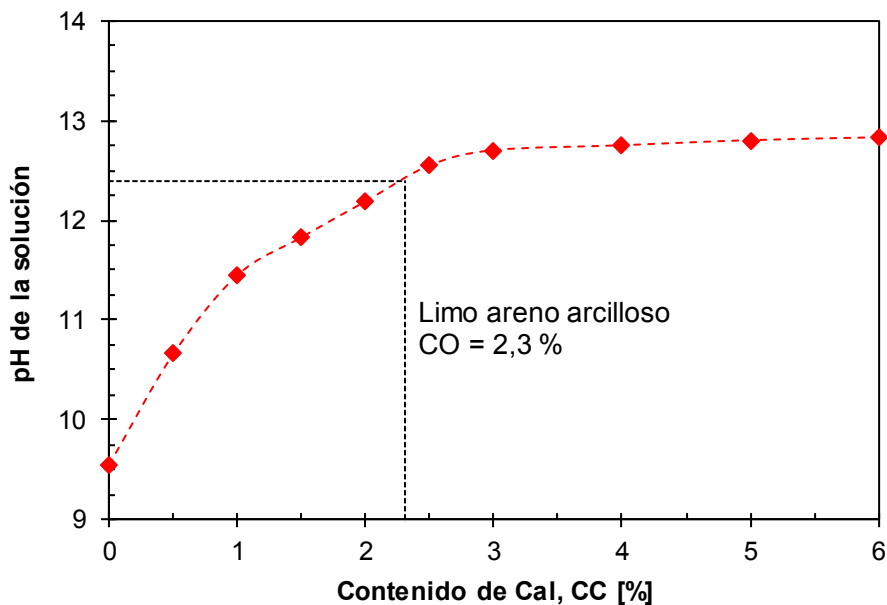


Figura 7.1. Variación del pH con el contenido de cal para la determinación del contenido óptimo de cal en el suelo bajo estudio.

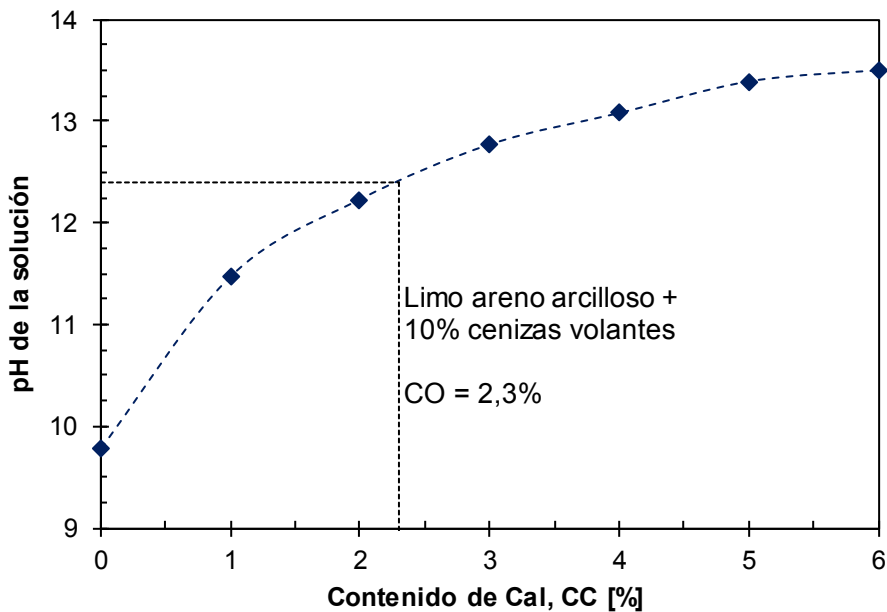


Figura 7.2. Variación del pH con el contenido de cal para la determinación del contenido óptimo de cal en el suelo con cenizas volantes.

Se aprecia que el contenido óptimo de cal toma un valor de 2,3% para los dos suelos ensayados. Asimismo, se observa que la adición de cenizas volantes produce un leve aumento en el pH inicial del suelo pasando de un valor de 9,5 a 9,8; aunque este cambio no afecta el contenido óptimo de cal.

Se concluye entonces que la adición de cenizas volantes no produce cambios en la cantidad de cal que se requiere para que se inicie la reacción puzolánica.

7.2.2 Índice de Actividad Puzolánica

Se procedió a determinar índice de actividad puzolánica del limo arenoso arcilloso bajo estudio y del mismo suelo con adición de 10% de cenizas volantes a través del método propuesto por Luxán et al. (1989).

Siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo 5, se midió la caída de la conductividad eléctrica con el tiempo en una solución saturada de hidróxido de calcio

luego de adicionar cada material. Los resultados de estas mediciones se aprecian en la Figura 7.3.

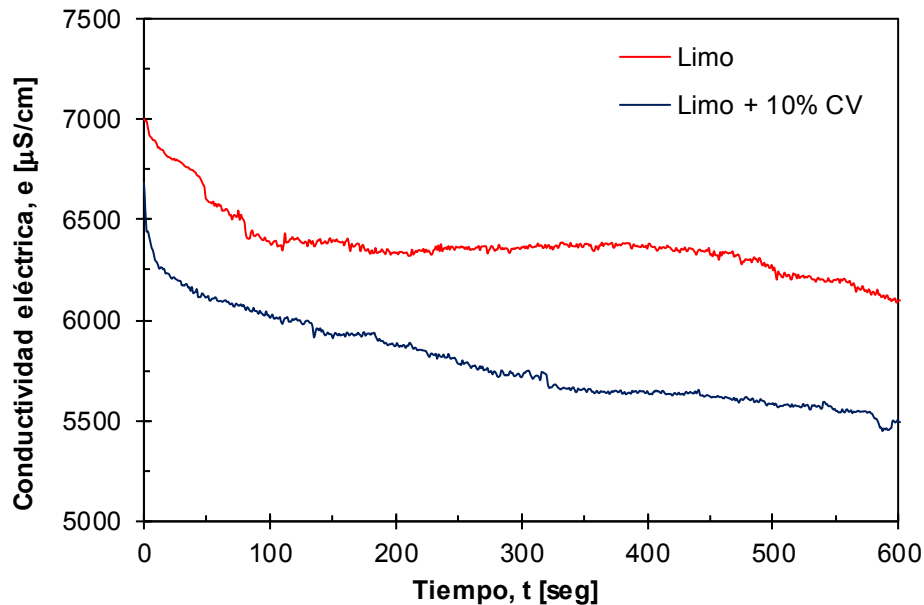


Figura 7.3. Variación de la conductividad eléctrica con el tiempo en las soluciones saturadas de hidróxido de calcio con adición del suelo bajo estudio (Limo), y con adición del suelo con cenizas volantes (Limo + 10% CV).

El índice de actividad puzolánica, definido como la caída en la conductividad luego de un tiempo de 2 minutos, fue de 0,60 mS/cm para el suelo limo areno arcilloso, y de 0,99 mS/cm para el suelo con adición de cenizas volantes. De acuerdo a la escala establecida por Luxán et al. (1989), ambos materiales son medianamente puzolánicos.

Los resultados obtenidos de contenido óptimo de cal y de actividad puzolánica nos indicaría que en ambos materiales bajo estudio se debería producir reacción puzolánica al adicionar un contenido de cal superior a 2,3%; que corresponde al contenido óptimo de cal obtenido.

7.3 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA

7.3.1 Relación peso unitario – humedad

En la Figura 7.4 se comparan las curvas de compactación Proctor estándar del limo arenoso bajo estudio, y el mismo suelo con adición de 10 y 20% de cenizas volantes.

En el limo arenoso, se alcanza un peso unitario máximo de 1,70 gr/cm³ con un contenido de humedad óptimo de 16,7%. Al agregar cenizas volantes, el peso unitario máximo disminuye, mientras que la humedad óptima aumenta de 16,5 a 19% aproximadamente para los dos contenidos de cenizas volantes estudiados.

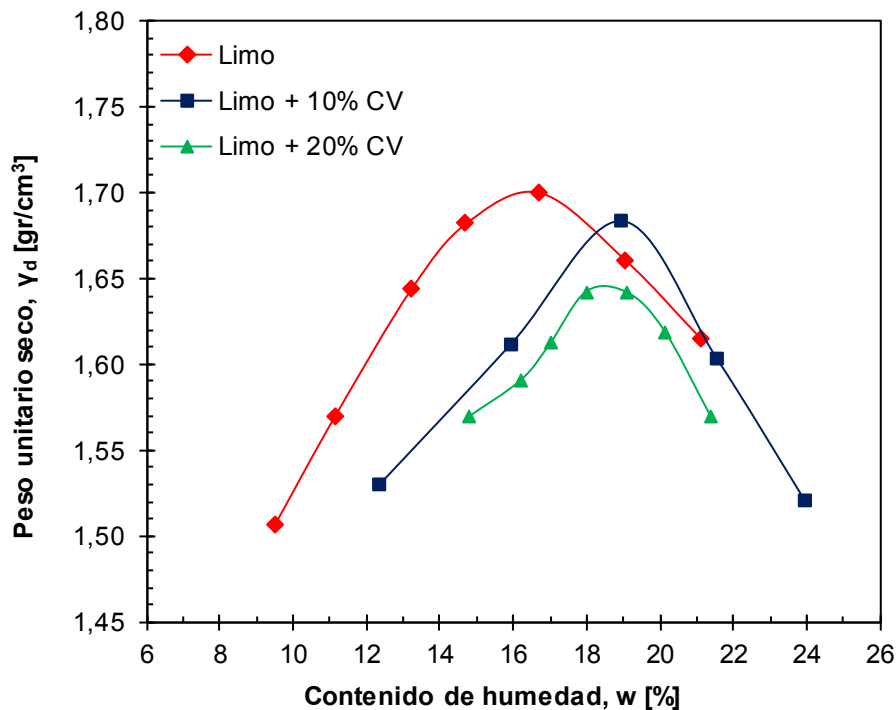


Figura 7.4. Curvas de compactación del suelo bajo estudio (Limo), y del suelo con adición de cenizas volantes (CV) en contenidos de 10 y 20%.

La caída en el peso unitario máximo al adicionar cenizas volantes se puede deber a la morfología y finura de las cenizas, la cual podría afectar la formación de una estructura

floculada en el suelo. Esta hipótesis se trata con mayor detalle en el análisis de las imágenes de microscopio electrónico.

En la Figura 7.5 se presentan curvas de compactación del suelo – cenizas volantes con adición de cal. Se observa que la adición de cal no produce cambios apreciables en el peso unitario máximo ni en el contenido de humedad óptimo. Se detecta solamente, en el caso del suelo – cenizas volantes con adición de 8% de cal, un leve descenso del peso unitario máximo.

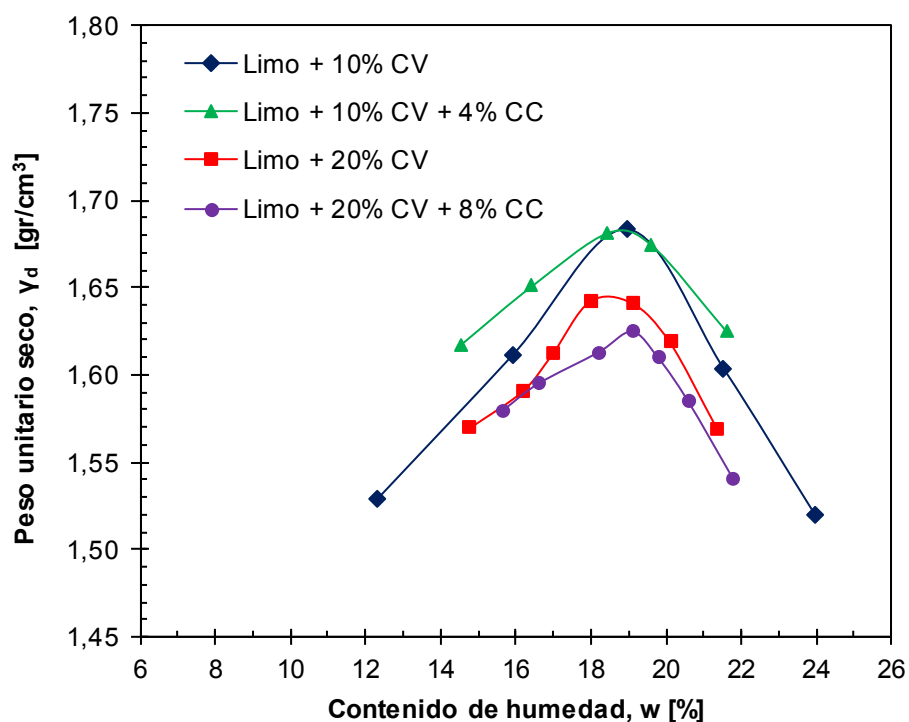


Figura 7.5. Curvas de compactación del suelo con adición de cenizas volantes (CV), y del suelo con adición de cenizas volantes y cal (CC).

7.3.2 Influencia del contenido de cal, contenido de cenizas volantes y el tiempo de curado

7.3.2.1 Niveles de deformación medios a elevados

En la Figura 7.6 se aprecia el efecto de la adición de cal en la resistencia a la compresión simple del suelo con 10% de cenizas volantes. De manera equivalente al suelo – cal, se observa que la resistencia aumenta tanto con el contenido de cal como con el tiempo de curado.

Así también se detecta que el suelo con cenizas volantes también presenta un incremento en su resistencia con el tiempo de curado incluso sin adición de cal. Esto puede deberse a que, como se detalló en el Capítulo 5, las cenizas volantes presentan óxido de Calcio entre sus componentes, el cual contribuye a la estabilización del suelo.

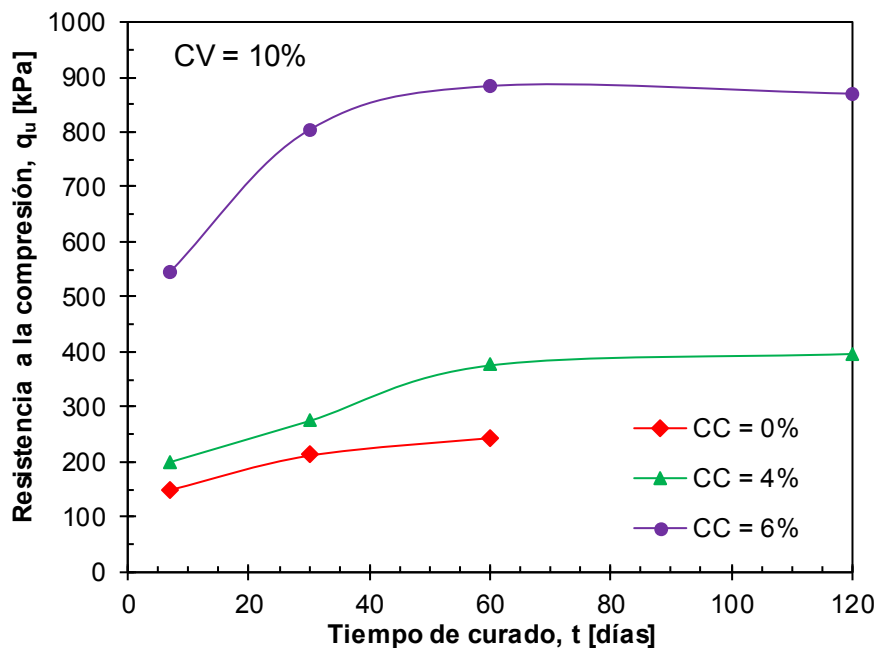


Figura 7.6. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo con adición de cenizas volantes (10%) y con contenidos de cal de 0; 4 y 6%.

Las mismas tendencias se observan en el suelo con adición de cenizas volantes en un 20% en peso, con un incremento de la resistencia en el tiempo y con el contenido de cal (Figura 7.7).

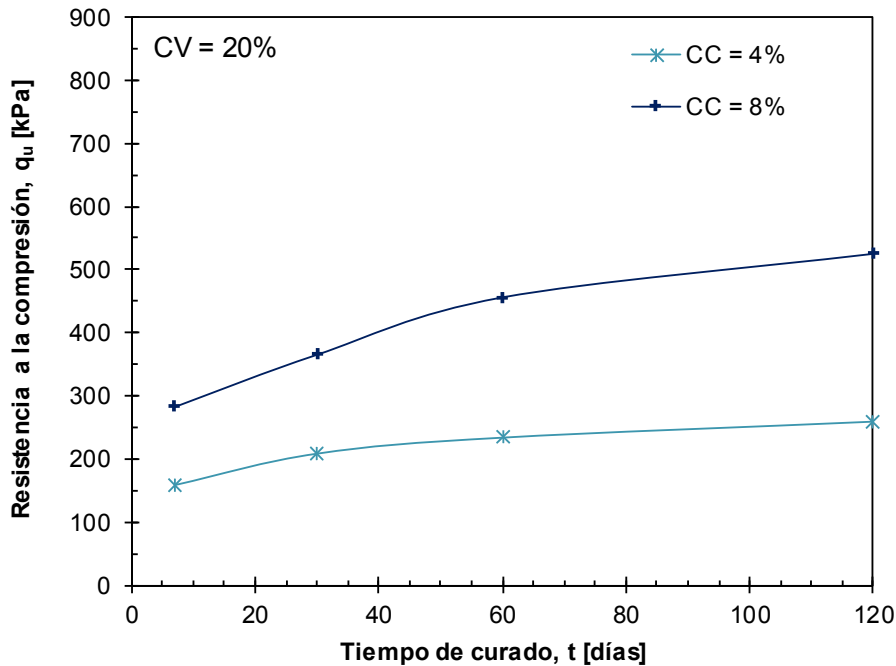


Figura 7.7. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo con adición de cenizas volantes (20%) y con contenidos de cal de 4 y 8%.

Por otro lado, en las Figuras 7.8 y 7.9 se comparan los resultados obtenidos en el suelo estabilizado con cal y el suelo con cenizas volantes y cal, para contenidos de cal constantes de 4 y 6%, respectivamente.

Debe aclararse que el agregado de cenizas volantes al suelo en la presente investigación se realizó con el único objetivo de determinar si la eficiencia de la estabilización con cal variaba de acuerdo al contenido de material puzolánico presente en el suelo. Es decir que no se busca aquí evaluar a las cenizas volantes como un material de refuerzo, sino más bien representar suelos con diferente nivel de actividad puzolánica a través de la adición de cenizas volantes.

Se observa que, para los dos contenidos de cal evaluados, la resistencia a la compresión simple resulta superior en el limo arenoso arcilloso bajo estudio respecto al mismo suelo con adición de cenizas volantes. Así también, se aprecia que a mayor contenido de cenizas volantes en el suelo menor es la resistencia alcanzada para un contenido de cal dado.

Aparentemente, la adición de cenizas volantes no estaría contribuyendo a mejorar la resistencia del material cuando es mezclado con cal sino por el contrario, la disminuiría. Si bien en ambos casos la adición de cal produce un incremento en la resistencia del suelo, este incremento es más notorio en el suelo sin adición de cenizas volantes.

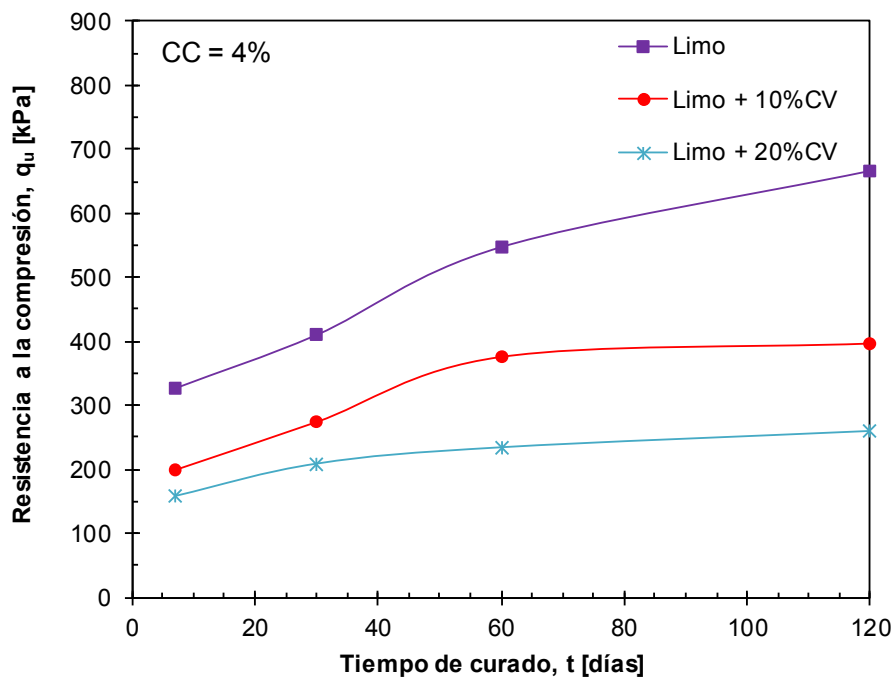


Figura 7.8. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo estabilizado con cal y suelo con cenizas volantes, estabilizados con cal en contenidos de 4%.

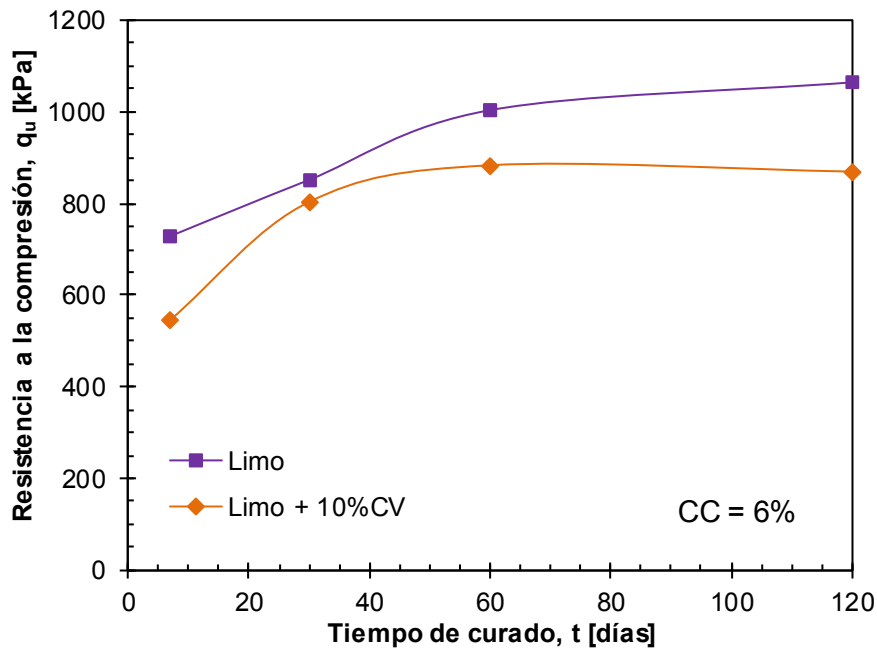


Figura 7.9. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo sin cenizas volantes y suelo con 10% en peso de cenizas volantes, ambos estabilizados con cal en contenidos de 6%.

Si bien en una primera instancia se esperaba que la incorporación de cenizas incrementara la resistencia al corte de las mezclas suelo – cal, los resultados presentados indican lo contrario. Dos posibles causas de este comportamiento son, por un lado, la disminución del peso unitario máximo al incorporar cenizas volantes, y por otro lado, la limitación de la floculación de la fracción arcillosa debido a la incorporación de partículas esféricas (cenizas volantes) a la estructura del suelo.

La explicación de este comportamiento a priori inesperado, se presenta luego, en este mismo capítulo, en base a los resultados químicos y observación de la microestructura por medio de microscopio electrónico.

7.3.2.2 Niveles de deformación bajos

En las Figuras 7.10 y 7.11 se presenta la variación del módulo de corte máximo (G_{max}), obtenido a partir de la medición de la velocidad de ondas S, con el tiempo de curado y el contenido de cal para el suelo con adición de cenizas volantes en contenidos de 10 y 20%, respectivamente.

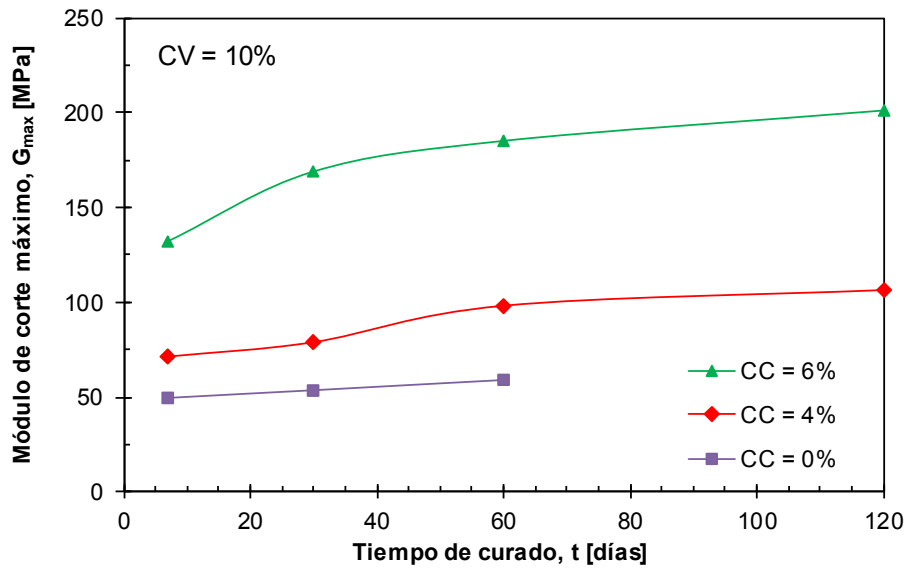


Figura 7.10. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado en probetas de suelo con 10% en peso de cenizas volantes, estabilizados con cal en contenidos de 0; 4 y 6%.

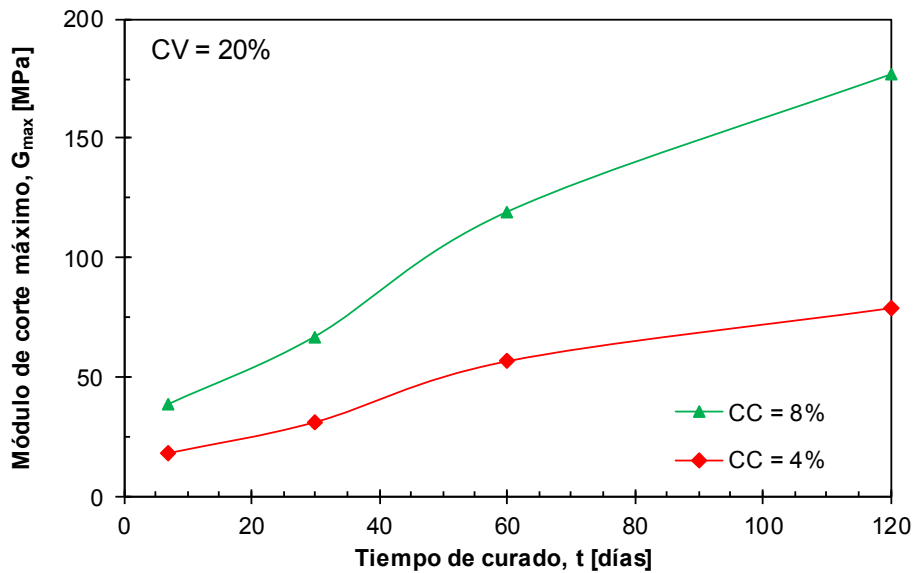


Figura 7.11. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado en probetas de suelo con 20% en peso de cenizas volantes, estabilizados con cal en contenidos de 4 y 8%.

Las tendencias obtenidas son equivalentes a las observadas a niveles de deformación medios a elevados. La rigidez aumenta con el contenido de cal y con el tiempo de curado para un contenido de cenizas volantes dado.

Para el suelo con 10% de cenizas volantes, el módulo de corte máximo se incrementa luego de 60 días de curado un 160% al adicionar 4% de cal, y un 310% con una adición de cal de 6% en peso, demostrando la efectividad de la adición de cal tanto en la resistencia como en la rigidez del suelo a distintos niveles de deformación.

Por otro lado, en las Figuras 7.12 y 7.13 se aprecia la influencia del contenido de cenizas volantes en la rigidez a bajos niveles de deformación del suelo. Nuevamente, si bien no se estudia aquí a las cenizas volantes como un elemento de refuerzo, se aprecia que el módulo de corte máximo disminuye con el contenido de cenizas volantes para un contenido de cal dado, siendo consistentes estos resultados con los obtenidos de los ensayos de compresión simple para los mismos suelos bajo estudio.

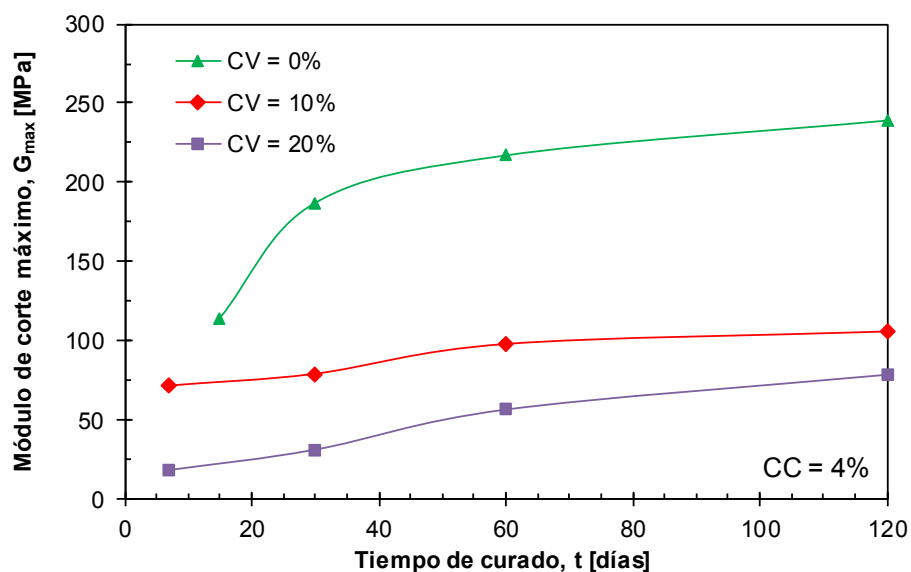


Figura 7.12. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado y el contenido de cenizas volantes (CV) en probetas de suelo estabilizado con 4% de cal.

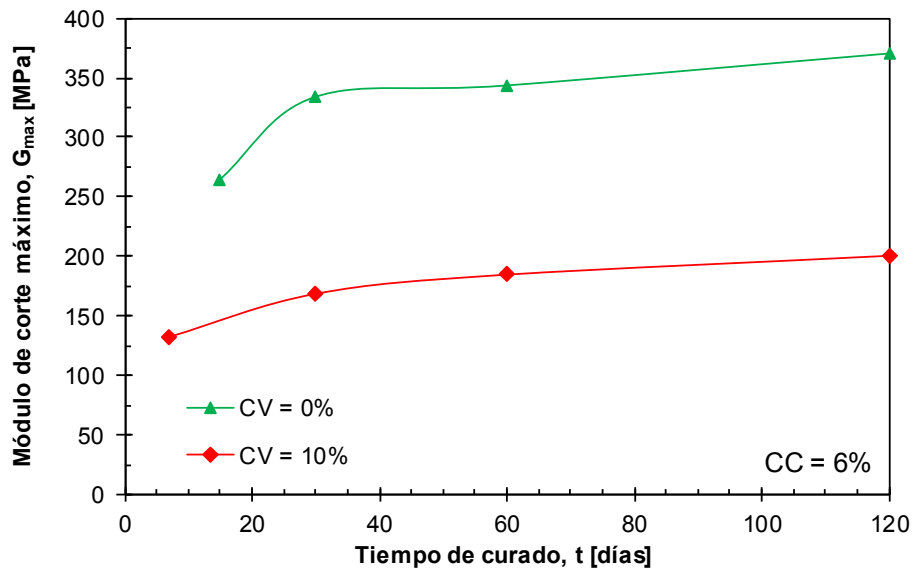


Figura 7.13. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado y el contenido de cenizas volantes (CV) en probetas de suelo estabilizado con 6% de cal.

7.3.3 Efecto de la forma de curado en el comportamiento mecánico

7.3.3.1 Niveles de deformación medios a elevados

Al igual que los resultados presentados en el Capítulo 6, se realizaron ensayos de compresión simple en probetas curadas bajo dos modalidades, denominadas “sistema abierto” y “sistema cerrado”, con el fin de limitar en esta última el acceso al dióxido de carbono presente en el aire y así minimizar la reacción de carbonatación de la cal.

En las Figuras 7.14, 7.15 y 7.16 se grafican la variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de curado y el contenido de cenizas volantes, para contenidos de cal de 4; 6 y 8% respectivamente, bajo las dos modalidades de curado descritas.

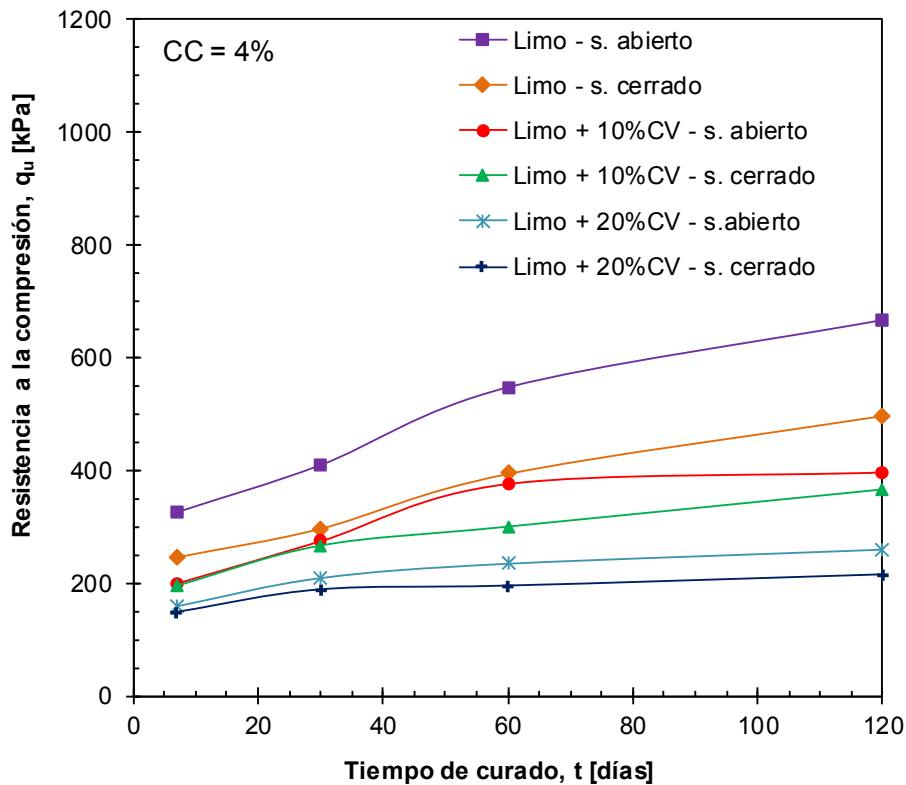


Figura 7.14. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo y suelo – cenizas volantes, estabilizados con cal (4%) para la configuración de sistema abierto y cerrado.

En la Figura 7.14 se aprecia que para todos los contenidos de cenizas volantes, la resistencia a la compresión simple alcanzada en las probetas curadas por sistema cerrado es menor a la resistencia de las probetas curadas en sistema abierto. Sin embargo, en ambos casos se observa que la resistencia aumenta con el tiempo de curado. Estas observaciones nos permiten concluir que además de la carbonatación, existen otros fenómenos presentes que contribuyen al aumento de la resistencia a la compresión simple con el tiempo, tal como se observó en el Capítulo 6.

Las mismas tendencias se observan en las Figuras 7.15 y 7.16, correspondientes a contenidos de cal de 6 y 8%, respectivamente.

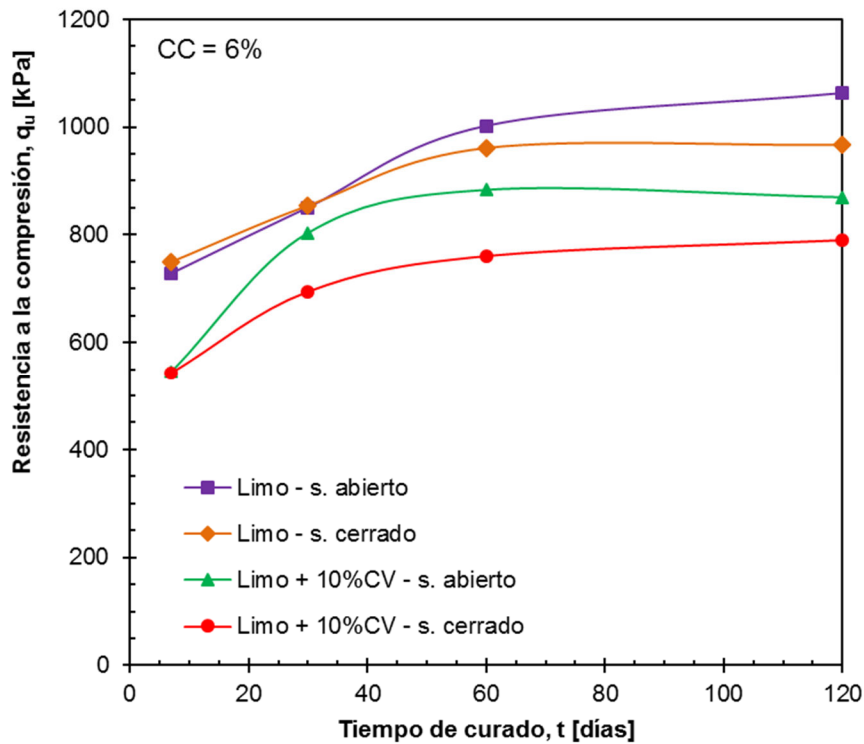


Figura 7.15. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo y suelo – cenizas volantes, estabilizados con cal (6%) para la configuración de sistema abierto y cerrado.

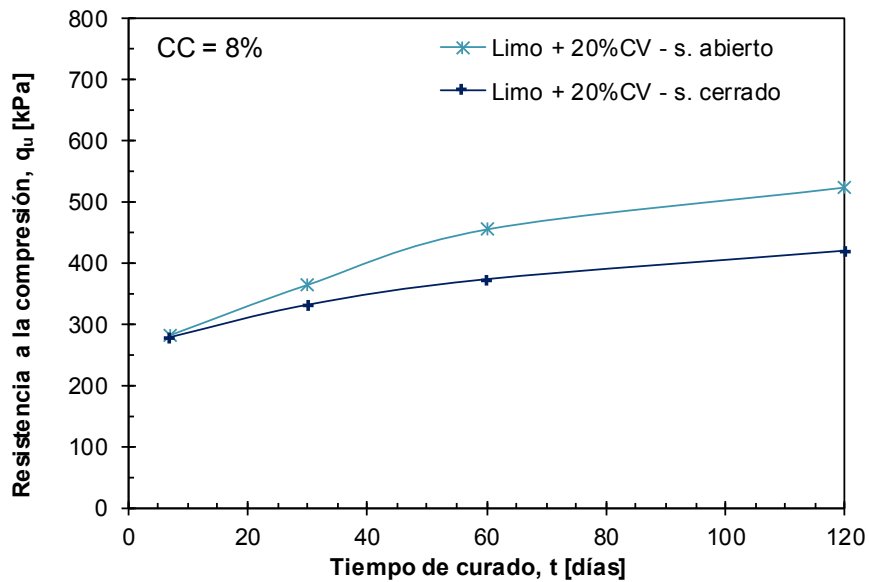


Figura 7.16. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado en probetas de suelo – cenizas volantes, estabilizados con cal (8%) para la configuración de sistema abierto y cerrado.

Por último, se observa que para los contenidos de cal estudiados la resistencia a la compresión simple es menor al adicionar cenizas volantes, independientemente de la forma de curado de las probetas.

7.3.3.2 Niveles de deformación bajos

En las Figuras 7.17 y 7.18 se presenta la variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo y la modalidad de curado para el suelo estabilizado con cal y con cenizas volantes en contenidos de 10 y 20%, respectivamente.

De manera similar a los resultados obtenidos de los ensayos de compresión simple, se aprecia que en las probetas curadas bajo sistema cerrado la rigidez a bajas deformaciones resulta menor a la obtenida en probetas curadas bajo sistema abierto. Esta tendencia se aprecia para los dos contenidos de cenizas volantes y para todos los contenidos de cal adicionados.

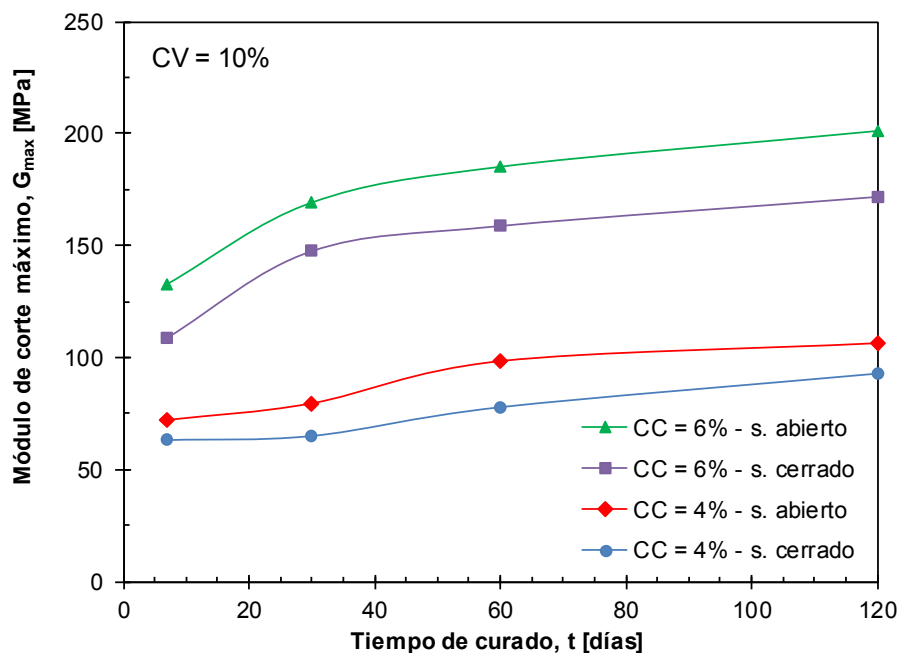


Figura 7.17. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado y el contenido de cal en probetas de suelo – cenizas volantes ($CV = 10\%$), para la configuración de sistema abierto y cerrado.

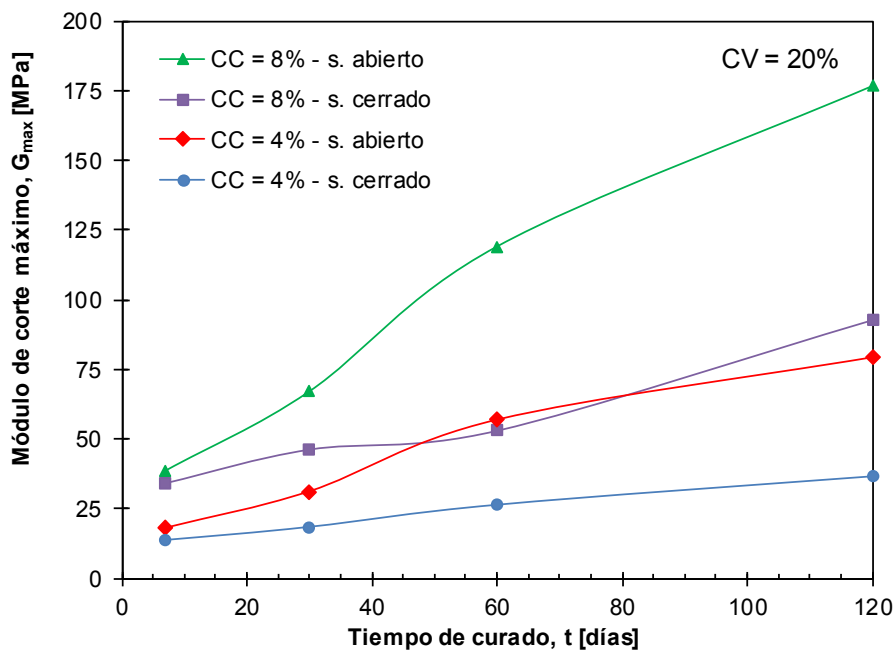


Figura 7.18. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado y el contenido de cal en probetas de suelo – cenizas volantes ($CV = 20\%$), para la configuración de sistema abierto y cerrado.

De los resultados obtenidos al evaluar la influencia de la forma de curado, se puede concluir que la carbonatación contribuye tanto al aumento de resistencia como rigidez en el suelo estabilizado con cal. Asimismo, se aprecia que además de la reacción de carbonatación se encuentran presentes otros fenómenos que aportan así también tanto resistencia como rigidez con el tiempo al suelo estabilizado, entre los cuales predominan la floculación de la fracción arcillosa y la reacción puzolánica.

7.3.4 Influencia del contenido de humedad al momento del ensayo

A los fines de separar la influencia del fenómeno de succión capilar en la resistencia del suelo estabilizado, se realizaron ensayos de compresión simple bajo dos condiciones de humedad diferentes:

- Probetas con humedad natural, correspondiente al contenido de humedad óptimo con el cual fue preparada la probeta de suelo.

- Probetas con elevada humedad, cercana a la condición de saturación, para lo cual se sumergía a cada probeta por un periodo de 24 horas previo a la medición de la resistencia a la compresión simple.

En la Figura 7.19 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de curado y con el contenido de humedad, en el suelo con un contenido de 20% de cenizas volantes y 4% de cal. Asimismo, se ensayaron probetas curadas bajo las dos modalidades de curado (sistema abierto – sistema cerrado).

Al ensayar el suelo en condición sumergida, se observa que la resistencia a la compresión disminuye respecto a la resistencia del mismo suelo ensayado en condición de humedad natural. Esta reducción de resistencia se debe principalmente a la supresión de los efectos de succión capilar en los poros de suelo, aunque también puede deberse a la disolución de ciertos compuestos cementantes presentes en el suelo cal.

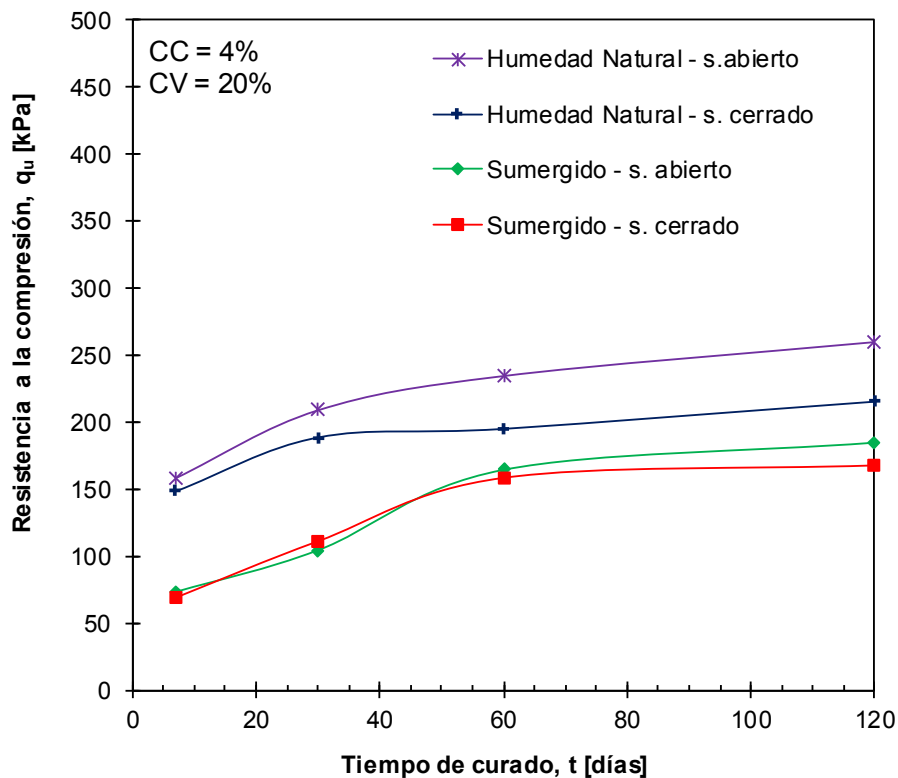


Figura 7.19. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado y el contenido de humedad al momento del ensayo, en probetas de suelo – cenizas volantes (CV = 20%) estabilizadas con 4% de cal, para la configuración de sistema abierto y cerrado.

En la Figura 7.20 se aprecian los resultados obtenidos en el suelo con 20% de cenizas volantes y estabilizado con 8% de cal. Las tendencias observadas son las mismas que en el caso anterior, con una disminución de la resistencia en condición sumergida.

Si bien la resistencia disminuye en condición sumergida, se sigue observando un incremento de la resistencia con el tiempo de curado, lo cual indica que el suelo estabilizado presenta estabilidad incluso bajo agua y que en el mismo se desarrollan compuestos que aportan a su resistencia en el tiempo.

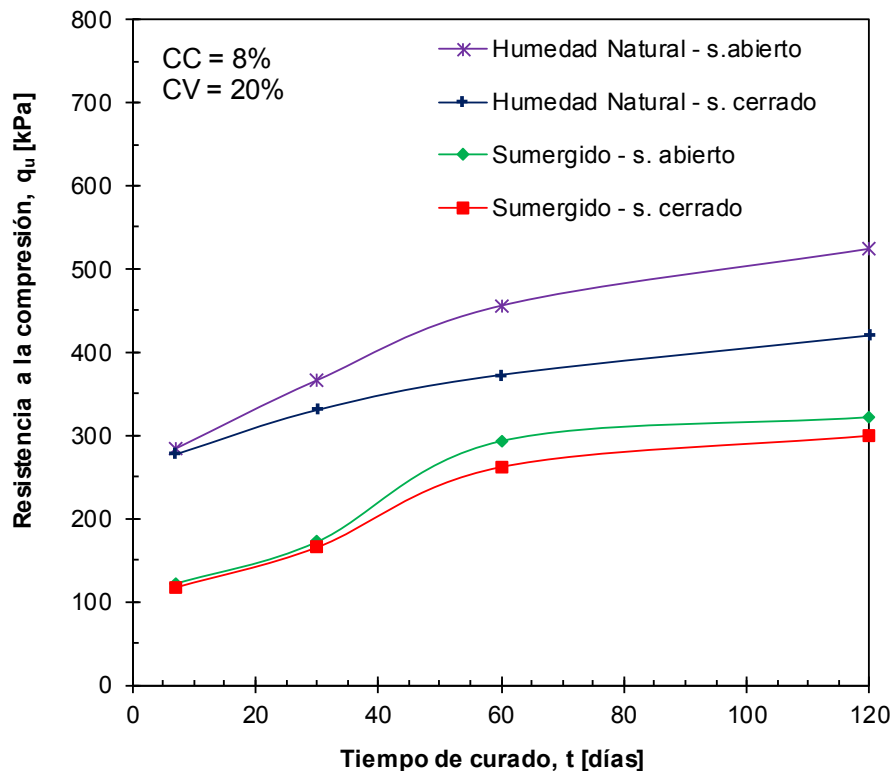


Figura 7.20. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado y el contenido de humedad al momento del ensayo, en probetas de suelo – cenizas volantes ($CV = 20\%$) estabilizadas con 8% de cal, para la configuración de sistema abierto y cerrado.

Por último, en las Figuras 7.19 y 7.20 se observa que para las probetas en condición sumergida, la resistencia a la compresión simple no se ve afectada de forma

apreciable por la forma de curado, presentando prácticamente la misma resistencia las probetas curadas bajo sistema abierto y bajo sistema cerrado. Esta particularidad puede deberse a que gran parte de los componentes cementantes que se generan por efecto de la carbonatación son solubles en agua, y por lo tanto al ensayar las probetas en condición sumergida, se suprime no solo el efecto de la succión sino también el de la carbonatación. Esta hipótesis podría corroborarse ejecutando ensayos de solubilidad de carbonato de calcio en agua, los cuales no fueron desarrollados en el presente trabajo.

7.4 DIFRACCIÓN DE RAYOS X

A partir de los ensayos de difracción de rayos X, se procedió a la identificación de las fases minerales presentes en el suelo bajo estudio y el suelo estabilizado con cal, utilizando el software X'PERT Highscore Plus 3.0, con las bases de datos ICDD PDF2 y COD 2013. Los detalles de preparación de las muestras para la ejecución de estos ensayos se describen en el Capítulo 5.

Para la muestra de limo areno arcilloso, las principales señales observadas en el patrón corresponden a cuarzo, albita, feldespato potásico, muscovita y calcita. La localización de las reflexiones de cada una de estas fases se muestra en la Figura 7.21.

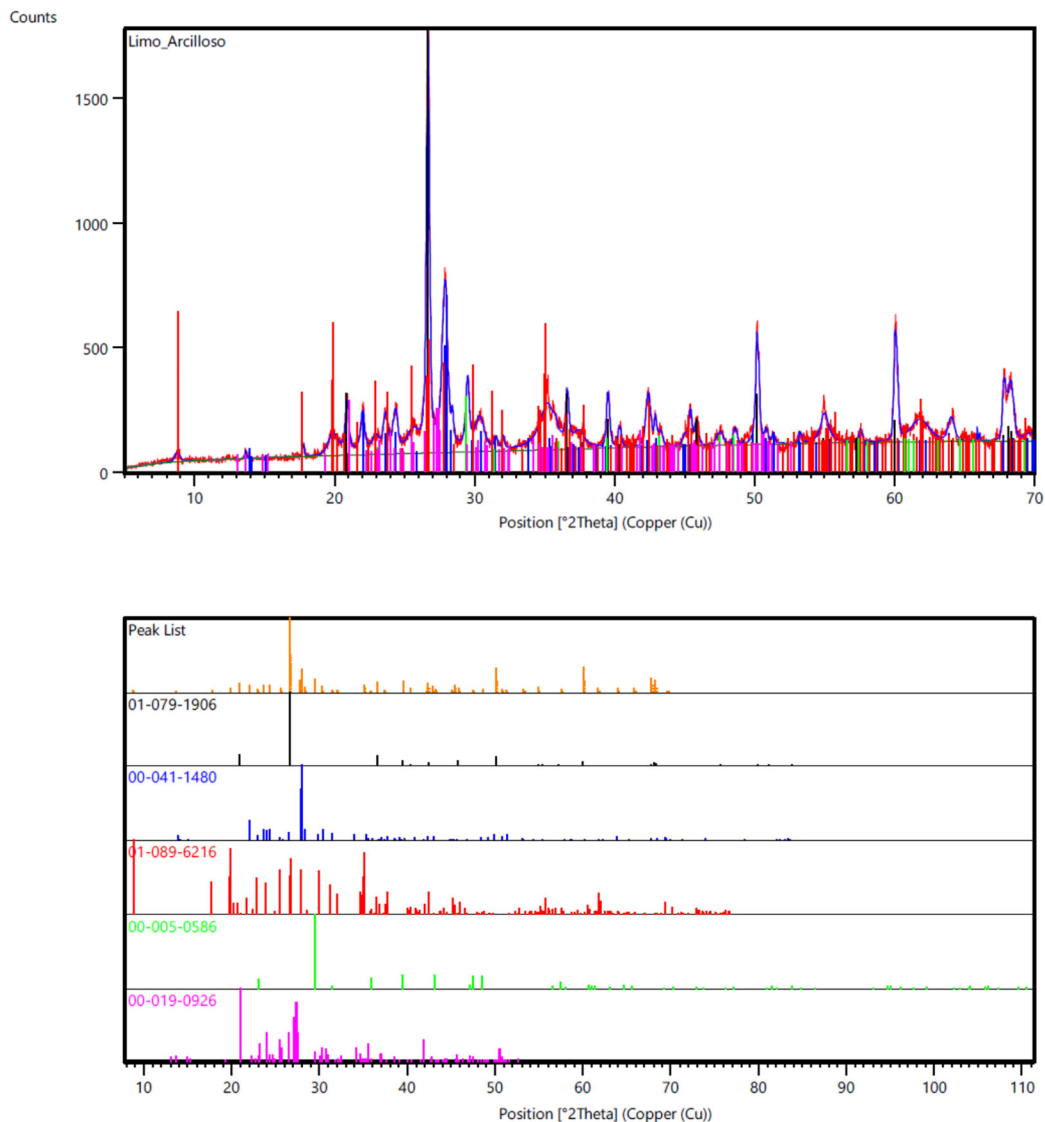


Figura 7.21. Análisis de Difracción de Rayos X en la muestra de limo areno arcilloso.

Por otro lado, en la Figura 7.22 se muestra la localización de las reflexiones de cada una de las fases en la muestra de limo areno arcilloso con adición de 2% de cal. Al analizar la misma, se observan fases muy similares a las del limo areno arcilloso pero se identifican otras reflexiones asociadas a la presencia de hidróxido de calcio y moganita (Figura 7.23). Asimismo, se aprecia que el pico correspondiente a la fase de calcita aumenta, lo que demuestra formación de este producto al adicionar cal al suelo.

La moganita es un silicato que pertenece a la familia del cuarzo, y se caracteriza por una estructura poco cristalina. Su presencia en el suelo estabilizado con cal es un

posible producto de la reacción entre el hidróxido de calcio y la fracción puzolánica del suelo bajo estudio. Por su parte, la presencia de hidróxido de calcio es indicativo que parte de la cal agregada al suelo no ha reaccionado todavía.

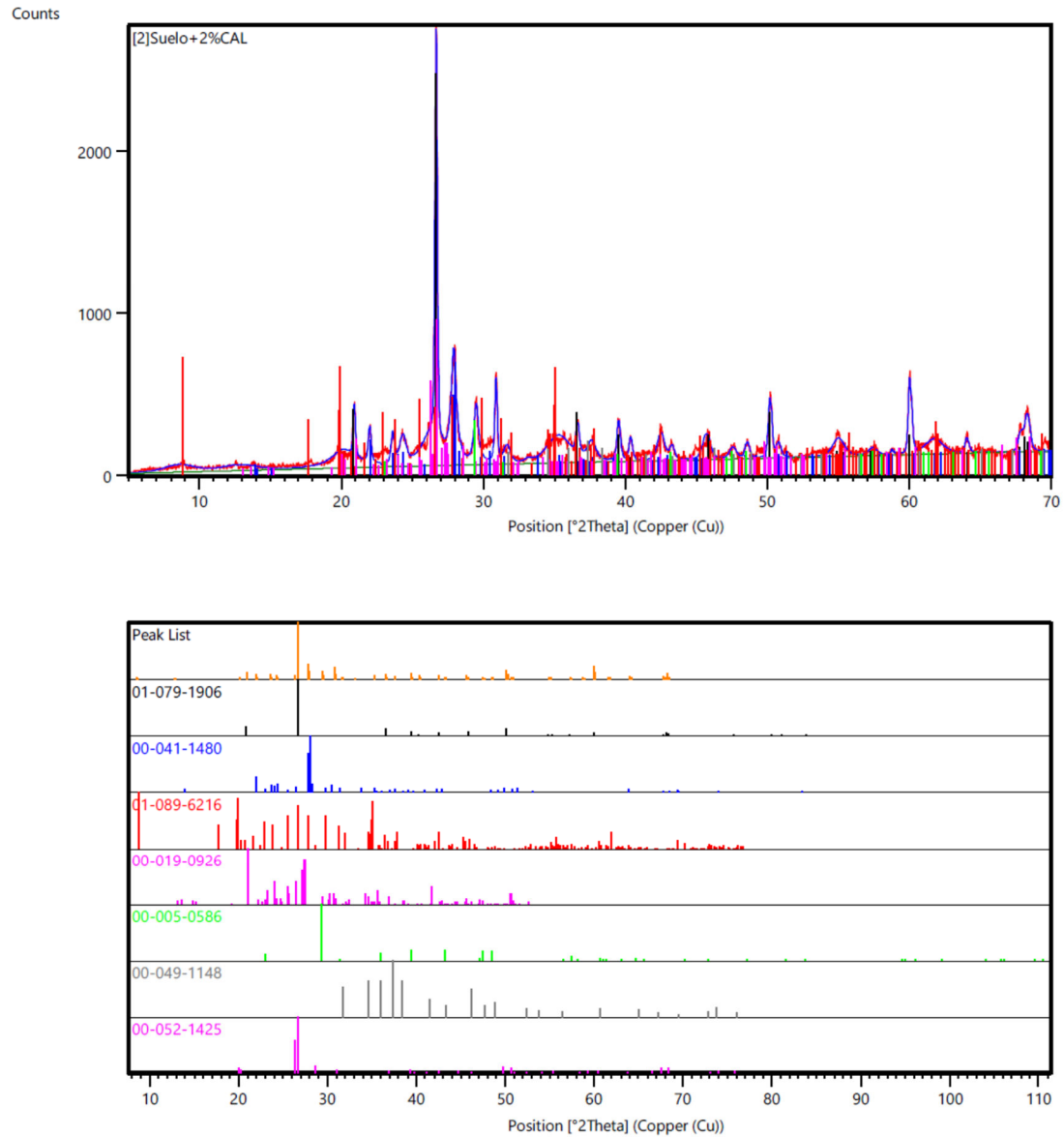


Figura 7.22. Análisis de Difracción de Rayos X en la muestra de limo areno arcilloso estabilizado con 2% de cal.

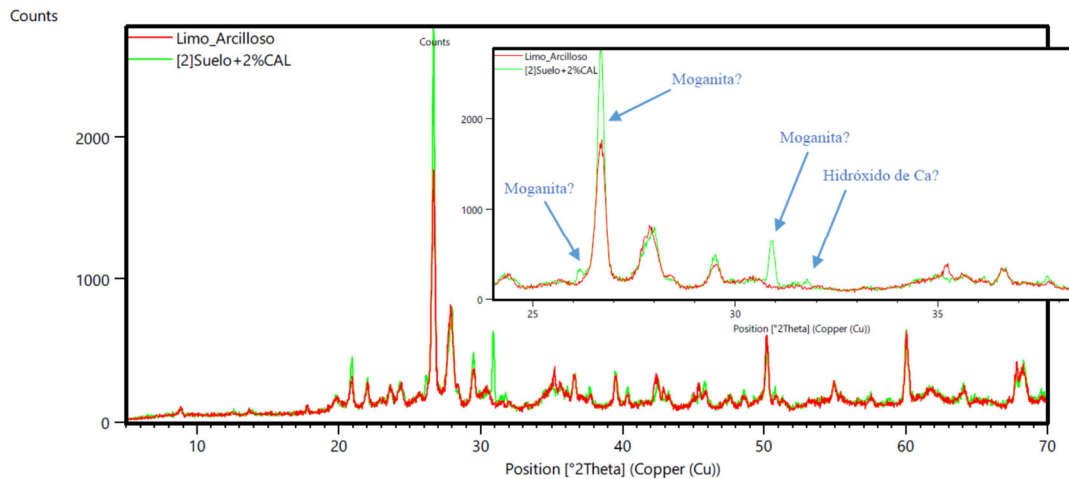


Figura 7.23. Detección de diferencias de fases entre la muestra de limo areno arcilloso y limo estabilizado con 2% de cal.

En la Figura 7.24 se exhibe la localización de fases minerales en la muestra de limo areno arcilloso estabilizado con 6% de cal, mientras que en la Figura 7.25 se comparan las fases detectadas respecto al limo areno arcilloso sin adición de cal.

Para el suelo estabilizado con 6% de cal, se observa un incremento en la reflexión a $29.406^\circ 2\theta$ compatible con un incremento en el contenido de calcita. Este incremento de calcita también se encuentra presente de forma más leve en el suelo con 2% de cal. Estos resultados nos indican que la carbonatación de la cal se encuentra presente y que aumenta a mayor contenido de cal.

Por otro lado, se detecta menor presencia de hidróxido de calcio en la muestra de suelo con 6% de cal respecto a la muestra con un contenido de cal de 2%. Esta menor presencia es indicativa que el hidróxido de calcio se ha consumido formando nuevos productos, los cuales no están siendo detectados en la difracción de rayos X, probablemente porque se trate de productos con estructura amorfa o de bajo grado de cristalinidad. Esta característica es usual en productos de la reacción puzolánica, como es el caso de los productos de la reacción del cemento portland, los cuales no son detectados a través de ensayos de difracción de rayos X debido a su estructura vítrea.

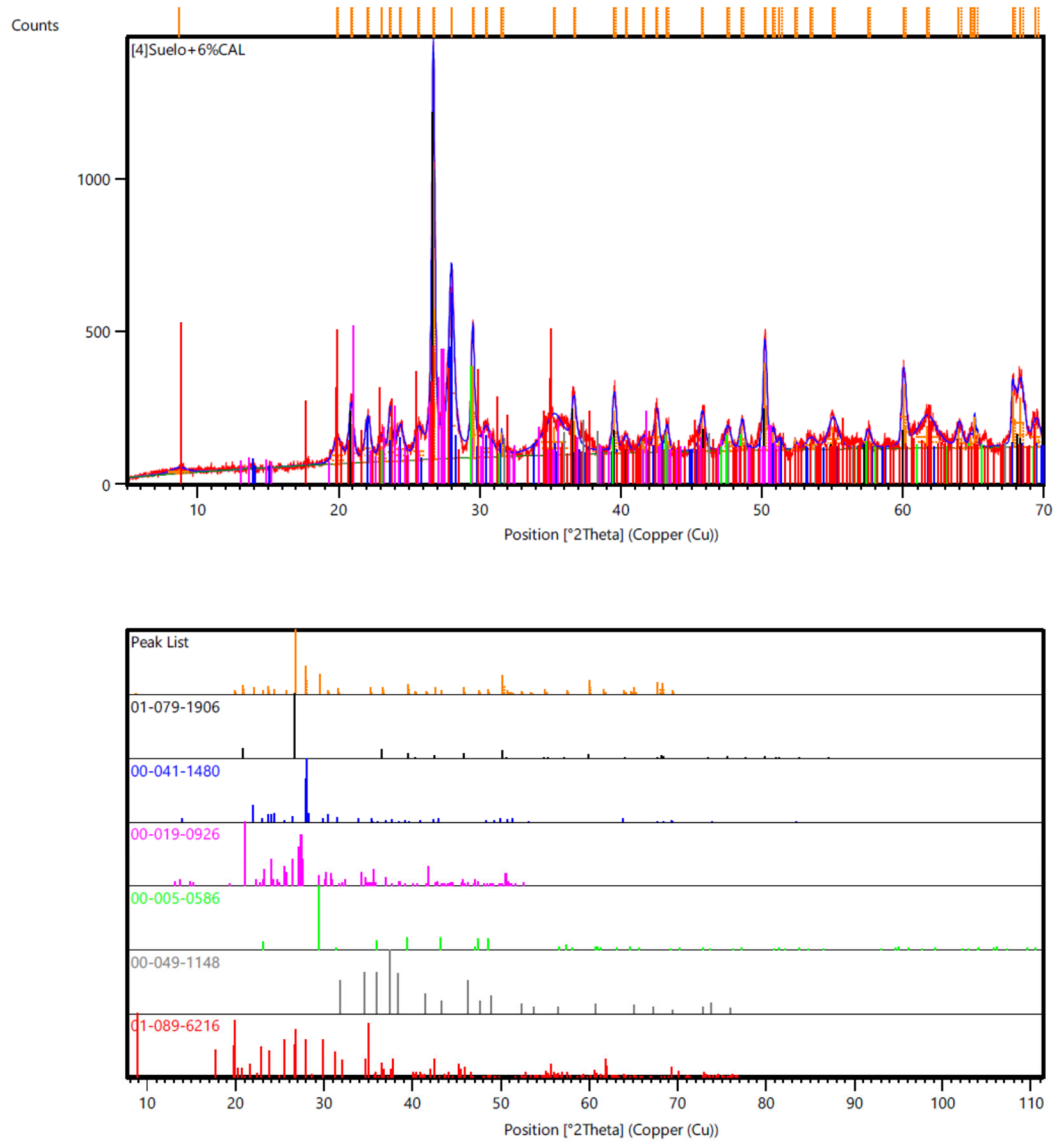


Figura 7.24. Análisis de Difracción de Rayos X en la muestra de limo areno arcilloso estabilizado con 6% de cal.

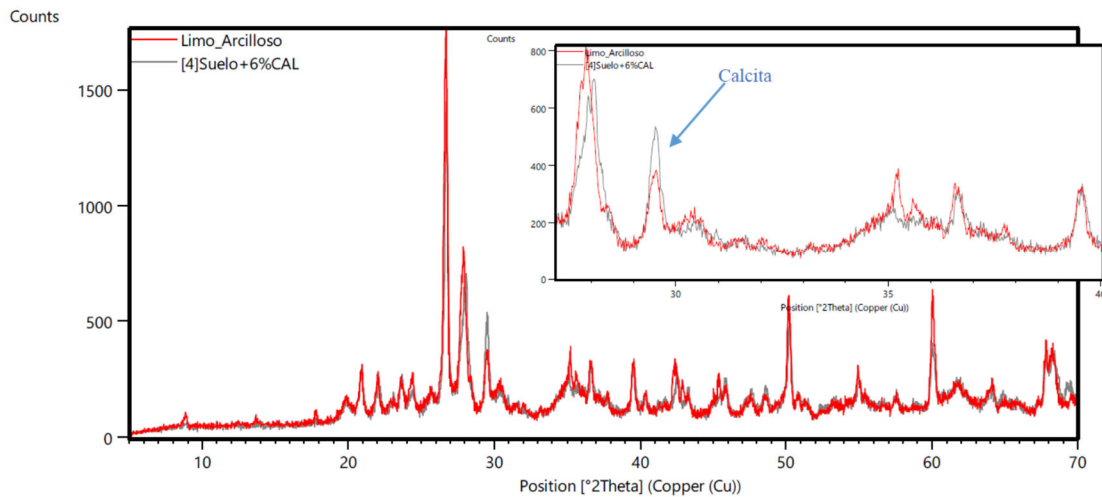


Figura 7.25. Detección de diferencias de fases entre la muestra de limo areno arcilloso y limo estabilizado con 6% de cal.

En la Figura 7.26 se observa la localización de las fases minerales presentes en la muestra del suelo bajo estudio con adición de 10% de cenizas volantes y 6 % de cal, ambos contenidos respecto al peso de suelo seco. La muestra resulta similar a la del limo areno arcilloso, aunque se observa una disminución del contenido de cuarzo y muscovita en relación a dicha muestra (Figura 7.27). En este caso, de forma llamativa, no se logró detectar productos de la reacción de la cal. Una hipótesis posible de este fenómeno es que la presencia de cenizas volantes puede estar limitando la carbonatación de la cal, la cual se consume en otro tipo de reacciones formando productos de estructura vítrea no visibles en el DRX. La menor formación de carbonato de calcio en el suelo, que actúa como cementante, limitaría la ganancia de rigidez y resistencia en el mismo, lo cual se observa en los resultados de los ensayos realizados sobre el suelo con cenizas volantes.

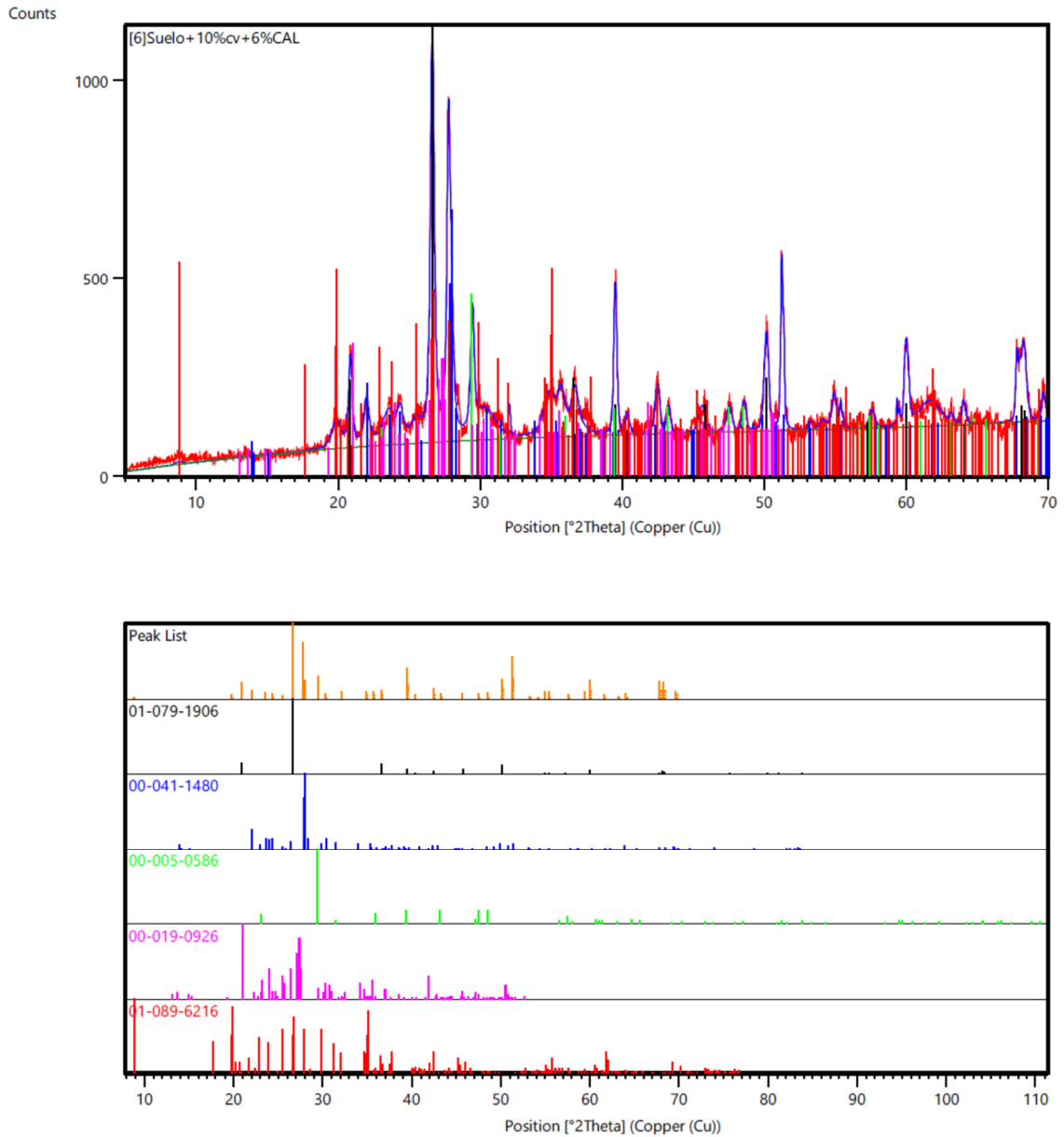


Figura 7.26. Análisis de Difracción de Rayos X en la muestra de limo areno arcilloso con adición de 10% de cenizas volantes y 6% de cal.

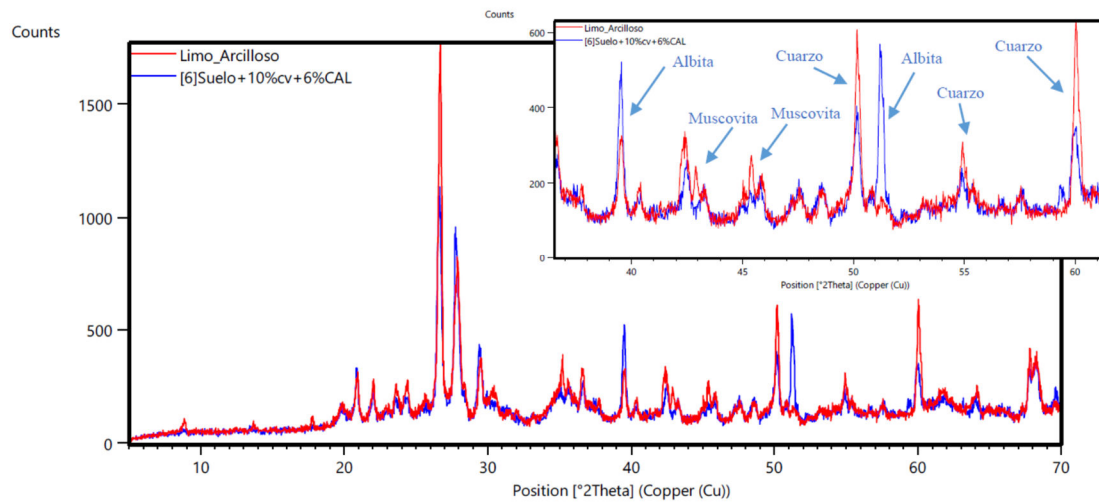


Figura 7.27. Detección de diferencias de fases entre la muestra de limo areno arcilloso y el limo con 10% de cenizas volantes y 6% de cal.

7.5 MICROSCOPIO CONFOCAL

Se obtuvieron fotografías del suelo bajo estudio con adición de cal y de cenizas volantes por medio de un microscopio confocal. Las Figuras 7.28, 7.29 y 7.30 muestran imágenes obtenidas con una magnificación de 428X sobre el limo con 2% de cal, limo con 6% de cal, y limo con 10% de cenizas volantes y 6% de cal, respectivamente. La metodología empleada para la preparación y fotografiado de estas muestras se detalla en el Capítulo 5.

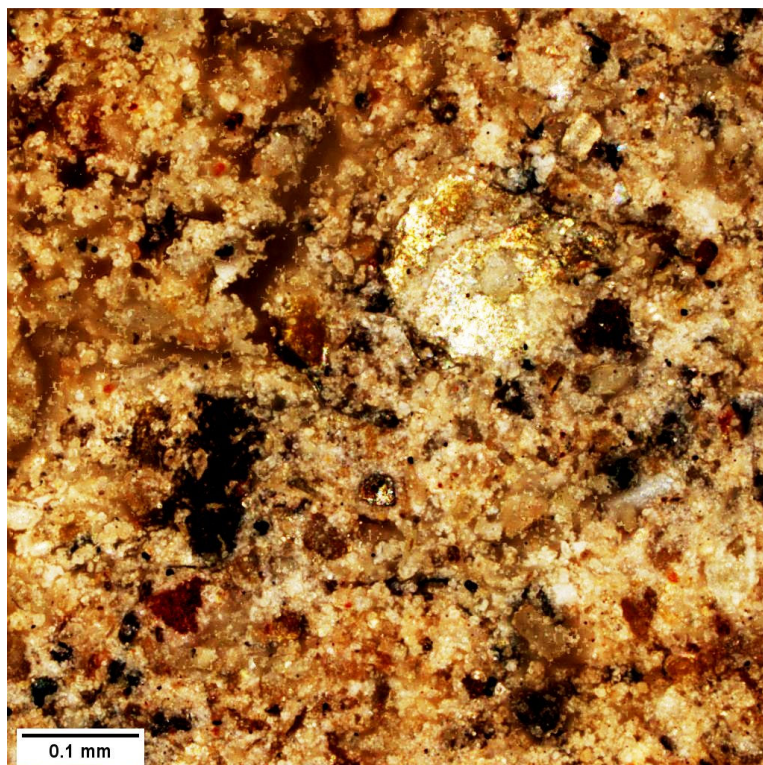


Figura 7.28. Muestra de limo con adición de 2% de cal. Magnificación 428X.

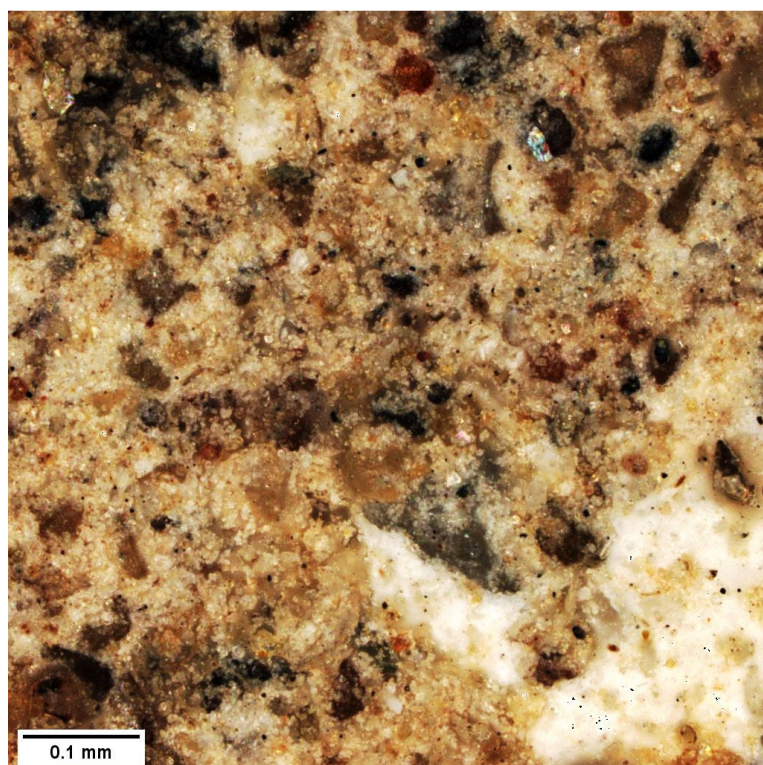


Figura 7.29. Muestra de limo con adición de 6% de cal. Magnificación 428X.

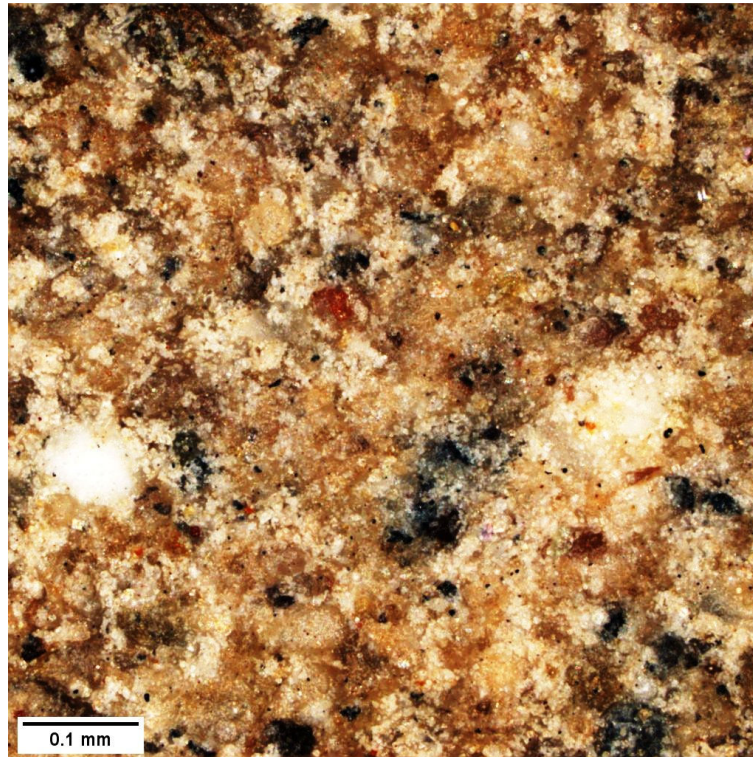


Figura 7.30. Muestra de limo con adición de 10% de cenizas volantes y 6% de cal. Magnificación 428X.

Se obtuvieron 44 fotografías modificando el contenido de cal, cenizas volantes y bajo diferentes planos de cada muestra. Se aprecian zonas de color blanquecino de hasta aproximadamente 0,1 mm; los cuales podrían corresponden a la formación de carbonatos del tipo calcretes dentro de la matriz del suelo.

Por otro lado, no se aprecia la presencia de macroporos consecuencia del proceso de compactación.

Finalmente, no se aprecian en fotografías con esta escala signos ni vestigios de productos de la reacción puzolánica.

7.6 MICROSCOPIO DE BARRIDO ELECTRÓNICO

En las Figuras 7.31 a 7.35 se presentan imágenes obtenidas a partir del microscopio de barrido electrónico en muestras de suelo – cal y suelo – cenizas volantes – cal.

En la Figura 7.32 se aprecia la presencia de partículas de calcita en el suelo estabilizado con cal. Si bien estas imágenes no permiten concluir si la calcita detectada corresponde a la cal que ha reaccionado o se trata de material parental del loess, los resultados de los ensayos mecánicos y de DRX permiten afirmar que existe carbonatación de la cal y que la misma aporta resistencia al suelo estabilizado.

Por otro lado, en las Figuras 7.32 y 7.33 se aprecian elementos con forma de fibras que conectan las partículas de suelo. Estos bastones por su forma y características podrían tratarse de productos silicatados generados por la reacción puzolánica.

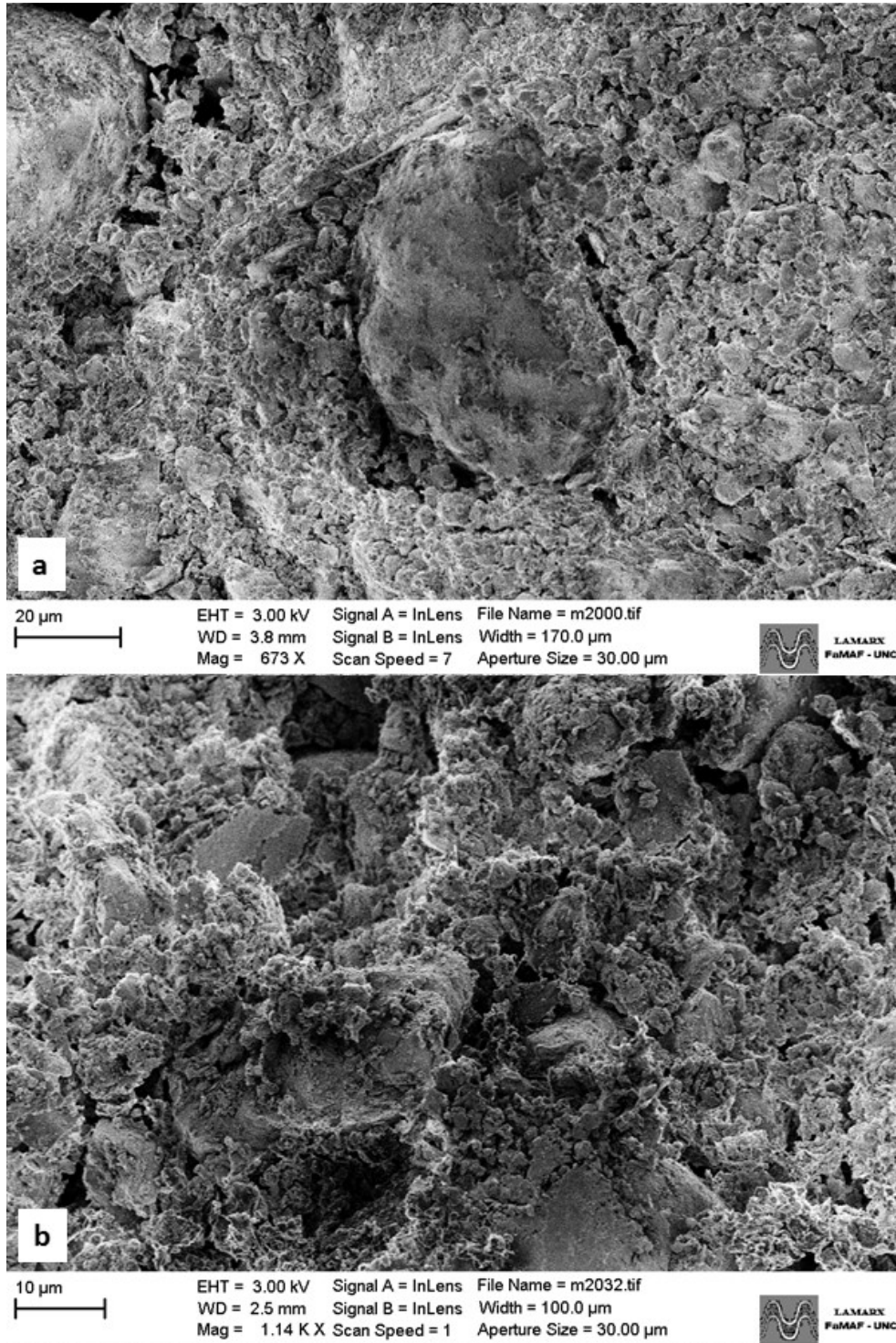


Figura 7.31. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico sobre una muestra del limo bajo estudio con 6% de cal.

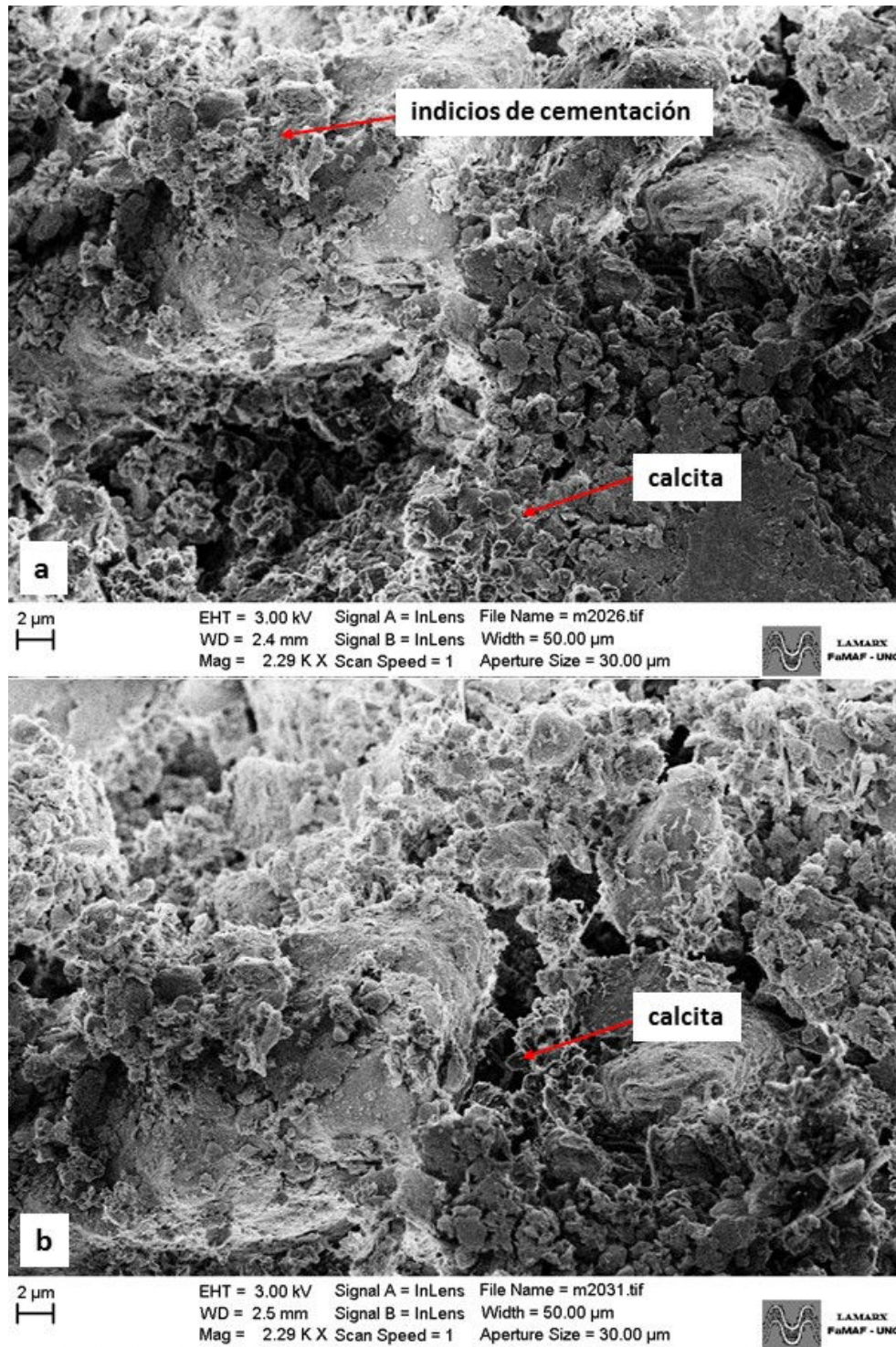


Figura 7.32. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico sobre una muestra del limo bajo estudio con 6% de cal.

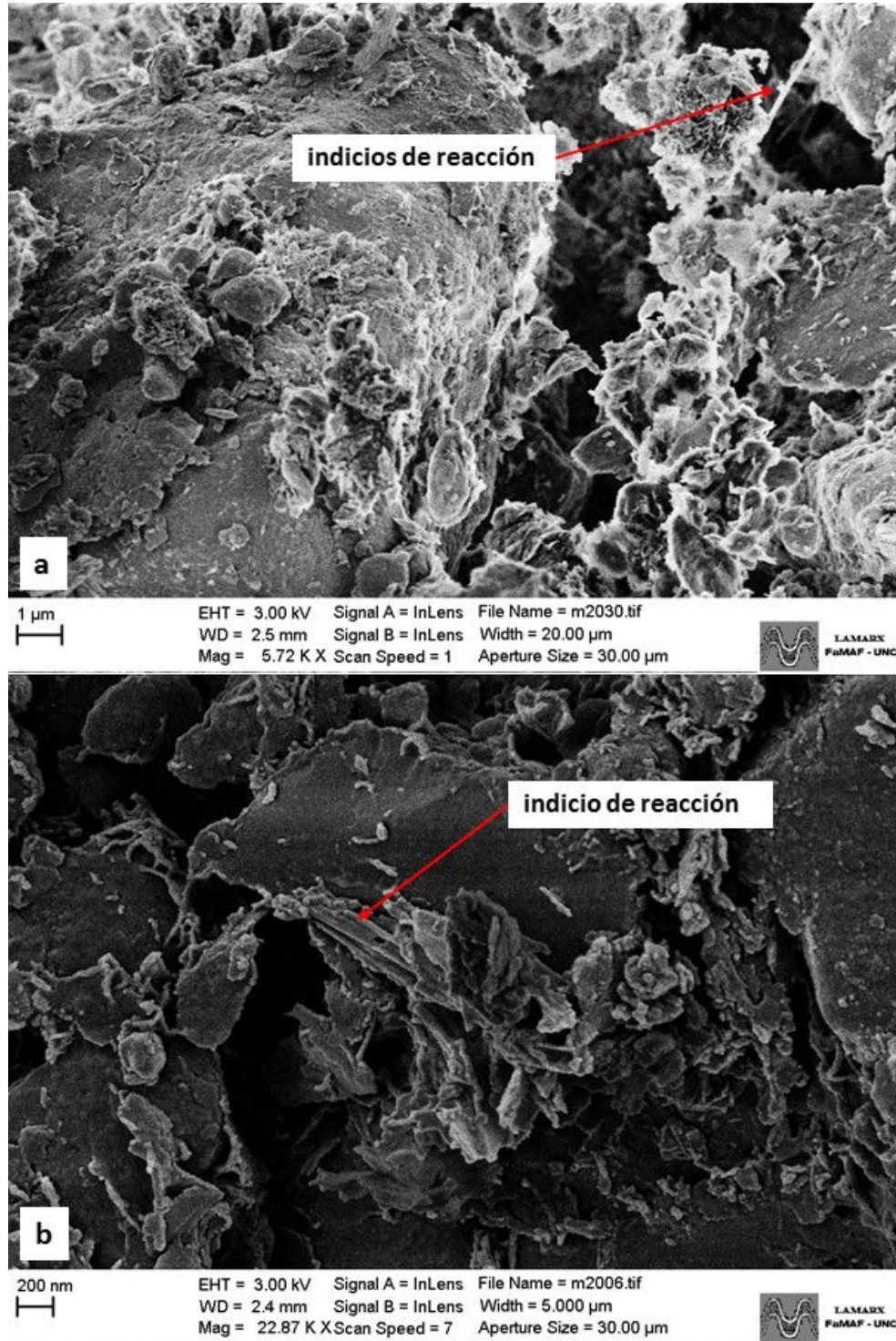


Figura 7.33. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico sobre una muestra del limo bajo estudio con 6% de cal.

En las Figuras 7.34 y 7.35 se presentan imágenes del suelo con adición de cenizas volantes y cal. Se aprecia la presencia de las cenizas las cuales se caracterizan por su forma perfectamente esférica. Asimismo, se observa la presencia de partículas de calcita, aunque con estas fotografías no es posible concluir si se trata de material parental o neoformado.

Se aprecia en las imágenes obtenidas un arreglo de las partículas de la fracción arcillosa con orientación totalmente aleatoria, lo cual evidencia la formación de una estructura de tipo floculenta en el suelo compactado. Esto es consecuencia de que la adición de cal afecta el espesor de la doble capa y como consecuencia, las fuerzas de atracción entre partículas predominan sobre las de repulsión.

De la observación directa de la microestructuras vía fotografías de SEM y considerando los resultados mecánicos que evidencian una pérdida de resistencia y rigidez del suelo al incrementar la cantidad de cenizas volantes, podemos concluir que dada la forma esférica y actividad eléctrica inerte de las cenizas volantes, es posible que las mismas atenúen los efectos de la floculación de la fracción arcillosa del suelo, afectando así a la resistencia y rigidez adquirida por los fenómenos eléctricos y a nivel de doble capa. Sumado a este fenómeno de interacción electroquímica de la fracción arcillosa, se observó asimismo una leve pérdida de densidad al incorporar cenizas volantes al suelo, que seguramente también afecta al comportamiento mecánico.

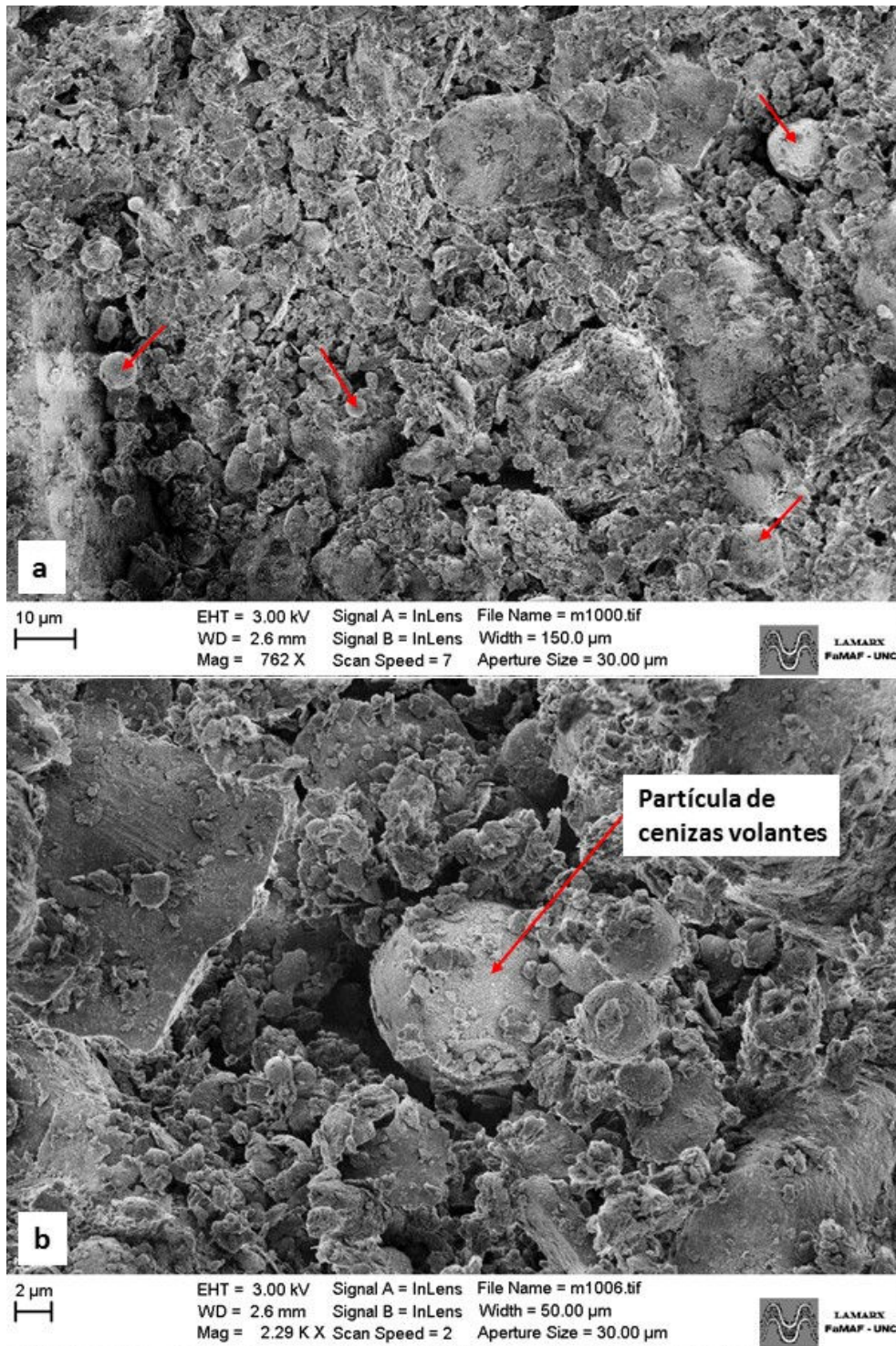


Figura 7.34. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico sobre una muestra del limo bajo estudio con 10% de cenizas volantes y 6% de cal.

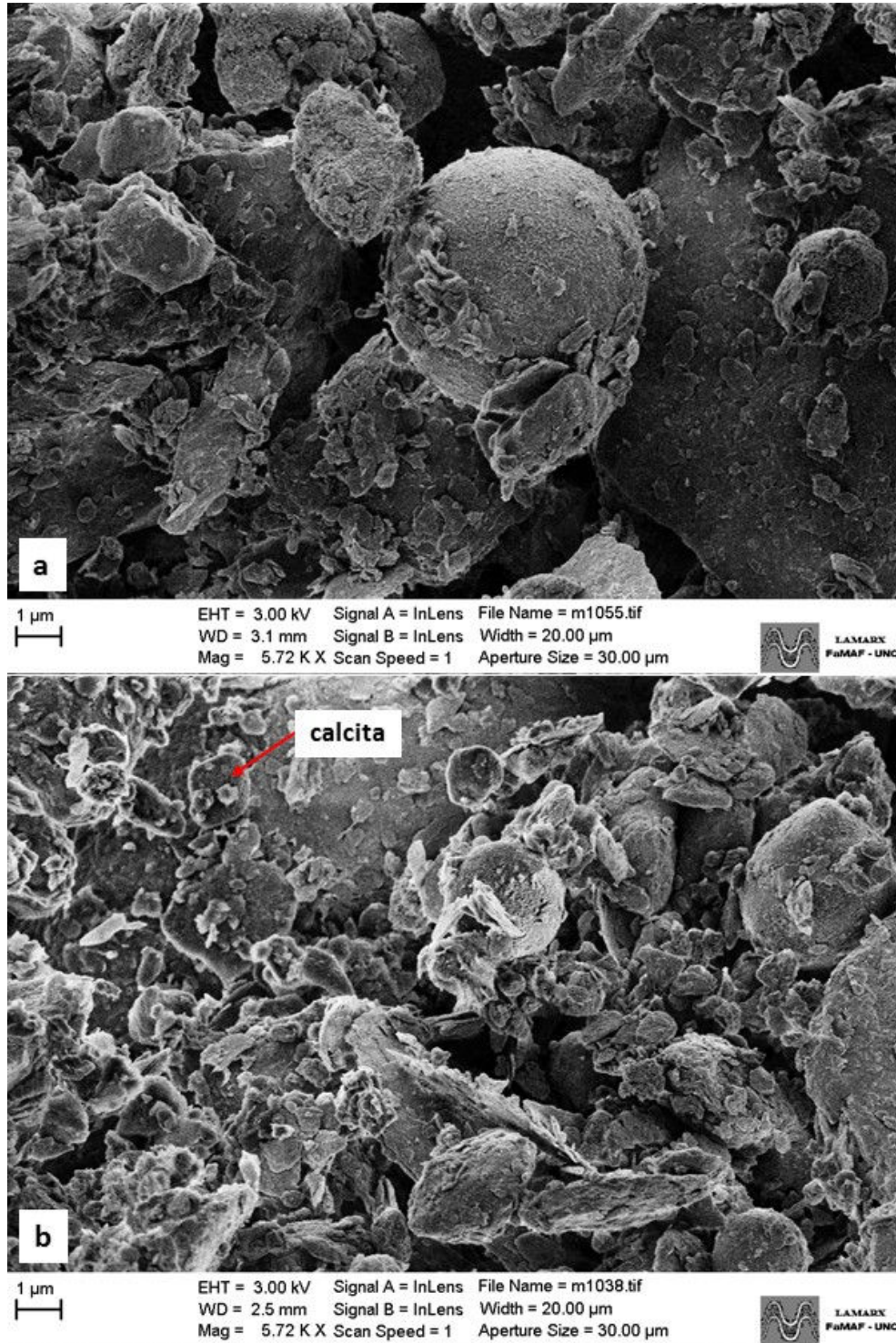


Figura 7.35. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico sobre una muestra del limo bajo estudio con 10% de cenizas volantes y 6% de cal.

Es importante destacar que en el presente estudio se realizaron análisis cualitativos a partir de la observación de las imágenes y no se aplicaron técnicas más avanzadas para la detección de materiales.

Un posible y recomendable ensayo a ejecutar en una investigación futura es el uso de la técnica SEM – EDS. Esta técnica analítica puede proporcionar información cualitativa y cuantitativa sobre la composición de una superficie y se basa en la detección y la espectroscopia de radiación secundaria (rayos X) emitida cuando un haz de electrones incidente de alta intensidad incide en los materiales situados en su trayectoria. Para ello, se deben realizar cortes delgados en el suelo bajo estudio, los cuales son impregnados con una resina y luego sometidos al microscopio de barrido electrónico usando un detector de energía dispersiva (EDS).

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 INTRODUCCIÓN

La presente tesis estudia el comportamiento mecánico de un limo areno arcilloso de tipo loésico compactado, estabilizado con cal, y reforzado con fibras sintéticas. La investigación se enfocó principalmente en la detección y caracterización de los principales fenómenos físico-químicos que se desarrollan a nivel microscópico al adicionar hidróxido de calcio a un limo loésico, así como en cuantificar los aportes relativos que los procesos de cementación, generados tanto por carbonatación como por reacción puzolánica, tienen en la mejora mecánica desarrollada por la mezcla de suelo cal. Asimismo, dada la fragilidad que presenta el suelo loésico compactado con adición de cal, se indaga el aporte de la inclusión de fibras sintéticas en el comportamiento mecánico fundamentalmente en estados postpico del suelo estabilizado. Para ello, se diagramó un programa experimental conformado por ensayos mecánicos a nivel macroscópico en donde el suelo es considerado un continuo, así como pruebas orientadas a la caracterización física – química microscópica en las que el material es observado como un conjunto de partículas con cementantes, los cuales fueron llevados a cabo bajo diferentes condiciones y estados de curado a los fines de apreciar las diferentes reacciones actuantes en un suelo estabilizado con cal y el aporte que cada una realiza a su comportamiento mecánico.

En este capítulo se presentan las principales conclusiones que se extrajeron de la ejecución del programa experimental y de los análisis desarrollados sobre los

resultados obtenidos. Se plantean asimismo recomendaciones y futuras líneas de investigación que surgen del desarrollo de esta investigación.

8.2 EFECTOS DE LA ADICIÓN DE CAL Y FIBRAS AL SUELO

En base a los resultados obtenidos del programa experimental, se desprenden las siguientes conclusiones referidas al comportamiento mecánico del suelo estabilizado con cal:

- La adición de cal produce una leve disminución del peso unitario máximo alcanzado con ensayos Proctor y al mismo tiempo un incremento en el contenido de humedad óptimo. La caída en el peso unitario se explica por el menor peso específico de las partículas de cal en comparación a las partículas de limo, mientras que el aumento en la humedad se debe a la mayor avidez de la cal a la absorción de agua producto de su mayor superficie específica.
- Tanto la resistencia como la rigidez a pequeñas deformaciones presentan un marcado aumento con la adición de cal. Las curvas tensión – deformación de los ensayos de compresión simple realizados sobre el suelo estabilizado con cal muestran un comportamiento típico de suelos cementados, con una rotura de tipo frágil al alcanzar el pico.
- La resistencia a la compresión simple aumenta con el contenido de cal y con el tiempo de curado. El aumento de resistencia se produce de manera lenta y sostenida en el tiempo, de manera tal que incluso luego de 240 días de curado el suelo sigue presentando mejoras para todos los contenidos de cal estudiados.
- A bajos niveles de deformación, la adición de cal también produce mejoras en el suelo estabilizado. El módulo de corte máximo, obtenido a partir de la medición de la velocidad de ondas S, crece con el contenido de cal y con el tiempo de curado. Este aumento de rigidez se produce de manera acelerada en el corto plazo, disminuyendo luego hacia un incremento leve cuando los tiempos de curado superan los 30 días.

- Para un contenido de cal y un tiempo de curado dados, la resistencia a la compresión simple es mayor en aquellas probetas curadas bajo la modalidad de “sistema abierto”. Esta diferencia de resistencia se atribuye al fenómeno de carbonatación de la cal, donde el producto resultante (carbonato de calcio) actúa como cementante entre los granos de suelo.
- Las probetas de suelo cal curadas bajo la modalidad de “sistema cerrado” exhiben también un aumento de resistencia con el tiempo de curado y el contenido de cal. Esto indica que además de la carbonatación, existen otros fenómenos que contribuyen al aumento de resistencia con el tiempo, entre los cuales se presume que predomina la denominada reacción puzolánica.
- El incremento de G_{max} con el contenido de cal y con el tiempo de curado en las probetas que tienen acceso a CO_2 y por lo tanto pueden carbonatar libremente es en promedio un 50% mayor respecto al desarrollado por las probetas que no pueden hacerlo. Esta conclusión ilustra la importancia relativa de los procesos de cementación dados por la carbonatación con respecto a la reacción puzolánica.
- El módulo de corte máximo obtenido mediante la medición de la velocidad de ondas S, presenta las mismas tendencias que los ensayos de compresión bajo las dos modalidades de curado realizadas. Por lo tanto, se deduce que este incremento de rigidez con el tiempo se debe en parte al fenómeno de carbonatación, y también a otros fenómenos presentes, entre los cuales predomina la reacción puzolánica.
- A los fines de incrementar la puzolanidad del loess se le incorporaron diferentes contenidos de cenizas volantes además de cal. Sin embargo, los resultados obtenidos no permitieron apreciar un incremento en la rigidez a pequeñas deformaciones y resistencia a la compresión simple. Por el contrario tanto la resistencia como la rigidez decrecieron con respecto al suelo cal sin cenizas. Este comportamiento se estima es consecuencia de que las cenizas, al ser casi esféricas, tienen un comportamiento eléctrico neutro y por lo tanto atenúan los efectos de doble capa y consecuente floculación.
- La succión capilar en la matriz de suelo es un fenómeno presente que también contribuye con la resistencia del suelo estabilizado. El suelo con

adición de cal ensayado en condición sumergida presenta un aumento de resistencia con el tiempo, por contrapartida el suelo sin estabilizar muestra una resistencia nula para la misma condición. Estos resultados reflejan que el grado de cementación y estructuración del esqueleto de suelo es significativo y se mantienen aún en condiciones de saturación postcementación.

Por otro lado, se derivan las siguientes conclusiones al adicionar fibras al suelo bajo estudio estabilizado con cal:

- La adición de fibras produce cambios en el comportamiento mecánico del suelo. Para el limo arenoso arcilloso sin adición de cal, la resistencia a la compresión simple aumenta con el contenido de fibras, pero a su vez, se aprecia una caída en la rigidez del mismo. Asimismo, el suelo con fibras se caracteriza por un comportamiento de tipo dúctil una vez que llega a la falla.
- Cuando se adiciona fibras al suelo estabilizado con cal se obtienen los mejores resultados en cuanto a comportamiento mecánico. La cal contribuye a elevar la rigidez y la resistencia, mientras que las fibras contribuyen en parte a la resistencia a la compresión, pero principalmente a la resistencia luego de haber alcanzado la falla. Por lo tanto, cal y fibras se complementan logrando así un material de características superiores.
- La contribución a la resistencia por parte de las fibras varía en función del contenido de cal. A mayor contenido de cal, menor es el aporte de resistencia por parte de las fibras. Para contenidos de cal superiores a 6% en peso, la inclusión de fibras prácticamente no contribuye a un aumento en la resistencia máxima, aunque sigue aportando mejoras en el comportamiento mecánico postpico.
- La relación entre el módulo de corte máximo y el contenido de fibras no resulta con tendencias tan definidas como sucede en el caso de la resistencia a la compresión simple. A bajos niveles de deformación, la rigidez se ve afectada por la fricción entre granos de suelo y fibras, por lo que es de esperar una disminución en la rigidez con el contenido de fibras. Sin embargo, la presencia de los productos de la cal actuando como cementantes modifican la rigidez intercontacto, ya sea entre granos de suelo o bien entre granos de

suelo y fibras. Este fenómeno resulta complejo y da lugar a una alta variabilidad en los resultados de ensayos experimentales.

8.3 CONTRIBUCIÓN DE LAS REACCIONES DESARROLLADAS POR LA ADICIÓN DE CAL

Los índices de actividad puzolánica obtenidos por el método propuesto por Luxán et al. (1989) ubican al suelo y al suelo con adición de cenizas volantes como materiales medianamente puzolánicos. Los resultados obtenidos indican que la reacción puzolánica es posible en el suelo bajo estudio. Por otro lado, se detectó un contenido óptimo de cal de 2,3%, por lo que en las probetas de suelo cal ensayadas con contenidos de cal superiores a este valor se dieron las condiciones para el desarrollo de la reacción puzolánica.

Con esta base, se realizaron ensayos de comportamiento mecánico a los fines de detectar el aporte de la reacción puzolánica. Para ello se compararon resultados de los ensayos del suelo estabilizado con cal con ensayos llevados a cabo en el suelo con adición de cenizas volantes y cal. Las conclusiones arribadas en esta etapa del trabajo se desarrollan a continuación:

- La adición de cenizas volantes produce una caída en el peso unitario máximo y un incremento en el contenido de humedad óptimo. Esta disminución en el peso unitario máximo al adicionar cenizas volantes se puede deber a la morfología de las cenizas, las cuales son esferas eléctricamente inertes, que pueden afectar el fenómeno de floculación de la fracción arcillosa del suelo, generando una matriz con menor densidad.
- El suelo con cenizas volantes presenta también un aumento de la resistencia con el tiempo de curado y con el contenido de cal. El aumento de resistencia con el tiempo está presente incluso en el suelo sin adición de cal, lo cual puede deberse a que las cenizas presentan óxido de calcio entre sus componentes.
- La resistencia a la compresión simple resulta superior en el limo arenoso arcilloso bajo estudio respecto al mismo suelo con adición de cenizas

volantes. Así también, se aprecia que a mayor contenido de cenizas volantes en el suelo menor es la resistencia alcanzada para un contenido de cal dado. Aparentemente, la adición de cenizas volantes no estaría contribuyendo a mejorar la resistencia del material sino lo contrario. Si bien en ambos casos la adición de cal produce un incremento en la resistencia del suelo, este incremento es más notorio en el suelo sin adición de cenizas volantes.

- La rigidez a bajos niveles de deformación aumenta con el contenido de cal y con el tiempo de curado para un contenido de cenizas volantes dado. El módulo de corte máximo disminuye con el contenido de cenizas volantes para un contenido de cal dado, siendo consistentes estos resultados con los obtenidos de los ensayos de compresión simple para los mismos suelos bajo estudio.
- Para todos los contenidos de cenizas volantes estudiados, la resistencia a la compresión simple alcanzada en las probetas curadas por sistema cerrado (sin acceso a dióxido de carbono) es menor a la resistencia de las probetas curadas en sistema abierto (con acceso a dióxido de carbono). Sin embargo, en ambos casos se observa que la resistencia aumenta con el tiempo de curado, de la misma forma observada en el suelo – cal. Asimismo en las probetas curadas bajo sistema cerrado la rigidez a bajas deformaciones resulta menor a la obtenida en probetas curadas bajo sistema abierto.
- La resistencia a la compresión disminuye cuando el suelo con cenizas volantes es ensayado en condición sumergida. Esta reducción de resistencia se debe principalmente a la supresión de los efectos de succión capilar en los poros de suelo, aunque también puede deberse a la disolución de ciertos compuestos cementantes presentes. Si bien la resistencia disminuye en condición sumergida, se sigue observando un incremento de la resistencia con el tiempo de curado, lo cual indica que el suelo estabilizado presenta estabilidad incluso bajo agua y que en el mismo se desarrollan compuestos que aportan a su resistencia en el tiempo.

En conclusión, los resultados de los ensayos realizados en probetas de suelo con adición de cenizas volantes mostraron las mismas tendencias que el suelo bajo estudio. Se esperaba que la adición de material puzolánico aumentara la resistencia

del suelo cal, sin embargo, se obtuvieron tendencias opuestas pero consistentes en todo el programa experimental.

Por otro lado, los ensayos de difracción de rayos X permitieron arribar a las siguientes conclusiones:

- Si bien el suelo presenta calcita entre sus componentes parentales, la fase correspondiente a este mineral aumenta al adicionar cal al suelo, lo que confirma la formación de este producto al adicionar cal al suelo. En las fotografías de microscopio confocal se aprecian pequeños calcretes de color blanquecino del orden de 0.1 mm de diámetro que se estima son productos de la carbonatación de la cal que no reaccionó con el loess.
- Se detecta que la fase de hidróxido de calcio disminuye con contenidos de cal mayores, lo que indica que la cal se consume formando nuevos productos que no son detectados por la difracción de rayos X, por su bajo grado de cristalinidad. Esta característica es usual en productos de la reacción puzolánica, como es el caso de los productos de la reacción del cemento portland, los cuales no son detectados a través de ensayos de difracción de rayos X debido a su estructura vítrea.

Por último, las imágenes analizadas con microscopio de barrido electrónico en el suelo estabilizado con cal mostraron la posible presencia de calcita e indicios de cementación en forma de fibras uniendo las partículas de suelo, lo cual es característico de productos silicatados generados por reacción puzolánica.

8.4 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION Y RECOMENDACIONES

La presente investigación nos acerca un poco más a un mejor entendimiento de las reacciones presentes en un suelo estabilizado con cal y el aporte que cada una realiza en el comportamiento mecánico. Se identificó tanto en términos de comportamiento mecánico como en observaciones microestructurales, la coexistencia de procesos de carbonatación y reacción puzolánica, los cuales a su vez coexisten con fenómenos de floculación generados por la interacción electroquímica entre la cal y el electrolito que

humecta las partículas. Del desarrollo de este trabajo, surgen una serie de aspectos cuyo estudio resulta de interés para futuros trabajos:

- Los ensayos mecánicos realizados evidencian indicios de reacción puzolánica, sin embargo, los mismos no pudieron constatarse mediante observación directa de imágenes de microscopio electrónico y/o confocal, ni detección de nuevos compuestos en difracciones de rayos X, esto último es consecuencia de la naturaleza vítrea de los silicatos productos de la reacción puzolánica. Para ello, se recomienda continuar la línea de investigación con ejecución de ensayos de identificación de minerales más avanzados, como la técnica de SEM- EDS.
- Si bien las cenizas volantes cuando poseen alto grado de finura constituyen un material puzolánico y por lo tanto se esperaba que contribuyeran a un aumento de resistencia, se demostró en este trabajo que su contribución no siempre es efectiva. El estudio de los fenómenos físicos químicos que ocurren en un suelo al adicionar cenizas volantes y cómo estos pueden verse afectados por la composición y granulometría de las cenizas constituye una línea de trabajo de gran interés que ha quedado fuera del presente trabajo.
- Por último, la adición de fibras y cal resulta ser una excelente combinación para el refuerzo de los loess compactados bajo estudio, el cual constituye un suelo característico y muy abundante en la región. Sería de interés estudiar con mayor detalle los contenidos óptimos de inclusión de fibras y adición de cal de manera de lograr un producto económico que pueda ser aplicado como material de refuerzo para suelos.

BIBLIOGRAFIA

Adami A. (2017). "Incremento de la rigidez con el tiempo de añejamiento en limos loessoides compactados". Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Ahmad F., Bateni F., Azmi M. (2010). "Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp 93-99.

Akbulut S., Arasan S., Kalkan E. (2007). "Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers". *Applied Clay Science*, Vol. 38, pp 23-32.

Akula P, Little D. (2020). "Analytical Tests to Evaluate Pozzolanic Reaction in Lime Stabilized Soils". *Journal MethodsX*.

Aldaood A., Bouasker M., Al-Mukhtar M. (2014). "Geotechnical properties of lime-treated gypseous soils". *Applied Clay Science*, Vol. 88-89, pp. 39-48.

Al-Mukhtar M., Abdelmadjid L., Alcover J. F. (2010). "Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20°C". *Applied Clay Science*, Vol. 50, pp. 191-198.

Al-Mukhtar M., Khattab S., Alcover J. F. (2012). "Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil". *Engineering Geology*, Vol. 139-140, pp. 17-27.

Al-Mukhtar M., Abdelmadjid L., Alcover J. F. (2014). "Lime consumption of different clayey soils". *Applied Clay Science*, Vol. 95, pp. 133-145.

Alonso E. E., Gens A. (1994). Keynote lecture: "On the Mechanical Behaviour of Arid Soils". *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils*, Londres, Editores P.G. Fookes y R.H.G. Parry, pp. 173–205.

Alrubaye A. J., Muzamir H., Fattah M. Y. (2016). "Engineering properties of clayey soil stabilized with lime". *ARNP Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 11, N° 4, pp. 2434-2441.

Al-Swaidani A., Hammoud I., Meziab A. (2016). "Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil". *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

American Society for Testing and Materials (1999). Norma ASTM D-6276: Standard Test method for using pH to estimate the soil-lime proportion requirement for soil stabilization.

American Society for Testing and Materials (2000). Norma ASTM D-4318: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Solids.

American Society for Testing and Materials (2000). Norma ASTM D-1140: Standard test methods for Amount of Material in soils finer than the No. 200 (75 µm) sieve.

American Society for Testing and Materials (2000). Norma ASTM D-854: Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer.

American Society for Testing and Materials (2005). Norma ASTM C-618: Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete.

American Society for Testing and Materials (2006). Norma ASTM D2166-06: Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.

American Society for Testing and Materials (2007). Norma ASTM D422-63: Standard test method for particle size analysis.

American Society for Testing and Materials (2016). Norma ASTM C311: Standard test methods for sampling and testing fly ash or natural pozzolans for use in Portland-cement concrete.

American Association of State Highway and Transportation Officials –AASHTO (2017). Norma AASHTO T-99: Standard Method of test for moisture-density relations using a 2.5kg rammer and a 305mm drop.

Anggraini V., Asadi A., Huat B. B. K., Nahazanan H. (2015). "Effects of coir fibres on tensile and compressive strength of lime treated soft soil". *Measurement*, Vol. 59, pp. 372-381.

Barine N. B., Kennedy C., Amgbara T. (2018). "Improvement of expansive problematic lateritic soils with fibre ash and lime as stabilizers". *International Journal of Engineering Technology Research & Management*, Vol 01, No. 11, pp. 10-18.

Barton M. E. (1994). "An Alternative Approach to the Understanding of the Collapse Mechanism in Desert Sands, Loess and other Collapsing Soils". *Proceedings of the 1st*

International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils, London U.K., P. G. Fookes & R. H. G. Parry (eds.), pp. 215–220.

Bell F. G. (1996). "Lime stabilization of clay minerals and soils". *Engineering Geology*, Vol. 42, pp. 223-237.

British Standard (1997). Norma BS 3892: Pulverised-fuel ash. Part 1: specification for pulverised fuel ash for use with Portland cement.

Bui Q. B., Morel J. C., Venkatarama Reddy B. V., Ghayad W. (2009). "Durability of rammed earth walls exposed for 20 years to natural weathering". *Building and Environment*, Vol. 44, pp. 912-919.

Cai Y., Shi B., Ng C.W.W., Tang C. S. (2006). "Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soils". *Engineering Geology*, Vol. 87, pp. 230-240.

Capdevila J. A. (2008). "Comportamiento Tensión-Deformación del Loess del Centro de Argentina en Campo y Laboratorio: Influencia de los Parámetros Estructurales". Tesis doctoral. I.S.B.N.: 978-987-05-6839-1.

Chemeda Y. C., Deneele D., Christidis G. E., Ouvrard G. (2015). "Influence of hydrated lime on the surface properties and interaction of kaolinite particles". *Applied Clay Science*, Vol. 107, pp. 1-13.

Cherian C., Arnepalli D. N. (2015). "A critical appraisal of the role of clay mineralogy in lime stabilization". *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Vol. 1, N° 8, pp. 1-20.

Ciancio D., Beckett C.T.S., Carraro J.A.H. (2014). "Optimum lime content identification for lime-stabilized rammed earth". *Construction and Building Materials*, Vol. 53, pp. 59-65.

Clare K. E., Cruchley A. E. (1957). "Laboratory experiments in the stabilization of clays with hydrated lime". *Geotechnique*, Vol. 7, pp. 97-111.

Clariá J. J., Rinaldi V. A. (2000). "Velocidad de onda en loess compactado e inalterado en estado de compresión confinada". *Memorias del XV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG)*, Buenos Aires, Argentina. Vol 1, pp 123-132.

Clariá J. J. y Vettorelo P. V. (2015). "Modeling of the Small Strain Shear Modulus on a Fiber Reinforced Sand". *Advances on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 6: Deformation Characteristics of Geomaterials, Proceedings of the Sixth International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Buenos Aires 2015*. Editorial: IOS Press. pp. 753 – 760.

Consoli N. C., Prietto D. M. P., Ulbrich A. L. (1998). "Influence of Fiber and Cement Addition on Behavior of Sandy Soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 24, No. 12, pp 1211-1214.

Consoli N. C., Montardo P. J., Prietto P. D. M., Pasa G. S. (2002). "Engineering Behavior of a Sand Reinforced with Plastic Waste". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 6, pp 462-472.

Consoli N. C., Heineck S. K., Casagrande M. D. T. (2003). "Large Strain Behavior of Polypropylene Fiber- Reinforced Sandy Soil". *Memorias del Soil and Rock America-*

12th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA.

Cuisinier O., Auriol J.C., Le Borgne T., Deneele D. (2011). "Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil". Engineering Geology, Vol. 123, pp. 187-193.

Dahale P. P., Nagarnaik P. B., Gajbhiye A. Y. (2016). "Effect of fly ash and lime on stabilization of expansive soil". I-manager's Journal of Civil Engineering, Vol. 6, N° 2, pp. 7-10.

Dang L. C., Fatahi B., Khabbaz H. (2016). "Behaviour of expansive soils stabilized with hydrated lime and bagasse fibres". Procedia Engineering, Vol. 143, pp. 658-665.

Davidson D. T., Sheeler J. B., Delbridge N. G. (1958). "Reactivity of four types of fly ash with lime". Highway Research Board Bulletin, Vol. 193, pp. 24-31.

Diambra A., Ibraim E., Muir Wood D., Russell A. R. (2010). "Fibre reinforced sands: Experiments and modeling". Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, pp 238-250.

Diamond S. (1964). "Rapid reaction of lime with hydrous alumina". Nature, Vol. 204, p. 183.

Diamond S., Kinter E. (1965). "Mechanism of soil.lime stabilization". Highway Research Record, N° 92, pp. 83-102.

Diamond S., Kinter E. (1966). "Adsorption of calcium hydroxide by montmorillonite and kaolinite". Journal of colloid and interface science, Vol. 22, pp. 240-249.

Diamond S., Kinter E. (1971). "Mecanismo de estabilización suelo cal". Publicación del Instituto Argentino de Cales y Triturados.

Dirección Nacional de Vialidad (1993). Norma VN-E5-93: Compactación de suelos.

Di Sante M., Fratalocchi E., Mazzieri F., Pasqualini E. (2014). "Time of reactions in a lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behaviour". *Applied Clay Science*, Vol. 99, pp. 100-109.

Donatello S., Tyrer M., Cheeseman C. R. (2010). "Comparison of test methods to assess pozzolanic activity". *Cement & Concrete Composites*, Vol. 32, pp. 121–127.

Eades J. L., Grim R. (1960). "Reactions of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization". *Highway Research Board Bull.* 262, pp. 51-63.

Eades J. L., Nichols F. P., Grim R. E. (1962). "Formation of new minerals with lime stabilization as proven by field experiments in Virginia". *Highway Research Board Bulletin* 335, pp. 31-39.

Eades J. L., Grim R. E. (1966). "A quick test to determine requirements for lime stabilization". *Highway Research Board Bulletin*, 139 (1966), pp. 61-72.

Gibbs H., Holland W. (1960). "Petrographic and Engineering Properties of Loess". *Engineering Monograph* N° 28. U.S. Bureau of Reclamation.

Glenn G. R., Handy R. L. (1963). "Lime clay mineral reaction products". Highway Research Record N° 29, pp. 70-82.

Goecker W. L., Moh Z. C., Davidson D. T., Chu T. Y. (1956). "Stabilization of fine and coarse grained soils with lime and fly ash admixtures". Highway Research Board Bulletin, Vol. 129, pp. 63-82.

Graves R. E., Eades J. L., Smith L. L. (1990), "Calcium Hydroxide Treatment of Construction Aggregates for Improved Cementitious Properties", Special Technical Publication 1135, ASTM, Philadelphia.

Gray D. H., Ohashi H. (1983). "Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 3, pp 335-353.

Gregory G. H. (2006). "Shear Strength, Creep and Stability of Fiber-Reinforced Soil Slopes". Thesis presented to the Faculty of the Graduate College of the Oklahoma State University, USA.

Guney y., Sari D., Cetin M., Tuncan M. (2007). "Impact of cyclic wetting-drying on swelling behavior of lime-stabilized soil". Building and Environment, Vol. 42, pp. 681-688.

Harichane K., Ghrici M., Kenai S. (2012). "Effect of the combination of lime and natural possolana on the compaction and strength of soft clayey soils: a preliminary study". Environmental Earth Sciences, Vol. 66, N° 8, pp. 2197-2205.

Hataf N., Rahimi M.M. (2006). "Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds". Construction and Building Materials, Vol. 20, pp 910-916.

Herrin M., Mitchell H. (1961). "Lime-soil mixtures". Highway Research Board Bull. 304, pp. 99-138.

Herzog A., Mitchell H. (1961). "Lime-soil mixtures", segunda edición, 304, pp. 99-121.

Herzog A., Mitchell J. K (1963), "Reactions Accompanying Stabilization of Clay with Cement", Highway Research Record, No. 36, pp 146-171.

Hilt G. H., Davidson D. T. (1960). "Lime fixation in clayey soils". Highway Research Bulletin 262, pp. 20-32.

Hilt G., Davidson D. T. (1961). "Isolation and investigation of a lime-montmorillonite crystalline reaction product" Highway Research Board Bull. 304, pp. 51-64.

Hotineaunu A., Bouasker M., Aldaood A. Al-Mukhtar M. (2015). "Effect of freeze-thaw cycling on the mechanical properties of lime-stabilized expansive clays". Cold Regions and Technology, Vol. 119, pp. 151-157.

Ibraim E., Fourmont S. (2006). "Behavior of Sand Reinforced With Fibres". Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis. Geotechnical Symposium in Roma.

Ibraim E., Diambra A., Muir Wood D., Russell A. R. (2010). "Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading". Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, pp 374-385.

Ibraim E., Diambra A., Russell A. R., Muir Wood D. (2012). "Assessment of laboratory sample preparation for fibre reinforced sands". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 34, pp 69-79.

Jadhao D. P., Nagarnaik P. B. (2008). "Influence of Polypropylene Fibers on Engineering Behavior of Soil-Fly Ash Mixtures for Road Construction". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 13.

Jafari M., Esna-ashari M. (2012). "Effect of waste tire cord reinforcement on unconfined compressive strength of lime stabilized clayey soil under freeze-thaw condition". *Cold regions Science and Technology*, Vol. 82, pp. 21-29.

Jan M. A., Walker R. D. (1963). "Effect of lime, moisture, and compaction on a clay soil". *Highway Research Record*, N° 29, pp. 1-12.

Khattak M. J., Alrashidi M. (2006). "Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil-cement mixtures". *The International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 7, No. 1, pp 53-62.

Kumar A., Walia B. S., Mohan J. (2006). "Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay". *Construction and Building Materials*, Vol. 20, pp 1063-1068.

Lee J.S., Santamarina J. C. (2005). "Bender elements: performance and signal interpretation". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 9, pp. 1063-1070.

Le Runigo B., Ferber V., Cui Y.J., Cuisinier O., Deneele D. (2011). "Performance of lime-treated silty soil under long-term hydraulic conditions". *Engineering Geology*, Vol. 118, pp. 20-28.

Li J., Ding D.W. (2002) "Nonlinear elastic behavior of fiber-reinforced soil under cyclic loading". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, No. 22, pp 977-983.

Li J., Tang C., Wang D., Pei X., Shi B. (2014). "Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength". *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 6, pp 133-137.

Little D. N., Scullion T., Kota P., Bhuiyan J. (1994), "Identification of The Structural Benefits of Base and Subgrade Stabilization", Research Report 1287-2F, FHWA, U. S. Department of Transportation, And The Texas Department of Transportation.

Little D. N. (1996). "Assessment of In Situ structural properties of lime-stabilized clay subgrade". *Transportation Research Record*, N° 1546, pp. 13-23.

Little D. N. (1999). "Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates. Volume 1: Summary of Findings". Artículo preparado para la National Lime Association.

Liu J., Hou T., Luo Y. (2018) "Unconfined compressive strength of synthetic cotton fibers reinforced soil". *Journal of Hydroelectric Engineering*, Vol. 37, No. 2, pp. 12-21.

Locat J., Bérubé M. A., Choquette M. (1990). "Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp. 294-304.

Locat J., Tremblay H., Leroueil S. (1996). "Mechanical and hydraulic behavior of a soft inorganic clay treated with lime". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 654-669.

Lund O. L., Ramsey W. J. (1959). "Experimental lime stabilization in Nebraska". Highway Research Board Bulletin, Vol. 231, pp. 24-59.

Luttenegger A. J., Saber R. T. (1987). "Pore structure in loess using mercury porosimetry". Engineering Aspects of Soil Erosion, Dispersive Clays and Loess, ASCE, Geotechnical Special Publication, N° 10, pp. 115–128.

Luxán M. P., Madruga F., Saavedra J. (1989). "Rapid evaluation of pozzolanic activity of natural products by conductivity measurement". Cement and Concrete Research, Vol. 19, pp. 63-68.

Makki-Szymkiewicz L., Hibouche A., Taibi S., Herrier G., Lesueur D., Fleureau J.M. (2015). "Evolution of the properties of lime-treated silty soil in a small experimental embankment". Engineering Geology, Vol. 191, pp. 8-22.

Marandi S. M., Bagheripour M. H., Rahgozar R., Zare H. (2008). "Strength and Ductility of Randomly Distributed Palm Fibers Reinforced Silty-Sand Soils". American Journal of Applied Sciences, Vol. 5, No. 3, pp 209-220.

McCarter W., Tran D. (1996). "Monitoring pozzolanic activity by direct activation with calcium hydroxide". Construction and Building Materials. Vol. 10, N° 3, pp. 179-184.

McCarthy M. J., Csetenyi L. J., Sachdeva A., Dhir R. K. (2012). Identifying the role of fly ash properties for minimizing sulfate-heave in lime-stabilized soils". Fuel Journal, Vol. 92, pp. 27-36.

McCarthy M. J., Csetenyi L. J., Sachdeva A., Dhir R. K. (2014). "Engineering and durability properties of fly ash treated lime-stabilized sulphate-bearing soils". *Engineering Geology*, Vol. 174, pp. 139-148.

McCarthy M. J., Dyer T. D. (2019). Capítulo "Pozzolans and Pozzolanic Materials". Libro "Lea's Chemistry of Cement and Concrete", 5a edición, Editorial Elsevier, pp. 363-467.

Metelková Z., Bohác J., Prikryl R., Sedlarova I. (2012). "Maturation of loess treated with variable lime admixture: pore space textural evolution and related phase changes". *Applied Clay Science*, Vol. 61, pp. 37-43.

Michalowski R. L., Cermak J. (2003). "Triaxial Compression of Sand Reinforced with Fibers". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 2, pp 125-136.

Mitchell J. K., Hooper D. R. (1961). "Influence of time between mixing and compaction on properties of a lime stabilized expansive clay". *Highway Research Board Bull.* 304, pp. 14-31.

National Lime Association (2004). "Manual de Estabilización de suelo tratado con cal". Boletín 326.

Nieva P., Francisca F. (2007). "On the permeability of compacted and stabilized loessical silts in relation to liner system regulations". *International Congress on Development, Environment and Natural Resources: Multi-level and Multi-scale Sustainability*, Cochabamba, Bolivia, pp. 69-77.

Park S. S. (2009). "Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp 162-166.

Patel A., Singh D. N., Singh K. K. (2010). "Performance analysis of piezo-ceramic elements in soils". *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 28, pp. 681-694.

Payá J., Borrachero M. V., Monzó J., Peris-Mora E., Amahjour F. (2001). "Enhanced conductivity measurement techniques for evaluation of fly ash pozzolanic activity". *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, pp. 41-49.

Plé O., Lê T. N. H. (2012). "Effect of polypropylene fiber-reinforcement on the mechanical behavior of silty clay". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 32, pp 111-116.

Prabakar J., Sridharb R. S. (2002). "Effect of Random Inclusion of Sisal Fibre on Strength Behaviour of Soil". *Construction and Building Materials*, Vol. 16, pp 123-131.

Quintana Crespo E., Redolfi E., (2001). "Evaluation of pozzolanic activity of Pampean Loess". XV International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Estambul, Turquía.

Quintana Crespo E. (2005). "Relación entre las propiedades getoécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos". Tesis Doctoral, Editorial Universitas, Córdoba, Argentina.

Reginatto A., Ferrero J. C. (1973). "Collapse potential of soils and soil-water chemistry". VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú Rusia, Vol. 2.2, pp. 177–183.

Ricci J. C. (1996). "El loess de Río Tercero y el probable origen de los mallines (Córdoba)". Tercera Jornada Geológica Argentina, Bahía Blanca.

Rinaldi V. A., Rocca R. J., Zeballos M. E. (2007). "Geotechnical characterization and behaviour of Argentinean collapsible loess". Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan, Phoon. Ed. Hight & Leroueil, Londres.

Roberts H. M. (2019). Capítulo 5 "Loess" del Libro "Aeolian Geomorphology", Editorial John Wiley and Sons Ltd.

Rocca R. J. (1985). "Review of collapsible soils". Report. U.C. Berkeley.

Rocca R. J., Redolfi E. R., Terzariol R. E. (2006). "Características geotécnicas de los loess de Argentina", Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6, N° 2, pp. 149-166.

Sivakumar Babu G.L., Chouksey S. K. (2011) "Stress–strain response of plastic waste mixed soil". Waste Management, Vol. 31, pp 481-488.

Sivakumar Babu G. L., Vasudevan A. K. (2008). "Strength and Stiffness Response of Coir Fiber-Reinforced Tropical Soil". Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 20, No. 9, pp 571-577.

Sloan R. L. (1964). "Early reaction determination in two hydroxide-kaolinite systems by electron microscopy and diffraction". First Ann. Meeting, Clay Minerals Society, Madison Wisconsin.

Sobhan K., Mashnad M. (2002). "Tensile Strength and Toughness of Soil–Cement–Fly-Ash Composite Reinforced with Recycled High-Density Polyethylene Strips". *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 14, No. 2, pp 177-184.

Taallah B., Guettala A. (2016). "The mechanical and physical properties of compressed earth block stabilized with lime and filled with untreated and alkali-treated date palm fibers". *Construction and Building Materials*, Vol. 104, pp. 52-62.

Tang C., Shi B., Gao W., Chen F., Cai Y. (2007). "Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, pp 194-202.

Taylor W. H. Jr., Arman A. (1960). "Lime stabilization using preconditioned soils". *Highway Research Board Bull.* 262, pp. 1-19.

Teruggi M., (1957). "The nature and origin of Argentine Loess". *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol. 27, N° 3, pp. 322-332.

Teruggi M. E., Imbellone P. A. (1992). "Loess deposits and paleosoils of the Argentine Pampa", E. Derbyshire Ed. "Loess and the Argentine Pampa". Leicester U., *Ocasional Paper* 23, pp. 6-11.

Thompson, M. R (1968). "Lime-Treated Soils for Pavement Construction". *Journal of The Highway Division Proceedings of The American Society of Civil Engineers*, HW2, pp. 191-217.

Tungsheng Liu (1985). "Loess and the environment". China Ocean Press, Beijing.

Vettorelo P. V. y Clariá J. J. (2012). "Arenas reforzadas con fibras sintéticas. Variación del comportamiento con la compacidad", Memorias del XXI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Rosario, Santa Fe, Argentina. ISBN: 978-987-28643-0-9.

Vettorelo P. V. y Clariá J. J. (2014). "Arenas reforzadas con fibras: eficiencia del refuerzo en función de la compacidad". Memorias del IV Congreso Suramericano de Ingenieros Jóvenes Geotécnicos y XIV Congreso Colombiano de Geotecnia, Bogotá, Colombia. ISBN: 978-958-98770-6-7.

Vettorelo P. V. (2015). "Arenas reforzadas con fibras: comportamiento mecánico e interpretación a nivel micro". Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

Vincent R. D., Mateos M., Davidson D. T. (1961). "Variation in pozzolanic behavior of fly ashes". American Society for Testing Materials Proceedings.

Wang J. W., Mateos M., Davidson D. T. (1963). "Comparative effects of hydraulic, calcitic, and dolomitic limes and cement in soil stabilization". Highway Research Record, N° 29, pp. 42-54.

Wang Y., Cui Y.J., Tang A. M., Tang C.S., Benahmed N. (2016). "Changes in thermal conductivity, suction and microstructure of a compacted lime-treated silty soil during curing". Engineering Geology, Vol. 202, pp. 114-121.

Wang Y., Guo P., Li X., Lin H., Liu Y., Yuan H. (2019) "Behavior of fiber-reinforced and lime-stabilized clayey soil in triaxial tests". Applied Sciences, Vol. 9, No. 5.

Wild S., Arabi M., Leng-Ward G. (1986). "Soil-lime reaction and microstructural development at elevated temperatures". *Clay minerals*, Vol. 21, pp. 279-292.

Wolfe R. E., Allen J. R. (1964). "Laboratory evaluation of lime treatment of typical Minnesota Soils". Minnesota Dept. of Highway, Final Rept. of Invest. N° 601.

Woods K. B., Yoder E. J. (1952). "Stabilization with soil lime, or calcium chloride as and admixture". *Proceedings of Conference on Soil Stabilization*, M. I. T., pp. 3-19.

Zhang M. X., Javadi A. A., Min X. (2006) "Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, pp 201-209.

Zhang Y., Daniels J. L., Cetin B., Baucom I. K. (2020). "Effect of Temperature on pH, Conductivity, and Strength of Lime-Stabilized Soil". *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 32, No. 3.