

Tesis de grado en Ingeniería Civil

**RIGIDEZ A BAJA DEFORMACIÓN
DE MUESTRAS DE SUELO-CEMENTO
MEDIANTE MÉTODOS DIRECTOS DE
MEDICIÓN**

Autor:

Tomás Alejandro Laría

Tutor de Tesis:

Ing. Alejo O. Sfriso

Co-Tutor de Tesis:

Ing. Mauro Codevilla



**FACULTAD
DE INGENIERIA**

Universidad de Buenos Aires

Laboratorio de Mecánica de Suelos
Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamento de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – UBA

Tesis de grado en Ingeniería Civil

**RIGIDEZ A BAJA DEFORMACIÓN
DE MUESTRAS DE SUELO-CEMENTO
MEDIANTE MÉTODOS DIRECTOS DE
MEDICIÓN**

Autor:

Tomás Alejandro Laría

Tutor de Tesis:

Ing. Alejo O. Sfriso

Co-Tutor de Tesis:

Ing. Mauro Codevilla

Firma del autor:

Firma del tutor:

Firma del co-tutor:

Aceptada por:

Fecha: Octubre 2012



Laboratorio de Mecánica de Suelos
Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamento de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – UBA

1	INTRODUCCIÓN	5
2	EL SUELO-CEMENTO	6
	2.1 Generalidades	6
	2.2 Propiedades de los suelos-cemento y factores que las controlan	6
	2.3 Aplicaciones	8
3	FENÓMENOS QUÍMICOS Y RIGIDEZ	10
	3.1 Introducción	10
	3.2 Tamaño de partícula y proporciones de la mezcla de suelos cemento	10
	3.3 El suelo y la química del agua de poro	10
	3.4 Naturaleza química del cemento	11
	3.5 Esquema de la reacción	11
	3.6 Factores que afectan la rigidez y la resistencia	14
	3.7 Propiedades del suelo <i>in situ</i>	14
	3.8 Condiciones de manufactura	15
	3.9 El ambiente de curado	15
	3.10 Resistencia a largo plazo	15
	3.11 Características de los suelos cemento a bajas deformaciones	16
	3.12 Conclusiones	18
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	20
	4.1 Caracterización de los materiales	20
	4.2 Moldeo de probetas	20
	4.3 Condiciones de ensayo	21
	4.4 Calibración del instrumental de medición	22
	4.5 Preparación del ensayo	23
	4.6 Estimación de la rigidez inicial de las muestras	24
	4.7 Resistencia a compresión simple	25
5	RESULTADOS	26
	5.1 Rigidez inicial	26
	5.2 Dependencia de la rigidez inicial con el contenido de cemento	26
	5.3 Análisis de la dependencia de la rigidez inicial con el tiempo	27
	5.4 Resistencia a compresión simple (UCS)	28
6	Aplicación a pavimentos flexibles con rigidez invertida	30
	6.1 Introducción y definición de pavimentos de rigidez invertida	30
	6.2 Modelización numérica	31
	6.3 Resultados	32
7	CONCLUSIONES	34
8	APÉNDICE	35
	8.1 Ensayos Proctor	35

8.2	Calibración del instrumental	38
8.3	Ensayos de Rigidez medidos con medición local de deformaciones.	38
9	REFERENCIAS	51
9.1	Referencias bibliográficas	51
9.2	Normas referenciadas y consultadas	52

1 INTRODUCCIÓN

En términos viales, la estabilización de suelos es el conjunto de técnicas orientadas a lograr una mejora en las propiedades de los suelos para mejorar su respuesta augurando que los efectos perduren en el tiempo. Las propiedades que más comúnmente se buscan controlar son: la resistencia al corte, la estabilidad volumétrica, la rigidez, la durabilidad y la permeabilidad.

Existen distintas técnicas de estabilización, que pueden agruparse en aquellas que modifican las características físicas y las que modifican las características químicas de los suelos.

En el primer tipo, el ejemplo más común es la compactación mecánica, en la que se disminuye la relación de vacíos mediante la aplicación de energía de compactación, con lo que se logra un suelo más denso, más estable y con menor permeabilidad. La compactación puede ayudarse con aditivos que producen cambios en la tensión superficial y la presión de vapor del agua, de forma tal que se logra mantener humedad constante por tiempos prolongados. Ejemplo de agentes estabilizantes son las sales neutras, como el cloruro de sodio o cloruro de calcio.

La estabilización química apunta a cambiar las propiedades físicas y mecánicas mediante la incorporación de productos que pueden tener efectos iónicos o cementíceos. Los ejemplos más comunes de estos productos son la cal y el cemento Portland. Los principales efectos de este tipo de estabilización son el aumento de la estabilidad volumétrica y una reducción de la plasticidad de los suelos finos. En aquellas arcillas que tengan en su composición sílice y alúmina activa, la estabilización se da a través de reacciones puzzolánicas con el agente cementante agregado; esto provoca un aumento adicional en la resistencia y la rigidez de la mezcla.

Los suelos de la región pampeana son depósitos eólicos y fluviales que tienen una fracción limo-arcillosa predominante. Poseen una fracción puzzolánica producida por los depósitos de cenizas que ocurrieron durante períodos de gran actividad volcánica andina, a finales de la era terciaria y comienzos de la cuaternaria. Estos agentes cementíceos controlan el grado de las reacciones que pueden darse entre estos suelos y los estabilizantes, lo que permite lograr importantes cambios en la

resistencia y rigidez con adiciones modestas de cal o cemento. Este es el principio de funcionamiento de los suelos-cemento fabricados con suelos de la Formación Pampeano.

El suelo-cemento tiene muchas aplicaciones en la que su propiedad controlante es el módulo de elasticidad a baja deformación, tales como las estructuras viales, los rellenos para fundaciones de máquinas, y otros.

El objetivo de esta tesis es medir la relación entre la compactación, el contenido de cemento, la edad y el módulo de elasticidad de muestras de suelo-cemento.

Este trabajo se enmarca en una serie de investigaciones del Laboratorio de Mecánica de Suelos (LMS) sobre suelos de la Formación Pampeano [1], [2], [3] y [4]. En particular, una tesis de grado efectuó estudios similares a los que se presentan en esta tesis [4]. En aquel trabajo, la evolución de la rigidez con el tiempo se midió con técnicas indirectas, empleando pulsos de ondas mecánicas de alta frecuencia. En esta tesis se cambió la técnica por otra más precisa y repetible: el empleo de mediciones axiales estáticas mediante un Transformador Diferencial de Variación Lineal (LVDT).

La organización de esta tesis es como sigue:

En el Capítulo II se describe el suelo-cemento y se analizan sus propiedades físicas y mecánicas en función del contenido de cemento. En el Capítulo III se describen en detalle las reacciones químicas que se producen en el suelo cuando es tratado con productos cementíceos. Las propiedades mecánicas de los suelos-cemento para el rango de baja deformación se analizan en el Capítulo IV. En el Capítulo V se presenta el programa experimental ejecutado en este trabajo, y se lo integra con los trabajos anteriores [1], [2], [3] y [4]. Finalmente, las conclusiones se presentan en el Capítulo VI.

2 EL SUELO-CEMENTO

2.1 Generalidades

El suelo-cemento es una mezcla cuyos componentes son el cemento Portland, agua común y suelo. Esta mezcla da por resultado un material que, con el tiempo, desarrolla una resistencia y rigidez muy superior a la del suelo de origen, así como también un descenso en la permeabilidad.

La dosificación de los suelos-cemento depende de las propiedades que se deseen obtener, de forma tal que se denominan suelos estabilizados con cemento (usualmente suelos-cemento) a aquellas mezclas cuyo contenido de cemento se encuentra entre un 4% y un 30% (en peso seco). En cambio, se denominan suelos mejorados o tratados con cemento a aquellas mezclas que presentan contenidos de cemento menores al 3%.

Las propiedades de los suelos-cemento dependen del contenido y tipo de cemento, el contenido de agua, el proceso de mezclado, la granulometría de la mezcla y el tiempo de curado.

Los suelos-cemento han sido utilizados para variadas aplicaciones en la construcción. Por lo general su utilización es común en fundaciones, sub-bases de pavimentos o estructuras de contención.

2.2 Propiedades de los suelos-cemento y factores que las controlan

Las propiedades de los suelos-cemento dependen básicamente de cuatro factores: i) El tipo de suelo utilizado; ii) las proporciones de cemento, agua y aditivos químicos; iii) la calidad del mezclado; y iv) las condiciones ambientales del curado. Cada uno de los cuatro factores que se analizan a continuación para el caso de los suelos-cemento fabricados con suelos de la Formación Pampeano.

2.2.1 Suelos

Las propiedades de un suelo-cemento dependen en gran medida de las propiedades físicas y químicas del suelo que se emplee en su fabricación.

Siko Koygo Ltd [5] midió la resistencia a la compresión simple de diferentes mezclas de suelos con cemento. Obtuvo que la resistencia

de los suelos granulares entre valores que van de 500kPa a 3000kPa para contenidos de cemento entre el 10% y el 20%, mientras que para suelos cohesivos, el rango medido fue de 500kPa a 1000kPa para contenidos de cemento entre 10% y 20%.

Por su parte, Terashi [6] estudió las propiedades de suelos-cemento para distintos suelos, analizando los minerales que componían las arcillas, su capacidad de intercambio catiónico, la cantidad de sílice y alúminas solubles, la distribución de los tamaños de las partículas, el pH del agua de poros, el contenido de materia orgánica, el contenido de agua y los límites de plasticidad. La conclusión de este trabajo es que la composición química de las partículas influye en las reacciones que se producen con el cemento. Por ejemplo, los suelos que presentan mayor contenido de materia orgánica presentan retardos en el proceso de fraguado; suelos con presencia de sulfatos pueden causar hinchamientos o reducción en la capacidad de carga.

En el caso de los suelos del Pampeano, su alta resistencia y rigidez en estado natural es consecuencia de la cementación y los altos grados de preconsolidación que puede llegar a presentar.

Sin embargo, el amasado que sufre el suelo durante la fabricación del suelo-cemento produce la ruptura de las uniones entre partículas, con lo que los beneficios de la cementación natural y la preconsolidación se pierden, al menos parcialmente. Así, el material se comporta como un limo de baja plasticidad, y la cementación natural sólo beneficia las reacciones puzzolánicas de la mezcla con cemento.

Entre los suelos del Pampeano hay algunos que tienen índices de plasticidad altos y por lo tanto, no son buenos para la fabricación de suelo-cemento. En efecto, en los suelos con índice de plasticidad elevado se facilita la formación de grumos durante el mezclado, los que, durante la compactación, se deshacen dejando sectores con menor resistencia que la de diseño. Además, los suelos con índice de plasticidad más alto consumen más agente cementante en la desactivación de sus minerales arcillosos [7], lo que a su vez redundaría en un consumo superior de cemento para la obtención de las propiedades mecánicas que hayan sido especificadas.

La distribución granulométrica de la fracción gruesa de los suelos también afecta el

desempeño de las mezclas de suelo-cemento. En efecto, los suelos con granulometrías bien graduadas dan como resultado mezclas de suelo-cemento de mayor resistencia que aquellos fabricados con suelos en los que el contenido de finos es predominante. Por lo tanto, las mezclas de suelo-cemento fabricadas con suelos de la Formación Pampeano mejoran con el agregado de una cierta fracción de arena y con la existencia de clastos cementados duros que resisten el mezclado del suelo con el cemento.

2.2.2 Cemento, agua y aditivos químicos

La mezcla de suelo, agua y cemento tiene un volumen que es entre un 15% y un 50% mayor que el suelo no tratado. Aún sin tener en cuenta los procesos químicos que ocurren, es evidente que las propiedades físicas y químicas del cemento empleado, del agua y de los eventuales aditivos químicos tiene una influencia importante en el producto que se obtiene.

El contenido de humedad al momento de la compactación influye en gran manera sobre las propiedades finales de la mezcla. Un mayor contenido de agua facilita la trabajabilidad y el curado, pero modifica la relación agua-cemento, aumenta la relación de vacíos y produce presiones neutras durante la compactación. Todos estos fenómenos reducen la resistencia y rigidez del material final [8].

No existen muchas restricciones en cuanto al tipo de cemento a utilizar para elaborar suelo-cemento. Por lo general, se opta por el cemento más económico. Existen, sí, algunas recomendaciones que deben ser tenidas en cuenta cuando se escoge un tipo de cemento: por ejemplo, si los suelos que se tratan tienen alto contenido de sulfatos, es aconsejable la utilización de un cemento MRS (moderada reacción a los sulfatos). También el factor climático puede llevar a escoger cementos ARI (alta resistencia inicial) para suelos-cemento fabricados y colocados en climas fríos.

Las mejores aguas para la fabricación de suelo-cemento son aquellas con pH no muy ácido, y con baja cantidad de álcalis y de materia orgánica. En suelos orgánicos, la acidez puede inhibir las reacciones de hidratación del cemento, por lo que aditivos que fomenten la formación de enlaces, pueden ser efectivos [9]. También es común el uso de moderadas

cantidades de bentonita en mezclas de suelo-cemento para lograr una mejor trabajabilidad, sobre todo en suelos con fracción granular importante.

La gran cantidad de variables que afectan la elaboración de los suelos-cemento pone de relieve la importancia de los ensayos de laboratorio para el diseño y control de producción de las mezclas.

2.2.3 Eficiencia en el mezclado

La calidad del mezclado en campo depende de factores tales como la maquinaria, las distancias de transporte, los tipos de suelo y el diseño de la mezcla.

La prolongación del tiempo transcurrido entre el mezclado del suelo-cemento y la compactación es contraproducente para la resistencia final de la mezcla [9], ya que durante ese lapso hay pérdida de humedad por intercambio con el ambiente y por reacciones con el suelo no tratado. La pérdida de resistencia es mayor cuando aumenta el contenido de cemento en la mezcla y cuando el ambiente tiene baja humedad.

Uno de los datos importantes a tener en cuenta es que la calidad del mezclado logrado en las obras nunca alcanza a la calidad obtenida en laboratorio; es por esto que las resistencias que se miden en testigos recuperados in-situ son generalmente menores – y pueden ser mucho menores – a las que se registran en los estudios de diseño de mezclas del laboratorio.

2.2.4 Condiciones y períodos de curado

La resistencia de los suelos-cemento aumenta con el tiempo a una tasa decreciente. La resistencia aumenta considerablemente durante los primeros veinte días, más allá de lo cual continúa creciendo, aunque de forma más lenta [11].

Las condiciones a las que esté expuesto el suelo-cemento durante este tiempo serán importantes. Factores como temperatura y humedad son vitales para que las reacciones cementíceas dentro de la mezcla se desarrollen de manera satisfactoria.

En general, las prevenciones para el curado de las mezclas de suelo-cemento son similares a las del curado del hormigón estructural: control de la pérdida de humedad, limitación de la exposición a corrientes de aire; limitación de la

amplitud térmica en los períodos iniciales del curado.

2.3 Aplicaciones

2.3.1 Carpetas de rodamiento

El suelo-cemento puede ser utilizado como capa de rodamiento. Como su capacidad de resistir esfuerzos abrasivos es limitada, es muy importante conocer la demanda de tránsito a la que será expuesto, puesto que esta determina la dosificación de cemento.

Los suelos mejorados o tratados con cemento (contenidos menores al 3%) se utilizan para explanadas de muy baja demanda de tránsito [12]. Se busca en estos casos lograr una mayor estabilidad volumétrica frente a los cambios de humedad.

Los suelos-cemento con mayores contenidos de cemento son utilizados como superficies de rodamientos de caminos que si bien presentan mayor demanda de tráfico, se mantienen dentro de valores bajos, tales como los caminos rurales [12]. Este tipo de estructuras son en general pavimentos unicapa, aunque el uso de suelo-cemento combinado con estabilizados granulares – ripio – presenta ventajas adicionales en cuanto a durabilidad y capacidad de servicio para tránsito pesado. Para estas aplicaciones, las dosificaciones tienen un contenido de cemento entre el 10 y el 20% [12]. Generalmente se adoptan contenidos cercanos al primer valor.

Para el caso particular de los suelos de la Formación Pampeano, es común el agregado de arena a la mezcla para lograr una mayor durabilidad, propiedad crítica para el diseño de caminos.

2.3.2 Sub-bases

La utilización de suelo-cemento en carreteras de tráfico pesado y frecuente se limita a la elaboración de sub-bases, tanto para pavimentos rígidos como para pavimentos flexibles. Las sub-bases de suelo-cemento son muy frecuentes en las obras viales, ya que proporcionan una superficie estable y resistente con un costo conveniente.

En los pavimentos rígidos, la ventaja principal del suelo-cemento, al ser comparada con un suelo fino compactado, es que el primero evita el bombeo de los suelos de la sub-base [12]. El bombeo ocurre en los bordes de las losas que forman los pavimentos rígidos

cuando los vehículos pesados deforman las placas y eyectan, a través de las juntas, suelo mezclado con agua.

Si bien la implementación de subbases de suelo-cemento en pavimentos rígidos permite disminuir el tamaño de los paquetes estructurales que soporta, su utilización no es eficiente para este propósito ya que resulta antieconómico.[12]

En pavimentos flexibles, la función de las bases de suelo-cemento es distribuir de forma eficiente las cargas que ocurren sobre las carpetas de rodamiento, de forma tal que las capas de suelo que se encuentran debajo puedan soportarlas. Se logra así mayor capacidad de carga en la estructura de los pavimentos. En la Figura 2-1 se muestra la construcción de una sub-base para un pavimento rígido.



Figura 2-1. Construcción de una sub-base para un pavimento rígido.

Por otro lado, los suelos-cemento poseen una tendencia a la fisuración que puede afectar las capas superiores de pavimentos flexibles. Aunque inevitables, estos procesos se pueden controlar mediante una adecuada dosificación y curado durante el fragüe.

2.3.3 Mejoramiento en fundaciones

El uso de suelo-cemento en fundaciones ha sido muy difundido en Japón [13] y muchas veces este tipo de técnicas se implementa para la estabilización de suelos a grandes escalas como es el caso de muros de contención, rompeolas, obras de abrigo en puertos, etcétera. En la Figura 2-2 se pueden observar paneles modulares típicos utilizados como revestimiento para rompeolas.



Figura 2-2. Paneles de suelo-cemento para revestimientos

Las fundaciones tratadas con suelo-cemento se comportan y asimilan como parte de la estructura enterrada, con el fin de transferir las cargas superficiales a estratos más profundos. Existen distintos tipos de fundaciones tratadas con suelo-cemento: están los casos en los que se trata todo un volumen de manera uniforme, con lo que se logra un importante bloque monolítico para la fundación de estructuras; en otros casos, solo se tratan algunos sectores, con lo que se obtienen tratamientos mixtos del terreno conocidos como fundaciones celulares. También es común el diseño de columnas de suelo-cemento que soportan cargas y las transfieren a estratos más profundos, en general funcionando como inclusiones rígidas en suelos menos competentes.

El uso de suelo-cemento en la estabilización de fundaciones excede el marco de la transferencia de cargas se utiliza también en revestimientos, muros de contención, terraplenados y tanques.

Los procedimientos para el diseño de fundaciones con suelo-cemento consideran en general que el suelo tratado es un bloque rígido asimilable a un muro o a una presa de gravedad. El procedimiento de cálculo es el siguiente: i) se analiza la estabilidad de la superestructura, en orden de definir las cargas que serán transmitidas al suelo-cemento; ii) Se verifica la estabilidad de las cargas externas sobre el bloque de suelo-cemento, y se verifica no haya deslizamiento, volcamiento o hundimiento; iii) Se estudia la estabilidad interna del bloque, mediante el análisis de fallas de corte o por esfuerzos de compresión; y iv) Se verifica que los desplazamientos y deformaciones en el suelo-cemento, así como en la superestructura, sean admisibles y compatibles con el destino de la obra. Para diseños de mejoras celulares

también debe verificarse el riesgo de extrusión de los suelos no tratados bajo diferentes estados de carga [14].

2.3.4 Barreras hidráulicas

La permeabilidad de los suelos-cemento está en el orden de 10^{-5} a 10^{-8} cm/s, dependiendo del tipo de suelo empleado y el contenido de cemento. El suelo-cemento puede ser entonces utilizado en la construcción de muros colados para barreras hidráulicas y refuerzos de terreno.

La barrera impermeable debe ser continua, por lo es importante el control de construcción de los paneles, su continuidad en planta y la minimización de su fisuración. La geometría de las barreras es siempre vertical, con espesores que frecuentemente están en el rango entre 0.5m y 1.0m y profundidades de hasta 40 metros [15].

2.3.5 Soportes para excavaciones

Los suelos-cemento se emplean para contenciones, en general bajo la técnica de "soil-mixing". Se combinan con vigas de acero para crear muros de contención temporarios. Las vigas de acero soportan los esfuerzos flexores y de corte, mientras que el suelo-cemento redistribuye los empujes del suelo y del agua freática. Estas técnicas de construcción con suelo-cemento son convenientes por la baja contaminación, los reducidos niveles de ruido y vibración que se producen durante la construcción y el bajo impacto ambiental del remanente de construcción. En la Figura 2-3 se presenta un esquema de soporte de excavaciones con "soil-mixing" y apuntalamiento de acero.

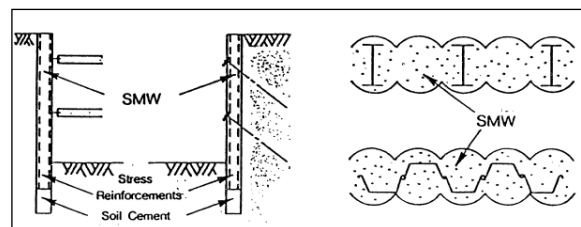


Figura 2-3. Planta y corte de un soporte de excavación realizado con la técnica de soil-mixing.

3 FENÓMENOS QUÍMICOS Y RIGIDEZ

3.1 Introducción

La adición de cemento o cal al suelo lleva aparejada modificaciones en sus características físicas que se manifiestan claramente en sus incrementos en resistencia y dureza. Estas modificaciones son el resultado de reacciones químicas de endurecimiento. En este capítulo analizaremos las características más sobresalientes de las reacciones que controlan tales modificaciones.

El capítulo se abre con una descripción de las naturalezas físicas y químicas de los constituyentes del suelo-cemento. Las secciones 3.2, 3.3 y 3.4 contienen un panorama general de las reacciones de mejoramiento. Sigue la sección 3.6, en donde se analiza los factores que influyen y modifican los parámetros de rigidez y resistencia. El análisis demuestra que el conocimiento químico es útil para explicar cualitativamente el comportamiento del suelo-cemento pero que el diseño de las mezclas aditivas para aplicaciones específicas normalmente requiere de experimentos de laboratorio diseñados para tales fines.

3.2 Tamaño de partícula y proporciones de la mezcla de suelos cemento

Los componentes habituales de suelos-cemento son: suelo natural, agua, y cemento Portland ordinario. Los tamaños de partícula en estos materiales son reportados normalmente en curvas granulométricas. El cemento posee un área superficial específica del orden de los 300 m²/kg. Este valor resulta entre uno y dos órdenes de magnitud menor que el reportado para la mayoría de las arcillas.

El cemento es típicamente adicionado al suelo en proporciones intermedias entre el 5% y el 25% en peso seco; esto corresponde a un porcentaje en volumen global de suelo entre un 1% y un 14%, dependiendo de la porosidad de material previa al tratamiento. A bajas concentraciones, los granos de cemento actúan predominantemente de manera aislada, uniéndose con partículas de suelo cercanas, lo que da lugar a un producto granulado. A mayores proporciones volumétricas, las partículas de cemento se adhieren o bien a otras de suelo, o a otras de cemento, dando lugar a una

estructura reticular tridimensional mucho más resistente.

3.3 El suelo y la química del agua de poro

Existe una gran cantidad de literatura relacionada con la mineralogía de las arcillas [19]. Los elementos básicos presentes en las arcillas son hojas de sílica (Si₄O₁₀), gibbsita (Al₄(OH)₁₂) y brucita (Mg₆(OH)₁₂). Las hojas de gibbsita y brucita se unen con la sílica, mediante puentes de oxígeno y pérdida de grupos OH, dando lugar a estructuras laminares. En la Figura 3-1 se muestran esquemas de las estructuras de estos minerales.

Por otra parte, las partículas de arcilla están conformadas por múltiples capas unidas. Las uniones entre estas capas dependen del tipo particular de arcilla considerado, y del grado de sustitución isomórfica que prevalece en ellas. La resistencia de la unión entre capas, a su vez, determina el espesor global y el diámetro de las partículas, los que pueden variar substancialmente, dependiendo de la mineralogía. Por ejemplo la caolinita tiene un espesor de unos 100 nm y un diámetro cercano al micrón, mientras que la montmorilonita de sodio, puede tener espesores de solamente 1 nm y diámetros que no superan los 100 nm.

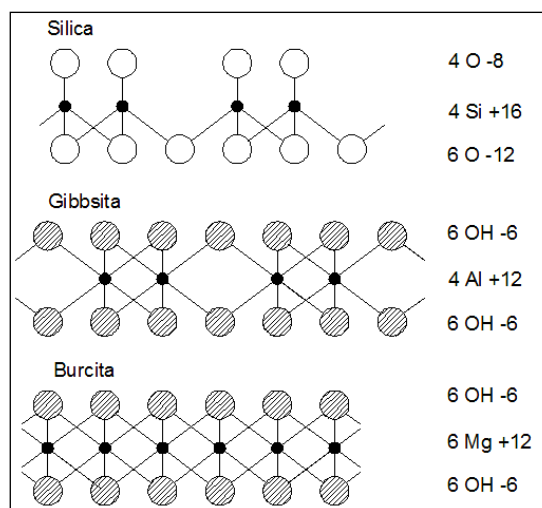


Figura 3-1 Estructura de las lentes de arcilla[25].

Luego de la formación de estas capas, los átomos de sílice, aluminio o magnesio pueden ser reemplazados por otros de menor valencia; a este fenómeno se lo conoce como sustitución isomórfica. Por ejemplo, si el aluminio se encuentra en abundancia, podrá reemplazar al silicio durante la formación de las hojas de silicato. La sustitución isomórfica tiene dos

importantes efectos sobre las hojas de material: i) promueve un defecto local de carga y ii) genera una distorsión local. En la caolinita, la magnitud del defecto de carga es equivalente a 1 átomo de aluminio reemplazando a 1 de cada 400 átomos de silicio. Las caras de todas las partículas de arcilla tienen carga negativa debido a este tipo de fenómeno de sustitución, mientras que sus aristas pueden estar cargadas positivamente. Los cationes intercambiables en los poros diluidos son atraídos a las arcillas debido a fuerzas electrostáticas, generándose así una región alrededor de la partícula conocida como doble capa [25].

El ancho de esta capa está determinado por:

- La valencia de los cationes que neutralizan las cargas negativas superficiales
- La concentración global de sal en el seno de la solución
- La constante dieléctrica del fluido confinado en los poros

Para partículas de arcilla, el medio circundante consiste en agua conteniendo cationes monovalentes intercambiables; así, el ancho de la doble capa puede llegar a 30-40 nm (lo que corresponde a unas 100-135 capas de solvente). Los efectos combinados de la geometría de las partículas y de la doble capa afectan las características de las fuerzas efectivas entre partículas. Así, por ejemplo, el comportamiento de las caolinitas está fuertemente influenciado por el contacto estrecho entre partículas, mientras que en montmorilonitas, la situación parece estar más controlada por la interacción entre las correspondientes doble capas. Dado que los cambios en el tipo de ión o concentración en el agua del poro modifican la doble capa, esto también afectará las interacciones entre partículas de arcilla.

3.4 Naturaleza química del cemento

El cemento empleado en el tratamiento de suelos es cemento portland ordinario tipo I. El cemento es manufacturado mediante la combinación de material calcáreo con alúmina y sílica. Los constituyentes son calentados por encima de sus puntos de fusión, creándose así el cemento, el que es pulverizado para su uso en construcciones. Es una mezcla compleja de compuestos que incluye: óxidos de calcio, sílice, aluminio y hierro, conjuntamente con proporciones menores de azufre y magnesio. De aquí en más, los óxidos que componen el cemento se denotarán por los siguientes acrónimos:

- SiO₂ S
- CaO₂ C

- H₂O H
- Al₂O₃ A
- Fe₃O₂ F
- silicato tri-cálcico C3S
- sílicato di-cálcico C2S
- aluminato tri-cálcico C3A
- alúmino-ferrato tricálcico C4AF

La exposición al agua de los compuestos cementíceos lleva a la hidratación, generándose un gel-cemento e hidróxido de calcio. El gel es el causante del asentamiento inicial de la lechada y su endurecimiento posterior.

3.5 Esquema de la reacción

Las reacciones químicas que llevan al mejoramiento de los suelos mediante su mezclado con cemento o cal, presentan tres etapas [16]:

- El cemento y la cal se hidratan al ser humectados, liberándose hidróxido de calcio y generándose un gel sobre las superficies de sus granos. Los iones Ca²⁺ modifican las características de los poros, lo que se traduce en una depresión de la doble capa y una modificación del contacto entre partículas (ver Figura 3-2). Los cambios en la química del suelo/poro son acompañados por un remoldeo del suelo durante el proceso de mezclado.
- En una segunda instancia los iones hidroxilos del cemento, generan un ambiente de alto pH en el poro que disuelve parcialmente los minerales del suelo, dando lugar a la aparición de sílice y alúmina. Las partículas de sílice y alúmina disueltas pueden reaccionar con el hidróxido de calcio, dando lugar a silicatos y aluminatos de calcio insolubles. Estas reacciones, denominadas *puzzolánicas*, incrementan sensiblemente la dureza del cemento.
- Finalmente, a medida que tiempo transcurre, el cemento se endurece debido a la unión de los granos de cemento con las partículas de suelo. Es entonces cuando pueden producirse reacciones en la superficie de los granos. En una primera etapa estos granos pueden unirse a otros similares o a partículas de suelo, dando lugar a un esqueleto débil de suelo-cemento. Con el transcurso del tiempo, el entrecruzamiento de cristales de cemento hidratado comenzará a gestarse a partir de las superficies de los granos que se unirán a las partículas de suelo; esto último constituye el proceso de endurecimiento.

La adición de cemento o cales al suelo conduce a los dos primeros estadios del mecanismo arriba descrito; es decir, el ambiente poroso es modificado y la cementación se produce mediante el mecanismo *puzzolánico*, exclusivamente. Estudios de la reactividad de la cal en suelos, han concluido que el intercambio catiónico y la floculación (estadio 1) son los responsables de los cambios de plasticidad, contracción y trabajabilidad de las mezclas suelo-cal. Sin embargo, el incremento de la rigidez que sobreviene a la adición de cal es atribuido a reacciones de tipo *puzzolánico* [23].

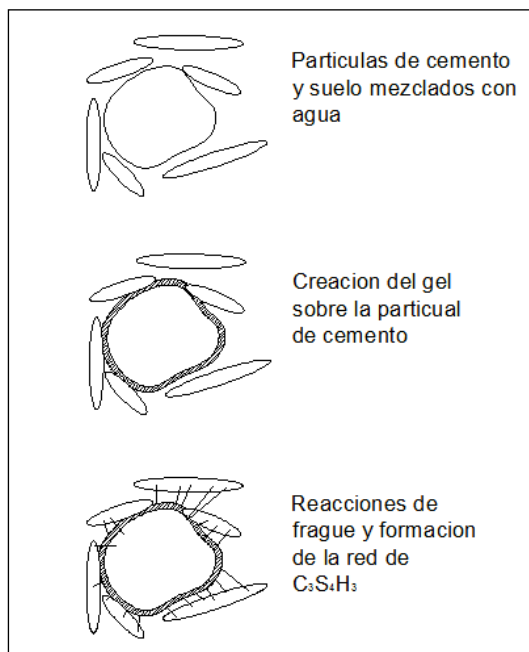


Figura 3-2 Etapas de la reacción suelo-cemento[25].

La adición de cemento en vez de cal, introduce un agente cementíceo artificial a la mezcla, además de proveer reactivos para el intercambio catiónico y para la reacción *puzzolánica*. Los mejoramientos en la dureza de los suelos tratados simultáneamente con cal y con cemento y demostraron que la adición de cemento incrementa la dureza de la mezcla comparada con la sola adición de cal.

En términos generales, los tres estadios identificados más arriba contribuirán al mejoramiento en la resistencia del suelo-cemento, con un efecto incremental en el siguiente orden:

- modificación de la doble capa
- reacciones *puzzolánicas*
- cementación artificial

3.5.1 La hidratación como medio para crear un gel cemento-hidróxido de calcio

Los componentes del cemento se hidratan al entrar en contacto con el agua. La reacción inicial involucra C_3S y C_2S y crea un gel adherente $C_3S_2H_3$ (estringuita) en la superficie de los granos de cemento. Las reacciones de hidratación son las siguientes [25]:

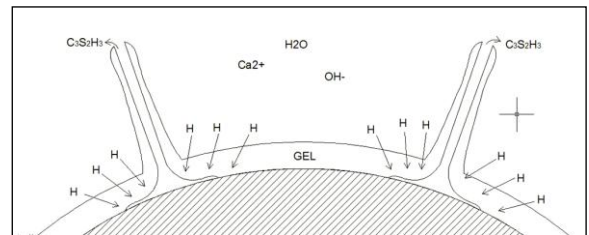
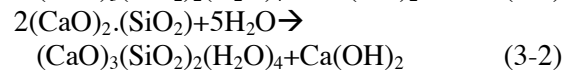
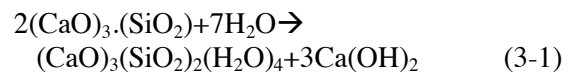


Figura 3-3. Esquema de la formación de gel.

3.5.2 Interacción del $Ca(OH)_2$ con la doble capa en arcillas

Los iones Ca^{2+} y OH^- creados en la hidratación del cemento incrementan la concentración iónica en los poros. Además, los iones divalentes Ca^{2+} pasan a reemplazar a los monovalentes de tipo Na^+ en la doble capa. Para el caso ideal de una partícula de arcilla plana y aislada, el ancho de la doble capa puede ser aproximado por la siguiente relación [16]:

$$t = \left(\frac{Dk_B T}{8\pi C e^2 V^2} \right)^{1/2} \quad (3-3)$$

donde las magnitudes anteriores corresponden a:

- t = ancho de la doble capa
- D = constante dieléctrica
- k_B = constante de Boltzmann
- T = temperatura (K)
- C = concentración del electrolito en el poro
- e = carga del electrón
- V = valencia del catión

Así, las acciones combinadas del incremento de la concentración iónica en el poro por un lado, y el incremento en la carga del catión por otro, llevan a la reducción en el ancho de la doble capa en las caras de las partículas de arcilla. Estas modificaciones reducen además las fuerzas osmóticas repulsivas entre partículas, mientras que

las fuerzas atractivas de tipo Van der Waals permanecen constantes. Como consecuencia global, esto llevará necesariamente a una mayor tendencia a la floculación de las estructuras.

3.5.3 Reacciones puzzolánicas

Los minerales constitutivos de las arcillas son óxidos de silicio, aluminio y magnesio, en las formas de hojas de silicatos, brucitas y gibbsitas, respectivamente. Estos compuestos son inherentemente ácidos en la naturaleza y la fracción de sílica y alúmina superficial es altamente reactiva. La proporción de sílica y alúmina aumentará a medida que el tamaño de las partículas de las arcillas disminuye.

La hidratación genera un ambiente líquido en los poros altamente alcalino (pH: 12) debido a la transferencia de iones Ca^{2+} y OH^- a la solución. Las partículas ácidas de sílica y alúmina superficiales reaccionan con los cationes alcalinos para formar sales de silicio y aluminio, reduciéndose así el pH.

Un esquema simplificado de las reacciones que prevalecen en estos ambientes es [25]:

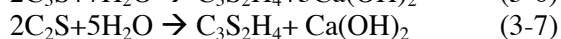
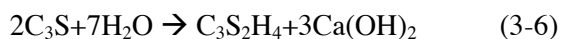


Los precipitados de las dos reacciones anteriores tienen propiedades cementíceas y contribuyen a la unión entre partículas. Estas reacciones naturales de cementación se denominan *puzzolánicas* [16].

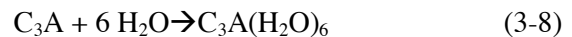
Debido a la alta relación área-volumen de las arcillas, generalmente hay suficiente sílica y alúmina para reaccionar con la totalidad del hidróxido de calcio presente en el cemento. La proporción de cemento adicionado al suelo es típicamente entre el 5% y 25% en peso de suelo; consecuentemente, luego de un tiempo suficientemente largo, los minerales ácidos de las arcillas neutralizarán la solución básica generada por la hidratación del cemento, resultando eventualmente en un ambiente de bajo pH [20].

3.5.4 Reacción de endurecimiento del Cemento

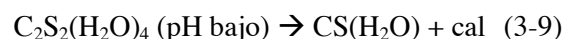
La reacción inicial de endurecimiento del cemento genera un gel de silicato de calcio y libera $\text{Ca}(\text{OH})_2$ de acuerdo con las siguientes reacciones elementales:



El gel hidratado de silicato de calcio tiene baja solubilidad y precipita en el ambiente acuoso sobresaturado. Este compuesto forma un precipitado tipo gel en la superficie de los granos de cemento, actuando como un adhesivo entre las diferentes partículas de cemento. El compuesto C_3S se hidrata preferencialmente en la mezcla de cemento y típicamente es el compuesto de mayor concentración. El compuesto C_2S , por otro lado, reacciona mucho más lentamente. Un tercer constituyente del cemento, el aluminato tricálcico hidratado (C_3A) reacciona más violentamente y causa un endurecimiento inmediato del cemento. Así, el yeso ($\text{CaSO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) representa un aditivo en el cemento con propiedades inhibitorias. La reacción primero genera un producto insoluble que se rehidrata lentamente, dando lugar a C_2A en tal forma que puede combinarse con agua para crear un producto cementíceo:



Como paso siguiente a la formación del gel, el cemento endurece a medida que el silicato de calcio se hidrata, consumiendo agua del ambiente del poro y combinándose químicamente para formar cristales hidratados. Estos cristales son alargados y crecen uniendo a las partículas de cemento en una estructura rígida que presenta una secuencia de endurecimiento progresiva desde la hidratación inicial, hasta el ulterior crecimiento de cristales de silicato de calcio hidratados. El gel de silicato de calcio ($\text{C}_3\text{S}_2(\text{H}_2\text{O})_4$) y aluminato de calcio ($\text{C}_3\text{A}(\text{H}_2\text{O})_6$) hidratados son estables solamente a pH mayor que 12.6. En soluciones menos básicas, estas sales cementíceas insolubles se hidrolizan, dando lugar a productos con concentraciones relativas de C y S algo menores. Un esquema simplificado de estos procesos es:



La reacción de neutralización en las superficies de los minerales de las arcillas eventualmente resultará en un fluido en los poros del suelo-cemento con pH menor a 12.6 y, consecuentemente, el $\text{CH}_3\text{S}_2\text{H}_3$ formado inicialmente podrá difundir fuera de la fase cementícea, precipitándose como un silicato adicional, similar a los productos de las reacciones *puzzolánicas*. Así, estas reacciones darán lugar a la cementación natural pero inhibirán el endurecimiento del cemento. El efecto neto del mejoramiento de la resistencia dependerá

del tipo de suelo y de las composiciones de las mezclas.

Moh [20] concluye que debido a la reducción del pH inducida por la reacción *puzzolánica*, y las bajas proporciones volumétricas del cemento en las mezclas de suelo-cemento, el gel cementíceo de silicato estará localizado a una zona delgada, rodeando cada partícula de cemento. Cuando el contenido del cemento sea suficientemente alto, las zonas cubiertas con gel solaparán y estabilizarán adecuadamente al suelo.

3.6 Factores que afectan la rigidez y la resistencia

La rigidez de un suelo-cemento está controlada por:

- las propiedades inherentes del suelo
- las condiciones de manufactura, incluyendo proporciones de la mezcla y la efectividad, que son seleccionadas por el ingeniero para alcanzar la resistencia requerida.
- las condiciones de curado, que son funciones del ambiente *in situ*, pero que también pueden ser cuidadosamente controladas en un laboratorio.

En las secciones que siguen se describen la lista de factores que afectan la resistencia dentro de estas tres subdivisiones.

3.7 Propiedades del suelo *in situ*

El efecto de la naturaleza particular del suelo sobre la resistencia ha sido analizado principalmente en cales [23]. La hidratación de cales genera iones Ca^{2+} y OH^- en la solución, los cuales interactúan con partículas de la doble capa del suelo y generan un ambiente de alto pH. Las reacciones de neutralización generan sílica y alúmina a partir de las partículas de arcillas y llevan a una cimentación *puzzolánica*.

Investigaciones en suelos tratados con cales frecuentemente correlacionan resultados apelando a la “reactividad” de la mezcla. La reactividad es la medida del mejoramiento entre suelos tratados y no tratados y puede ser estimada a partir de [23]:

$$\text{Reactividad} = (\text{UCS}_{\text{tratado}}) - (\text{UCS}_{\text{no tratado}}) \quad (3-10)$$

Thompson presenta un sumario de datos referidos a suelos de Illinois estabilizados con cales. Todas las muestras fueron compactadas en condiciones standar AASHTO de contenido óptimo de agua y densidad. Las muestras estabilizadas tuvieron 5.2% de cal en peso seco y

fueron curadas durante 28 días. El estudio demuestra que la reactividad no está fuertemente correlacionada con propiedades ingenieriles típicas, tales como los límites de Atterberg o la fracción de arcillas. Además, las propiedades químicas relacionadas con la doble capa, incluyendo la capacidad de intercambio catiónico y el tipo de catión intercambiado, no se correlacionan directamente con la reactividad de la cal. Thompson, sin embargo, ha demostrado que la reactividad de la cal está fuertemente relacionada con el contenido orgánico y con el pH del suelo [23].

La razón de la dependencia de la resistencia con el contenido orgánico del suelo no está debidamente establecida. Se supone que el material orgánico podría inhibir la producción de sílica y alúmina a través de un efecto de *enmascaramiento* de cationes orgánicos voluminosos sobre la superficie del mineral o a través de la combinación con productos de la hidratación de la cal, lo que conduciría a la remoción de reactivos de las reacciones *puzzolánicas*. La dependencia de la reactividad con el pH puede ser entendida a partir de lo comentado en la sección anterior. El ambiente alcalino en el poro es necesario para que ocurran reacciones con sílicas y alúminas ácidas en minerales de arcillas (*puzzolánicas*) y así, en suelos con poros con ambientes ácidos, estos procesos serán inhibidos, limitándose los efectos de cementación.

Un tercer factor químico que influencia el mejoramiento de los suelos es la presencia de sílica y alúmina reactivas en cantidades necesarias para que reaccionen con cales o cementos adicionados. La cantidad de sílica o alúmina reactiva es función de la mineralogía de la arcilla.

Los estudios de reactividad de cales y cementos combinados, reportan que la resistencia es muy dependiente del pH y del contenido orgánico de los suelos naturales. Bajas reactividades de cales están asociadas con contenido de carbón orgánico superiores al 1% y pH menor que 7. Estos valores son menos restrictivos para la estabilización a contenidos más altos de cemento. La reactividad no se correlaciona con propiedades de clasificación convencionales (límites de Atterberg o contenido de arcilla) y otros factores químicos y físicos. Algunos datos adicionales, indican un aumento en la reactividad con cantidades crecientes de sílica y alúmina reactivas en el suelo.

3.8 Condiciones de manufactura

Las condiciones de manufactura deben ser especificadas por el ingeniero para alcanzar un determinado producto de suelo-cemento, el cual es usualmente definido en términos del esfuerzo compresivo que la mezcla presenta luego de 28 días. Los factores variables en la selección de la mezcla son: i) las proporciones de cemento por unidad de peso del suelo y las proporciones cemento/agua y ii) la adición de sustancias químicas. La efectividad en el proceso de mezclado es una función del equipo de operación y del tipo de suelo.

La cantidad de estabilizador influencia directamente la resistencia del suelo-cemento. En primer lugar, incrementando la cantidad real del agente cementíceo en el suelo y, en segundo término, proveyendo los reactivos necesarios para que se dé la cementación *puzzolánica*. Sin embargo, las proporciones globales de la mezcla, tomando en cuenta el contenido total de agua, son importantes para entender las tendencias de las resistencias. Estas últimas decrecen con el aumento del contenido de agua. Los datos demuestran tendencias crecientes de la resistencia con el contenido de cemento y el decrecimiento del contenido de agua. Sin embargo, no existen datos que permitan la predicción de rigidez a partir solamente de las proporciones de la mezcla, debido a las variaciones en la reactividad *puzzolánicas*. Por consiguiente, las mezclas de cemento de un sitio en particular deben ser examinadas mediante pruebas de laboratorio.

Un estudio exhaustivo de los efectos derivados de la presencia de aditivos en suelos cemento fue llevado a cabo por Moh en el MIT [20]. Este estudio demuestra que la adición de sales de sodio en proporciones menores al 3% en peso de suelo seco, durante el tratamiento de los suelos con cementos ($cp=5\%$ y 10%) resulta en una mejora de la resistencia que puede variar entre el 15 y el 250%. Aunque la efectividad de cada aditivo depende de las características físicas y químicas del suelo, las modificaciones típicas en la reacción de endurecimiento conducen normalmente a:

- un incremento en la solubilización de la sílica del suelo
- un retardo en la precipitación del gel de silicato de calcio
- la formación de geles de silicato hidratados conteniendo sodio

En términos generales, la adición de sodio resulta en un incremento del volumen del gel cementíceo que se distribuye de manera más

uniforme que el encontrado en tratamientos más convencionales de cementos. Moh [20] ha reportado que la adición de aditivos conteniendo sodio (con cp menores del 1%) a mezclas suelo/cemento resulta en una reducción de hasta el 40% en los costos de materia, para mezclas.

La calidad del mezclado es importante para garantizar un aumento en la resistencia global. El objetivo es alcanzar una mezcla uniforme, con dispersión del cemento a lo largo de la arcilla, lo que permite un mejoramiento en los flóculos de suelo. A medida que la calidad del mezclado disminuye, la uniformidad del suelo-cemento decrece, lo que lleva a su vez a una gran incerteza sobre las propiedades reales del producto frente a los requerimientos de alto standar de seguridad que normalmente son requeridos en los procesos de diseño.

3.9 El ambiente de curado

La resistencia de una mezcla suelo-cemento aumenta con el tiempo de curado. El pasaje del tiempo permite un endurecimiento en el cemento y posibilita llevar a cabo las reacciones *puzzolánicas*, mejorando así la resistencia y la rigidez de la mezcla. La temperatura y la humedad que prevalece durante el período de curado alteran la cinética de las reacciones de endurecimiento y pueden modificar así la resistencia final alcanzada. Sin embargo, la influencia de estos factores sobre la resistencia del suelo-cemento no ha sido suficientemente analizada en la literatura.

Datos extraídos de estudios de laboratorio [17] demuestran que si las muestras de suelo-cemento son consolidadas durante el período de curado, la densidad y la resistencia del material se incrementan. Sin embargo, al mezclarse *in situ* el suelo-cemento y la arcilla circundante exhiben baja permeabilidad, limitándose entonces la eliminación de líquidos durante el curado. Así, es normalmente aceptado que la consolidación y el aumento de la resistencia son pequeños bajo condiciones de campo.

3.10 Resistencia a largo plazo

El cemento representa el contribuyente mayoritario a la resistencia del suelo-cemento. Por consiguiente, los factores que llevan a la degradación del cemento representan un aspecto esencial de cuidado cuando el suelo-cemento es aplicado en situaciones de larga durabilidad. El deterioro del cemento debido a efectos físicos y químicos ha sido estudiado extensivamente [18].

La degradación del cemento es generalmente analizada desde el punto de vista físico y químico. La acción física incluye efectos de congelamiento/fusión, ya que la expansión del poro que sobreviene al congelamiento induce esfuerzos tensionales en el suelo-cemento y el deterioro de las superficies expuestas [21]. Por otro lado, se conocen una amplia variedad de mecanismos químicos que causan deterioro en la resistencia de los cementos. Estos incluyen ataques por sulfatos y disolución de iones calcio. Los sulfatos atacan al concreto generando productos de reacción expansivos que eventualmente pueden llegar a generar esfuerzos internos que llevan a la rotura de las estructuras. El alto volumen de poro en los suelos-cemento tiende a limitar los efectos de las reacciones expansivas, por lo que se considera que el ataque por sulfatos podría ser menos crítico en suelos cementos que en concretos. Cualquier análisis de largo plazo del comportamiento de la resistencia en suelos-cemento debería identificar por anticipado las características químicas del medio circundante e investigar posibles reacciones de deterioro que puedan darse bajo las condiciones específicas.

3.11 Características de los suelos cemento a bajas deformaciones

Las distintas investigaciones que se han llevado a cabo para analizar las propiedades mecánicas de los suelo-cementos revelan que existen tres tipos distintos de comportamientos, dependiendo del sector de la curva tensión deformación en el que se encuentre:

- Estado pre-plastificación, en el que el comportamiento mecánico está gobernado por la cementación del material.
- Estado que va de la plastificación a la carga pico, en el que el comportamiento dependerá una combinación de factores entre los que se cuentan las reacciones cementíceas y posibles efectos friccionales.
- Estado residual de cargas, en donde el comportamiento del material está gobernado básicamente por efectos friccionales.

Con el fin de determinar una frontera para los estados tensionales en los que el suelo se encuentra en estado elástico, se genera lo que se conoce como una “envolvente plástica”. La misma permite delimitar el recinto formado por todos los puntos de plastificación. Cada uno de éstos, identifica un estado de carga para el cual, la curva tensión-deformación deja de tener un comportamiento lineal. De esta forma, se delimita

a los estados tensionales efectivos para los cuales el suelo cemento tiene un comportamiento lineal. Para la representación de las envolventes se recurre a dos variables adimensionales, expresadas en términos de la resistencia a compresión simple (UCS). En el eje de las ordenadas aparece la “tensión desviadora normalizada” $q^* = (\sigma_1 - \sigma_3)/(UCS)$, mientras que en la abscisa aparece la “presión media efectiva normalizada”: $p^* = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/(3UCS)$.

Dentro de la envolvente plástica se observan dos estados de carga extremos. En primer lugar, el estado de compresión isotrópica ($q^* = 0$) y, en segundo, el estado de compresión simple, correspondiente al estado en el cual σ_3 se anula. Para mezclas con concentraciones de cemento del 8%, el primero de los puntos descritos, la presión isotrópica de plastificación normalizada, toma valores que van desde 0,75 a 1,7, mientras que para el caso de ensayos a compresión simple, se observa que el punto de plastificación se corresponde con tensiones desviadoras de 0,19 a 0,2 UCS. El valor particular de estos parámetros guarda relación con la concentración de cemento, ya que la frontera de la envolvente plástica se expande al aumentar el contenido de agente cementante. Una vez ubicados estos puntos en el gráfico, la curva se completa mediante una interpolación de tipo elipsoidal. En la Figura 3-4 se puede observar una típica envolvente plástica.

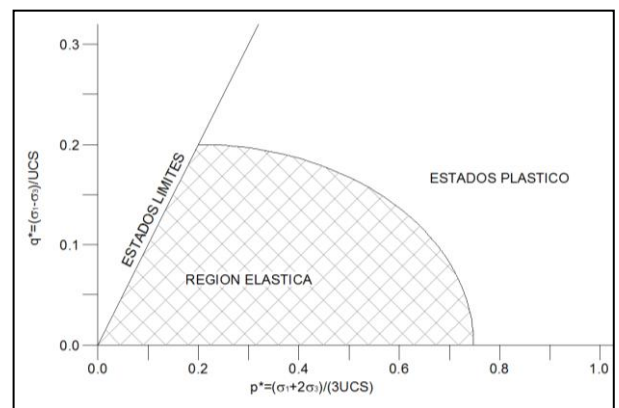


Figura 3-4. Envolvente plástica “ideal”.

De forma análoga a lo realizado para los puntos plásticos, se puede trazar una curva envolvente que incluye a los estados tensionales picos. Esta envolvente se verá afectada por otros factores tales como el ángulo de fricción interna ϕ de la mezcla y las presiones de confinamiento, aunque escapa un poco el alcance de este trabajo.

Otro aspecto importante a ser tenido en cuenta en este contexto es el de la influencia de la

preconsolidación. En los suelos arcillosos, es bien sabido que el proceso de preconsolidación no modifica los valores de la rigidez a baja deformación aunque sí puede llevar a un aumento en el rango elástico de deformación. Este comportamiento contrasta con el de los exhibidos por los suelos-cemento, ya que en éstos las modificaciones en su respuesta elástica son mucho menores a las reportadas para las arcillas.

En el diseño de estructuras en donde se utilizan suelo-cemento, dos aspectos importantes deberán tenerse en cuenta: i) la realización de un análisis de la estructura y los elementos que la componen, de modo tal que se pueda verificar la resistencia de las cargas a las que esté sometida. ii) en segundo lugar, deberá también controlarse la compatibilidad de las deformaciones que ocurran entre el suelo no tratado y la estructura de suelo-cemento.

Para la primera de las verificaciones, generalmente se estudian distintos mecanismos de falla y de ahí en más se aplica un factor de seguridad que permita contemplar cualquier tipo de incertidumbre en los cálculos empleados. La utilización de Suelo-cemento abarca muchos tipos distintos de estructuras, y generalmente, al suelo-cemento, se lo utiliza para soportar grandes cargas. En estos casos es la resistencia máxima del material la que resulta determinante y dimensionante para la dosificación de la mezcla a utilizar.

Por otro lado, se dan también casos en los que el Suelos-cemento son utilizados como parte de una estructura de contención. Bajo estas circunstancias, otros factores, tales como el control de las deformaciones, se tornan también importantes.

Es común que el diseño de este tipo de estructuras necesite también el análisis de compatibilización de deformaciones, ya que es de esperar que el suelo-cemento se encuentre en contacto con suelos sin tratar, cuyas propiedades difieran en gran medida de las de la mezcla mejorada. Tal es el caso de las estructuras que se realizan en zonas urbanas, en donde los desplazamientos de los suelos están limitados a muy pequeños valores para no afectar a las construcciones linderas.

El estudio de las deformaciones en los suelos está fuertemente ligado al comportamiento mecánico del mismo y la respuesta que muestre frente a distintas causas deformantes. De esta manera, resulta claro que si el suelo-cemento será utilizado en muros de contención, excavaciones, u otros casos similares, el análisis del comporta-

miento del material a bajas deformaciones será de gran relevancia.

3.11.1 Parámetros que definen el comportamiento de los suelos-cemento

Durante los ciclos de carga con drenaje libre, la rigidez se debe únicamente al esqueleto de Suelo-cemento y está gobernada por las presiones efectivas. En ensayos no drenados, tanto el esqueleto de Suelo-cemento como el agua contribuyen a la rigidez. Para estos casos, los parámetros que se miden están en función de los esfuerzos totales. Las presiones neutras no contribuyen a la rigidez al corte del material, por lo que el parámetro G será el único que no variará con las condiciones de drenaje. No sucede lo mismo con los parámetros E y ν . La relación es:

$$2G = E/(1+\nu) = E'/(1+\nu') \quad (3-11)$$

3.11.2 Rigidez elástica

Se denominan cargas reversibles a aquéllas que se mantienen dentro del rango elástico, sin generan deformaciones residuales. En estados reversibles de carga, la rigidez es constante, por lo que el comportamiento del material es perfectamente elástico y puede caracterizarse mediante dos parámetros: el módulo de Young y el coeficiente de Poisson.

Si bien los suelos-cemento se tratan de la misma forma que los suelos convencionales, existen algunas diferencias en los respectivos análisis dignas de mencionar. Una de las más notables es que, para estados de tensión dentro de la envolvente plástica, las rigideces de los suelos-cemento resultan independientes de la presión de confinamiento. De esta manera, puede decirse que su comportamiento se acerca más al exhibido normalmente por las rocas. Esto se debe a que, en estos casos, la forma de actuar del material está controlada por su esqueleto estructural, sin la intervención de fenómenos friccionales.

Otro aspecto importante a considerar se refiere a la variación del módulo de elasticidad con las condiciones de drenaje. Se sabe que el módulo de Poisson de los suelos-cemento aumenta, típicamente, de 0.20 con drenaje libre a 0.50, sin drenaje. De esta manera, introduciendo estos valores en la ecuación (3-11), el valor de la rigidez no drenada resulta un 25% mayor que la drenada.

3.11.3 Rigidez no lineal para deformaciones anteriores a la plastificación

A medida que los estados tensionales se alejan de la envolvente plástica, las uniones entre partículas comienzan a romperse, dando lugar a deformaciones plásticas. De esta forma, los suelos-cemento presentarán un comportamiento friccional que ahora, sí, se verá afectado por las presiones de confinamiento.

La variación de la rigidez respecto del confinamiento se puede describir media la ecuación (3-12).

$$E = K (c/tg\phi + p)^n [p] = atm \quad (3-12)$$

Se puede observar que la dependencia de la rigidez respecto de la presión de confinamiento sigue una ley de potencias. También se desprende de ella que, para confinamientos bajos, la rigidez dependerá básicamente de los parámetros intrínsecos de la mezcla. A medida que el confinamiento aumenta y se torna comparable con el valor de $c/tg\phi$ su importancia en la determinación de E cobrará más importancia y se torna relevante.

Otra forma alternativa para estimar la variación de la rigidez fuera del régimen elástico consiste en considerar que el cociente E/E_{max} es igual a G/G_{max} . De esta forma, la predicción del comportamiento no requiere del conocimiento particular del valor de confinamiento.

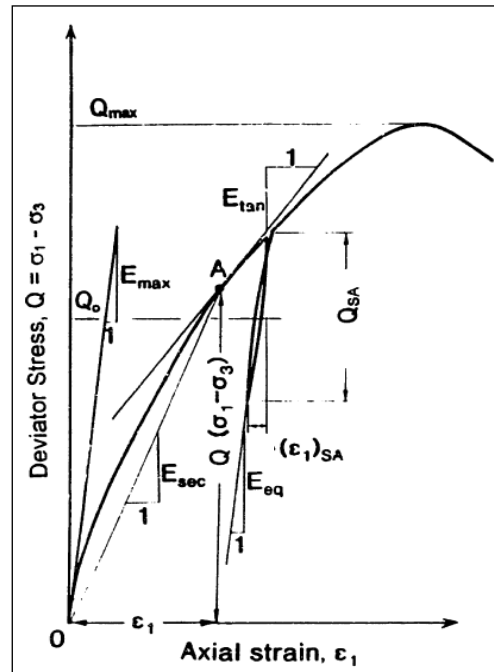


Figura 3-5. Diagrama tensión-deformación y parámetros característicos.

Donde:

- E_{max} : Rigidez inicial
- E_{tan} : Rigidez tangencial para un punto determinado (A)
- E_{sec} : Rigidez secante
- E_{eq} : Rigidez de recarga
- Q_{SA} : Magnitud de la descarga y recarga
- Q_{max} : Tensión desviadora pico

3.11.4 Ensayo de materiales geotécnicos a bajas deformaciones

A pesar de los primeros ensayos de Suelos-cemento a bajas deformaciones datan de la década de los 60s, todavía resulta necesaria una mejor comprensión de los efectos de múltiples variables sobre las propiedades bajo análisis. Con todo, se trata de una disciplina que posee algunos conceptos bien definidos. Por ejemplo, se sabe que la respuesta de la deformación de los Suelos-cemento frente a la carga resulta lineal sólo para rangos muy bajos de deformación límite (0,001%). Si bien este parámetro es mayor en muchos Suelos-cemento, una deformación específica menor asegura una respuesta lineal.

3.12 Conclusiones

La investigación de las proporciones de las mezclas y las características de las arcillas y el cemento demuestra que los granos de cemento tiene tamaños similares a los copos de arcilla naturales, pero que las proporciones volumétricas son pequeñas en la mayoría de los suelos cemento. Esto indicaría que la interacción del

cemento con las partículas de arcilla es más significativa en la generación de resistencia que en la unión de granos de cemento. El mejoramiento de cemento, típicamente, se basa en el empleo de cemento Portland ordinario.

Las secuencias de reacciones relacionadas con el mejoramiento de los suelos pueden resumirse en lo siguiente:

- la hidratación del cemento que da lugar al desprendimiento de hidróxido de calcio, lo que, a su vez, lleva a modificaciones de la doble capa de la arcilla.
- la cementación *puzzolánica* entre el hidróxido de calcio y óxidos de sílica y aluminio desprendidos por la arcilla.
- reacciones de endurecimiento de los cementos.

Muchos factores influyen la resistencia de los suelos cemento. La lista incluye:

- Propiedades de arcillas naturales: el bajo pH del poro y el alto contenido de materia orgánica darán lugar a una disminución de la resistencia del suelo-cemento.
- Condiciones de manufactura: altos contenidos de cemento y bajos contenidos de agua tienden a incrementar la resistencia. La mejora es dependiente de la calidad del mezclado. Pequeñas proporciones de aditivos químicos pueden modificar el mecanismo de reacción, aumentando así la resistencia del suelo-cemento.
- Condiciones de curado: La resistencia aumenta normalmente cuanto más prolongado sea el proceso de curado, aunque no se conocen los efectos de otras condiciones de curado más allá de la específica temporal.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se realizó una batería de ensayos que incluyó:

- el moldeado de 12 probetas con cuatro contenidos diferentes de cemento (4%, 6%, 8% y 10% en peso).
- la medición ulterior de la rigidez (módulo de Young) de las mismas en un pórtico de carga
- el registro de las modificaciones en la rigidez con el tiempo transcurrido desde su preparación.
- finalmente, y con el fin de evaluar la resistencia final de las muestras, se llevaron a cabo ensayos de rotura.

4.1 Caracterización de los materiales

4.1.1 Suelo

El suelo analizado provino de una cantera en la zona de Tristán Suárez, provincia de Buenos Aires. El material en estudio corresponde a un suelo loessico perteneciente a la Formación Pampeano.

Se efectuaron ensayos de límite líquido, límite plástico y suelo pasante por tamiz #200. En la Tabla 4-1 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 4-1 Resultado de los ensayos físicos y clasificación USCS y AASHTO.

LL	LP	#200	UCS	AASHTO
45%	35%	97%	ML	A5 (14)

Se realizaron dos ensayos de compactación Proctor estándar (ASTM D-698). En la Figura 4-1 se muestran los resultados de los ensayos Proctor realizados sobre dos muestras de suelo. Ambas curvas presentan máximos para humedades cercanas al 30 %. Los experimentos arrojaron un valor de humedad óptima de $\omega_{op}=28.25\pm 0.45\%$. El detalle de todos los resultados experimentales obtenidos en los dos ensayos se presentan en las Tablas Tabla 8-1 Tabla 8-2 en el apéndice de este capítulo.

Tabla 4-2 Resultado de los ensayos

	ω_{opt}
Ensayo 1	28.7%
Ensayo 2	27.8%
Promedio	28.2%

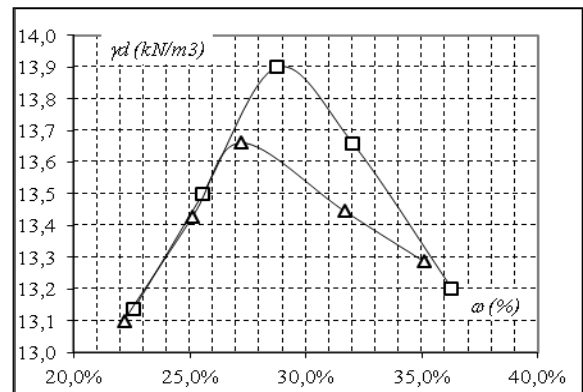


Figura 4-1: Ensayos Proctor realizados sobre dos muestras de suelo.

4.1.2 Cemento

Se utilizó cemento Portland Normal comercial para la ejecución de todos los ensayos.

4.1.3 Suelo-cemento

Se realizaron ensayos Proctor estándar sobre cuatro mezclas con diferentes dosificaciones de cemento: 4%, 6%, 8% y 10% en peso seco. En la Figura 4-2 se muestran los resultados de los ensayos Proctor. Se observa que la humedad óptima de las mezclas de suelo-cemento aumenta con el contenido de cemento.

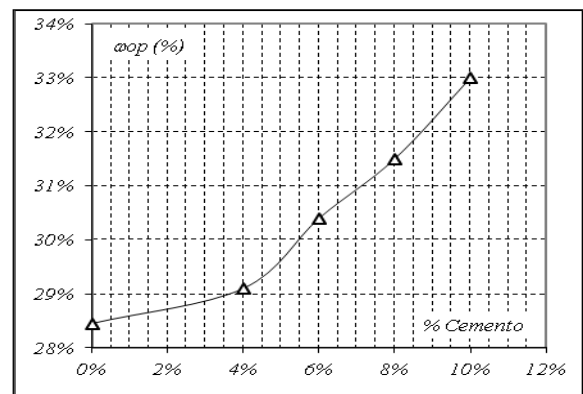


Figura 4-2 Humedades óptimas en función del contenido de cemento.

4.2 Moldeo de probetas

El moldeo de las probetas debe lograr minimizar las discontinuidades entre las capas de moldeo de forma tal que se logre un alto grado de homogeneidad. Generalmente los efectos derivados de un mal moldeo influyen más en la obtención de parámetros de rigidez que en los parámetros de resistencia, por lo que en ensayos que estén destinados a la obtención de rigideces debe tenerse especial cuidado con el procedimiento de moldeo de las probetas.

Para este trabajo se moldearon cuatro grupos de tres probetas, cada uno correspondiente a los siguientes contenidos de cemento: 4%, 6%, 8% y 10%.

4.2.1 Dosificación y mezclado

Se procedió al fraccionamiento de la muestra por tamiz #4. Se calcularon las humedades ambientes del suelo y del cemento. Una vez obtenidos estos valores, se calcularon las cantidades de cemento, suelo húmedo y agua necesarios. El contenido de agua se incrementó en un 1%, para compensar pérdidas de humedad en el proceso de compactación y posterior manipuleo.

Una vez estimadas las cantidades de material que se utilizarían, se procedió a mezclar el suelo y el cemento hasta lograr una mezcla homogénea. Luego de esto se adicionó gradualmente el agua necesaria, manteniéndose el proceso de mezcla para evitar la formación de grumos, hasta lograr un color uniforme en el material. Un detalle de los resultados experimentales obtenidos aparece en la Tabla 4-3.

4.2.2 Compactación

La compactación y moldeo de las probetas se realizó mediante un compactador automático. La energía que se le aplicó fue la correspondiente al ensayo Proctor estándar. Luego se extruyeron las muestras mediante un pistón neumático y se las guardó en bolsas herméticas con el fin de impedir el intercambio de humedad con el ambiente.

Tabla 4-3 Tabla de dosificación de las mezclas.

			Contenido de cemento (%)			
			4	6	8	10
Suelo	P _{sh}		6000	6000	6000	6000
	P _{ss}	gr	5042	5042	5042	5042
	ω	%	19.0	19.0	19.0	19.0
Cemento	ω	gr	958.9	957.9	957.9	957.9
	P _{ch}	gr	219.8	329.7	439.6	549.5
	P _{cs}	gr	201.6	302.5	403.3	504.2
		%	9.0	9.0	9.0	9.0
	ω	gr	18.15	27.23	36.30	45.38
		%	18.62	18.43	18.26	18.09
Suelo-cemento	P _{SC}	gr	5243.7	5344.5	5445	5546
		%	18.62	18.43	18.26	18.09
	SC	gr	976.13	985.21	994.2	1003
ω		%	29.00	30.00	30.00	31.00
	ω _{nec}	gr	1520.6	1603.3	1633	1719
		%	1.56	1.63	1.64	1.710
	W _{ams}	gr	544.54	618.15	639.3	715.9
		%	1.56	1.63	1.64	1.710

4.2.3 Curado

Las probetas fueron almacenadas en cámara húmeda termostatazada a 21°C, con humedad cercana al valor de saturación.



Figura 4-3. Probetas en cámara de curado.

En la Tabla 4-4 se exhiben los pesos registrados antes y después del curado en cámara húmeda de las probetas sometidas a los ensayos de compresión y de durabilidad.

Tabla 4-4 Valores de pesos de probetas previo ensayos [gr].

%	N°	Tiempo[días]				
		0	4	7	28	101
4%	I	1804,4	1802,9	1794,5	1761,5	1728
	II	1783,8	1780,6	1778,1	1773,6	1747,1
	III	1805,7	1804,6	1794,6	1788,1	1771,6
6%	I	1775,5	1771,5	1769,5	1744,2	1721,2
	II	1786,5	1778,5	1776,5	1761	1754
	III	1755,5	1754	1752	1748	1743
8%	I	1688	1667,2	1665,2	1638,7	1603,7
	II	1698	1678	1676	1571	1560,5
	III	1713	1659	1657	1564	1558,5
10%	I	1552,7	1550	1548	1545	1531,5
	II	1741	1736,3	1734,3	1728,8	1722,8
	III	1738,5	1735,9	1733,9	1735,4	1721,9

4.3 Condiciones de ensayo

4.3.1 Preconsolidación

Anteriores ensayos en arcillas muestran que para lograr interpretar la rigidez que se obtiene en los ensayos es necesario tener en cuenta la historia de carga de los suelos o mezclas que se estudian. Existe evidencia que muestra que la rigidez elástica en arcillas no se ve afectada por su historia de cargas sino únicamente por la relación de vacíos. No sucede lo mismo dentro de rangos de deformación no lineales, en los que se obtienen mayor rigidez para muestras preconsolidadas. Este fenómeno es mucho mayor en los suelos que para suelos-cemento. Como el objetivo del trabajo es la medición de la rigidez inicial que depende

fundamentalmente de la presión y relación de vacíos, en el programa de ensayo no se incluyó ninguna etapa de preconsolidación de las muestras.

4.3.2 Condiciones de carga, drenaje y confinamiento

En suelos no cementados, E_{max} muestra una marcada dependencia con la presión de confinamiento efectiva. Por otro lado, tanto en las rocas sedimentarias como en los suelos-cemento, E_{max} muestra un comportamiento cuasi-independiente del confinamiento, cuando éste se mantiene dentro de rangos que usualmente se observan en campo (50 a 300kPa).

En este trabajo se ejecutaron ensayos convencionales de compresión simple no confinada con carga monotónica axial. Aunque las probetas no tenían restricciones al drenaje en ninguna de sus caras, los ensayos fueron no drenados, puesto que la elevada velocidad utilizada en los ensayos no dieron tiempo al agua a fluir hacia o desde la muestra al medio ambiente.

4.4 Calibración del instrumental de medición

4.4.1 Transductores lineales de desplazamiento (LVDT's)

Como primer paso de la calibración de los LVDTs, se procedió a medir con un micrómetro los patrones (P) que se utilizarían para el ensayo. Se lograron mediciones con una exactitud de $\pm 0.001\text{mm}$. En la Figura 4-4 se presenta el equipamiento utilizado para la calibración.

El procedimiento consistió en realizar series de mediciones en las cuales los patrones fueron apilados de modo de obtener desplazamientos de hasta 12 cm (Tabla 8-7), registrando el voltaje correspondiente.

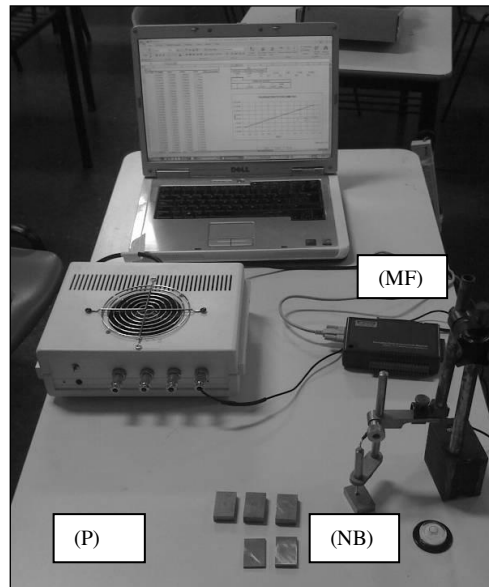


Figura 4-4 Imagen del instrumental empleado en la calibración del LVDT.

4.4.2 Tratamiento de la señal

Para cada longitud se registraron aproximadamente 5000 valores, a una frecuencia de 50 mediciones por segundo. Estas fueron luego filtradas mediante un procedimiento que consistió en tomar conjuntos de 5 lecturas y calcular las respectivas medianas. Así, se logró eliminar aquellos valores que se encontraran fuera de los rangos de medición. Estos errores son normalmente causados por el ruido magnético que puede introducirse en el aparato de medición. Luego de este primer proceso de descarte, se calculó el valor medio de las medianas. El voltaje así obtenido fue vertido en una curva de calibración como se muestra en la Figura 4-5; se obtuvo una correlación lineal óptima para los pares desplazamiento-voltaje. Detalles generales de los puntos que forman la recta de calibración se pueden observar en la Tabla 8-8.

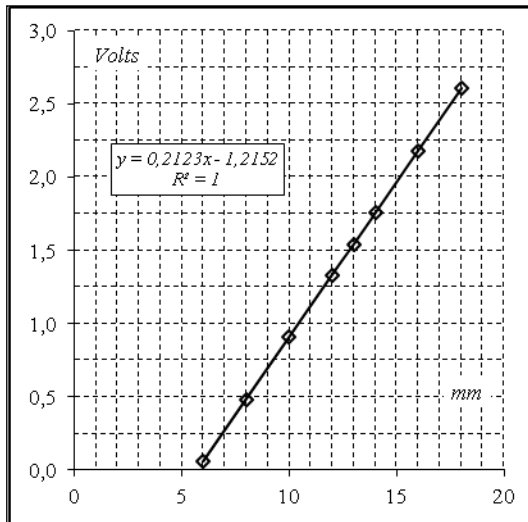


Figura 4-5 Curva de calibración del LVDT.

El objeto de este ensayo es obtener la inversa de la pendiente de esta recta, que corresponde a la constante de calibración del instrumento. De igual manera se procedió con los dos LVDTs restantes, obteniéndose las siguientes constantes de calibración.

Tabla 4-5 Calibración de LVDTs.

k_{LVDT1}	4.7105 Volt/mm
k_{LVDT2}	4.7636 Volt/mm
k_{LVDT3}	4.7164 Volt/mm

4.4.3 Calibración de la celda de carga

Se realizaron mediciones para un total de 21 escalones de carga, con valores intermedios entre 0kN y 10kN. Las pesas patrón utilizadas fueron previamente pesadas en una balanza cuya precisión era de 10^{-2} g. La calibración fue realizada en un banco edométrico cuyo brazo de palanca permitió barrer todo el rango de carga sin tener que utilizar patrones de gran envergadura. En la Figura 4-6 se muestra la curva de calibración resultante. El valor de la constante de la celda de carga fue: 135.05 Volt/kg.

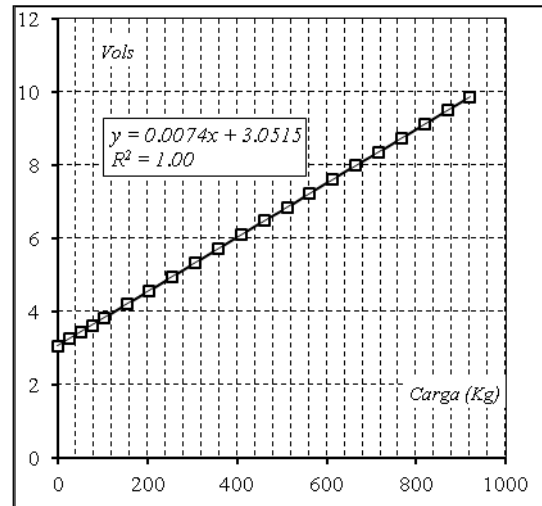


Figura 4-6 Calibración de la celda de carga.

4.5 Preparación del ensayo

El primer paso de los ensayos de compresión consistió en el encabezamiento de las probetas. Luego se registraron sus dimensiones (cuatro diámetros y tres alturas). Estos valores se promediaron para obtener valores confiables para la realización de los cálculos necesarios. Antes de cada ensayo, las probetas fueron pesadas con el objeto de evaluar las pérdidas de humedad a lo largo de la duración de la prueba.

Una vez finalizado el proceso de preparación, las probetas fueron colocadas en la prensa y se les acopló el LVDT. Este se montó sobre dos soportes metálicos adheridos a la superficie lateral de las muestras mediante cianoacrilato. El arreglo general permitió localizar la medida de la deformación en los tercios medios de las probetas. En algunos casos, se colocó un segundo LVDT en el cabezal de la prensa para registrar la deformación evaluada en términos de los desplazamientos de los cabezales.

4.5.1 Instrumental

La prensa de carga utilizada fue de accionamiento mecánico a tornillo Wykeham Farrance de 25 kN de capacidad, con caja de velocidades mecánica de 48 posiciones. La velocidad de avance del pistón fue de 0.5 mm/s. La celda de carga utilizada tiene una capacidad máxima de 10 kN y precisión +/-1 N. El LVDT utilizado fue el modelo OP6 de Solartron Metrology. El pistón tiene un recorrido de 12 mm, con una respuesta de 0.21 V/mm^{-1} .

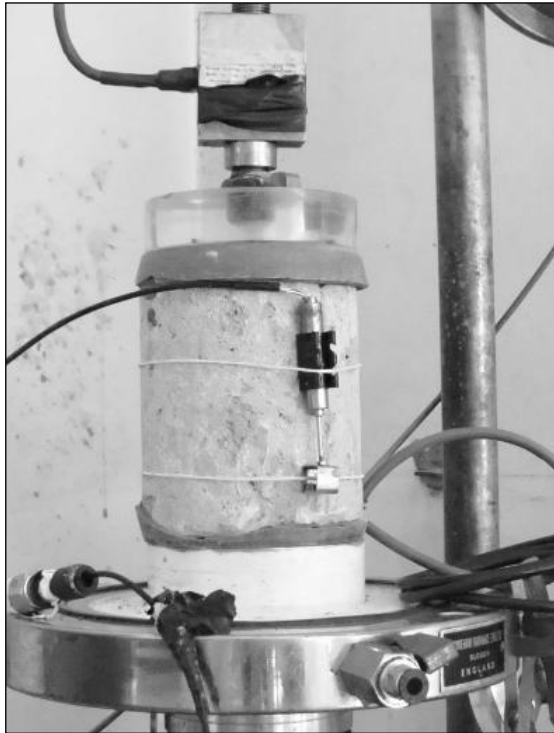


Figura 4-7. Probeta montada para ensayo.

4.5.2 Adquisición de datos

Tanto la salida de la celda de carga como la correspondiente del LVDT proporcionan señales analógicas que fueron digitalizadas mediante una placa digitalizadora Advantech-16 de 16 bytes. Las señales transformadas fueron registradas en una computadora personal, mediante el software Labview el que, por otra parte, permitió la sincronización de las medidas recogidas de ambos aparatos de medición. El programa además permitió volcar el conjunto de valores en una planilla de tipo Excel para su tratamiento posterior.

4.5.3 Procedimiento de medición y tratamiento de los datos

En las Figura 4-8 y Figura 4-9 se muestran dos salidas del LVDT y de la celda, en función del número de mediciones. A simple vista, ambos gráficos consisten en una secuencia de medidas prácticamente constantes, interrumpidas por una serie de eventos puntuales, en donde los resultados superan ampliamente el rango de variación de las anteriores mediciones. Estas singularidades son producto de ruidos magnéticos que son captados por el instrumental a lo largo de las mediciones.

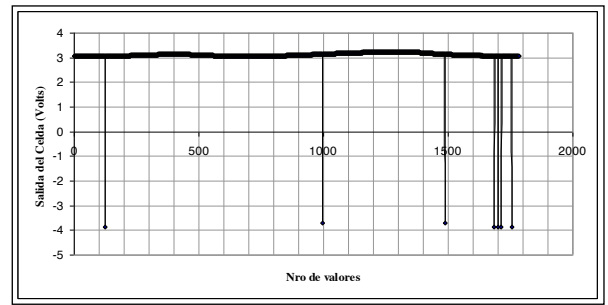


Figura 4-8 Señal de salida de la celda de carga.

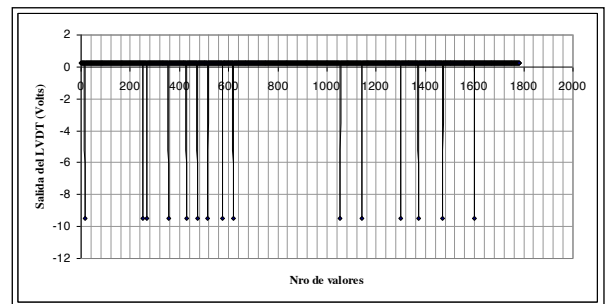


Figura 4-9 Señal de salida del LVDT.

En las Figura 4-10 y Figura 4-11, se muestran las salidas registradas una vez removidas las señales espurias. En este caso, la curva presenta un comportamiento bimodal: una primera etapa que involucra aproximadamente 270 mediciones, durante la cual el pistón avanza sin encontrar resistencia ya que no se encuentra en contacto con la probeta. Más allá de ese intervalo sobreviene el segundo régimen, en el cuál el pistón comienza a comprimir la muestra, la que ofrece una repuesta lineal con el número de mediciones (en este caso, dado que la frecuencia de medición se mantuvo constante, la respuesta es lineal con el tiempo).

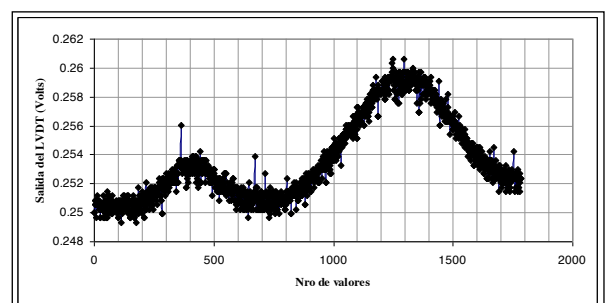


Figura 4-10 Señal de salida del LVDT (ruido magnético eliminado).

4.6 Estimación de la rigidez inicial de las muestras

Una vez realizado el tratamiento de las señales, el paso siguiente consistió en realizar un promedio de ambos conjuntos de puntos sobre

intervalos de 5 medidas consecutivas y el pasaje de unidades de Volts a MPa. o a deformación específica, utilizando las constantes de calibración calculadas en el ítem 4.3 y las dimensiones de las probetas medidas en el ítem 4.5.

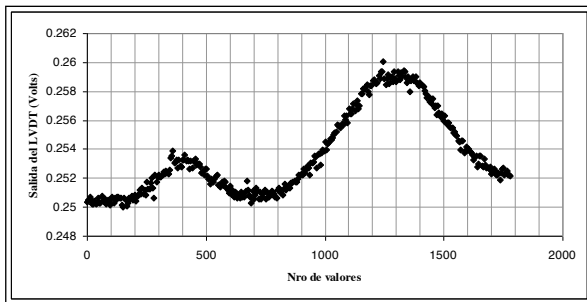


Figura 4-11 Señal de salida del LVDT (valores promediados).

Ya con las curvas con sus respectivas unidades, se procede a enfrentar la tensiones con las deformaciones, obteniendo así un gráfico de tensión versus deformación del tipo que aparecen en la Figura 4-12.

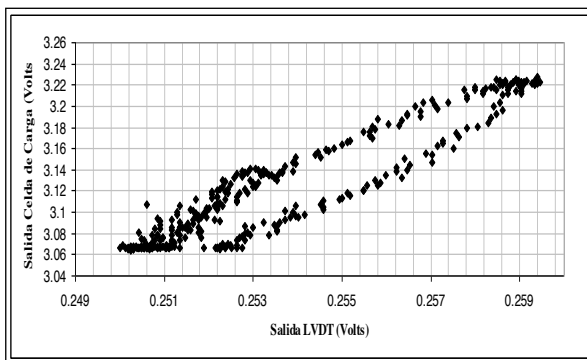


Figura 4-12 Gráfico de las salidas sincronizadas de la celda de carga y del LVDT.

El último paso consistió en seleccionar los puntos correspondientes a bajas deformaciones, y obtener la rigidez (pendiente de la curva) a partir de un ajuste lineal final, mediante un tratamiento estándar de cuadrados mínimos.

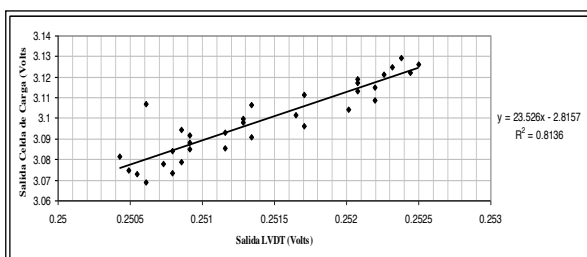


Figura 4-13 Tramo inicial del primer ciclo de carga y rectas de ajuste lineal correspondiente.

La rigidez obtenida se la afecto por un coeficiente (0.928) que corrige los efectos de la baja esbeltez de las probetas.

4.7 Resistencia a compresión simple

Una vez finalizada la etapa de medición de la rigidez inicial de las mezclas de suelo-cemento, se procedió a medir su resistencia a la compresión simple (ASTM D-1633). Debido a que la celda de carga utilizada para realizar los ensayos de rigidez llevaba a la rotura a las probetas más resistentes, se procedió al ensayo de carga simple de las probetas más resistentes utilizando aro dinamométrico. En aquellos casos en los que se pudo utilizar una celda de carga se realizaron gráficos de tensión-deformación, para los cuales se siguieron los mismos pasos previos que para los ensayos de rigidez.



Figura 4-14. Probeta ensayada a rotura.

5 RESULTADOS

5.1 Rigidez inicial

En la Tabla 5-1 se presentan los valores de las rigideces iniciales resultantes de cada uno de los ensayos, así como los promedios correspondientes.

Tabla 5-1 Resultados de las rigideces (MPa) obtenidas en los ensayos de las probetas.

cp	N°	Tiempo de curado (días)			
		4	7	28	101
[%]	[#]				
4	1	*	61.7	85.4	112.3
	2	29.9	66.6	75.2	98.4
	3	43.9	65.9	86.3	97.4
	Prom	36.9	64.7	82.3	102.7
6	1	183.7	206.9	456.6	*
	2	177.2	215.3	439.9	468.6
	3	140.1	270.5	484.7	492.8
	Prom	167.0	230.9	460.4	480.7
8	1	449.2	490.9	612.5	786.0
	2	392.5	516.9	563.3	645.0
	3	*	477.0	670.9	793.4
	Prom	420.8	494.9	615.6	741.5
10	1	764.3	882.5	1122.0	999.4
	2	850.6	1203.6	1427.7	1991.2
	3	*	1117.3	2223.6	2598.4
	Prom	807.4	1067.8	1591.2	1863.8

*Valor de rigidez no informado.

Se comprueba que la rigidez crece con el contenido de cemento y con el tiempo. En los ensayos se registraron deformaciones específicas que se mantuvieron dentro orden de 0.05%. y tensiones desviadoras de hasta 1MPa para las probetas con mayor contenido de cemento, por lo que puede aceptarse que todas las rigideces informadas corresponden al estado elástico inicial.

5.2 Dependencia de la rigidez inicial con el contenido de cemento

Para cada conjunto, se calculó el promedio de las rigideces en función de la dosificación de cemento. Los resultados se presentan en la Figura 5-1. Resulta evidente que la rigidez aumenta en un factor ≈ 20 al variar la dosificación de cemento del 4% al 10%. La dependencia de la rigidez con la concentración de cemento puede ser descrita mediante una expresión del tipo:

$$E_i = 16.028 cp^2 - 96.128cp + 165.41 \quad (5-1)$$

con un coeficiente de regresión de 0.9996.

En la ecuación anterior, E_i representa la rigidez inicial (medida en MPa) a los 4 días, mientras que cp es la concentración porcentual de cemento. Es importante remarcar que esta expresión resulta válida únicamente para concentraciones en el rango analizado, ya que, por ejemplo, su valor extrapolado a contenido nulo de cemento predice erróneamente, una rigidez mayor que para $cp \approx 0.0\% - 3.26\%$.

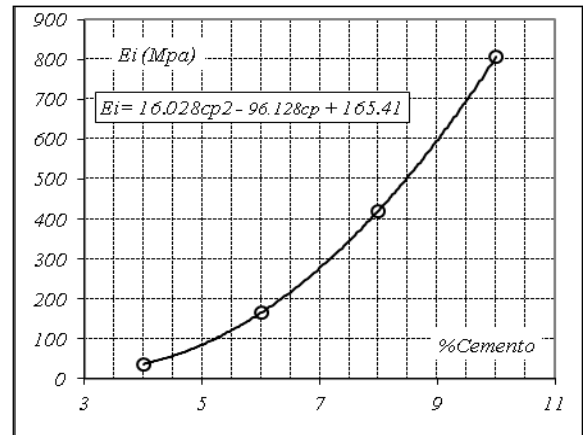


Figura 5-1. Rigidez inicial a 4 días en función del contenido de cemento.

Idéntico procedimiento fue realizado a edades mayores, llegándose hasta 101 días. Los promedios de las rigideces iniciales en función de los respectivos contenidos de cemento, a diferentes edades de curado se presentan en la Figura 5-2.

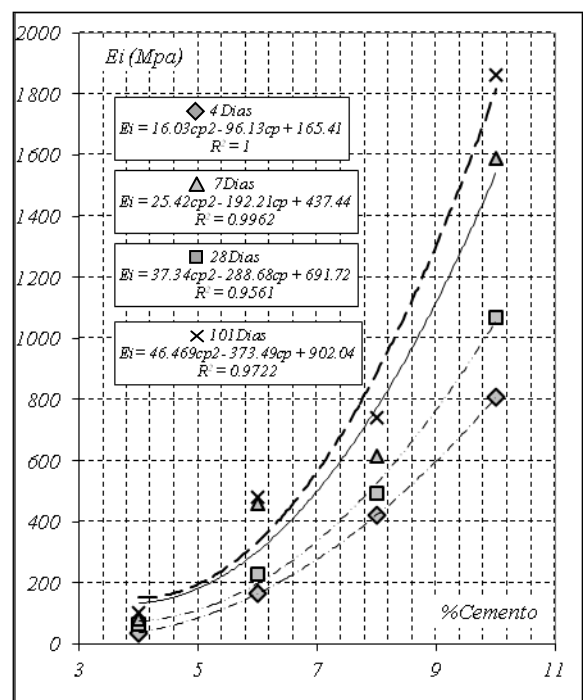


Figura 5-2. Rigidez inicial en función del contenido de cemento para distintas edades.

Como característica general, las rigideces mantienen su relación no lineal con el contenido de cemento aunque el acuerdo con el comportamiento parabolide empeora a medida que se analizan resultados obtenidos a tiempos mayores. De todas maneras, el incremento relativo de la rigidez de las diferentes muestras con el contenido de cemento parece disminuir con el transcurso del tiempo: mientras que luego de transcurridos 4 días, los valores a bajo y alto porcentaje de cemento diferían en un factor 20, luego de transcurrir 101 días, el incremento relativo disminuye a un valor cercano a 10.

5.3 Análisis de la dependencia de la rigidez inicial con el tiempo

Una manera alternativa de analizar los resultados consiste en presentarlos en curvas de rigidez en función del tiempo de fraguado, a concentración de cemento constante. Los resultados expresados de esta manera aparecen en la Figura 5-3. A primera vista, la rigidez varía de manera evidente durante un período de 20-25 días, luego del cual parecería las curvas parecen alcanzar un comportamiento tipo "plateaux". El comportamiento dinámico más simple para la interpretación de estos resultados consiste en asumir que el paso limitante de las diferentes reacciones químicas que toman lugar en las muestras - y que se manifiestan a partir de la variación de la rigidez con el tiempo - sigue una cinética de primer orden. Para analizar esto, puede asumirse un proceso reactivo del tipo:



donde R y P representan reactivos y productos, respectivamente. Un comportamiento cinético de primer orden asume que las concentraciones de reactivos [R] y productos [P] obedecen una ecuación fenomenológica del tipo:

$$\frac{d[R]}{dt} = -k[R] = -\frac{d[P]}{dt} \quad (5-3)$$

con solución directa:

$$[R] = e^{-kt} = e^{-t/\tau} \quad (5-4)$$

En las ecuaciones anteriores, $\tau = k^{-1}$ representa el tiempo característico necesario para que la concentración de reactivos disminuya en un factor 1/e de su valor a tiempo $t=0$.

Con el objeto de estimar valores de τ y establecer la rigideces a tiempo infinito, los datos experimentales que aparecen en la Figura 5-3, fueron ajustados mediante un método de cuadrados mínimos no-lineales a expresiones aproximadas del tipo:

$$E_i(t) = (E_i^0 - E_i^\infty) e^{-\frac{t}{\tau}} + E_i^\infty \quad (5-5)$$

donde E_i^0 y E_i^∞ representan los valores iniciales y asintóticos de la rigidez. Los resultados de los ajustes no lineales aparecen en la Tabla 5-2.

Uno puede observar que, en todos los casos, los tiempos característicos τ resultan intermedios entre los 15 y los 25 días, siendo menores cuanto menores seas los porcentajes de cemento en las muestras. Este orden de magnitud es coherente con valores para el tiempo de fraguado para este tipo de suelos cemento reportados en la literatura.

Tabla 5-2 Parámetros de ajuste.

cp	τ	E_i^∞	E_i^0
[%]	[días]	[MPa]	[MPa]
4	17.8	97.34	30.6
6	16	471.4	109.5
8	26.84	725.7	410.2
10	22.8	1889.4	742.4

Nuevamente el planteo cinético propuesto resulta válido solo para el intervalo temporal analizado. A tiempo 0, los ajustes predicen erróneamente valores de rigidez distintos para cada una de las muestras.

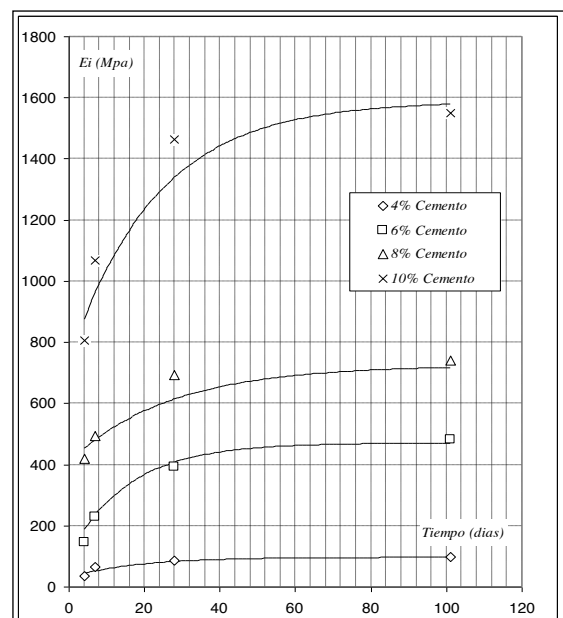


Figura 5-3. Evolución de la rigidez inicial con el tiempo para distintas mezclas de suelo-cemento.

5.3.1 Comparación con trabajos anteriores

Resulta interesante comparar los resultados mostrados en el párrafo anterior con los reportados por Serigos [4] quien utilizó una metodología diferente para estimar rigideces a bajas deformación de suelos-cementos utilizando métodos indirectos basados en la medición de la velocidad de ondas en muestras. Los resultados obtenidos por Serigos se muestran en la Figura 5-4

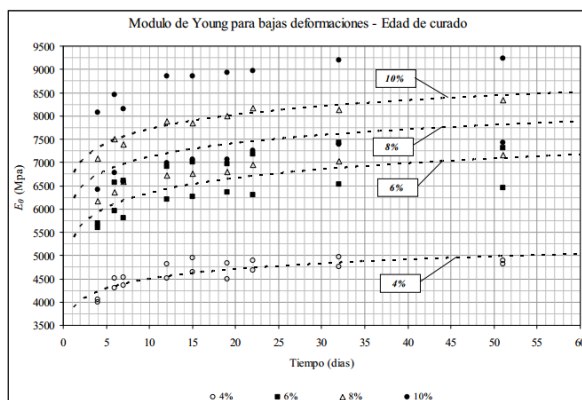


Figura 5-5: Módulo de Young para bajas deformaciones en función del tiempo.

Figura 5-4. Rigideces estimadas mediante medición de velocidad de propagación de ondas en función del tiempo para distintas mezclas de suelo-cemento [4].

A simple vista, puede observarse que los valores de E resultan entre uno y dos órdenes de magnitud mayores a los obtenidos mediante la técnica directa. Aunque tanto este trabajo como el presentado por Serigos apuntan a estimar la rigidez a baja deformaciones de probetas de suelocemento, existen más de una diferencia entre uno y otro trabajo.

En primer lugar los suelos utilizados no son los mismo aunque si similares y es presumible que este factor no resulta de gran influencia.

Es prudente pensar que el factor que mayor responsabilidad tiene en el registro de tan diferentes valores es la utilización e distintos métodos de medición.

La estimación de rigideces utilizando la velocidad de propagación de ondas se maneja en rangos de deformaciones mucho menores que los que se alcanzan en las técnicas directas de medición.

Otra diferencia que hubo entre un trabajo y otro es el tratamiento de las probetas, así, mientras el trabado de Serigos se realiza un único ensayo sobre cada una de las probetas, en el presente

trabajo se plantea un seguimiento en la evolución de la rigidez de un grupo de probetas que se ensayan en cuatro ocasiones distintas mediante las técnicas ya descritas en el ítem 4.5. Es de esperar que en alguno de los ensayos se superen los rangos de deformación elástica, dañando así la estructura las probetas. De esta manera, con el pasar de los ensayos los valores de rigideces que se registran resulten cada vez menores. Sin embargo, esto no explica cómo se registran tales diferencias en la primera tanda de ensayos. Es por esto que será prudente suponer que las diferencias son productos de la utilización de distintos métodos de medición.

5.4 Resistencia a compresión simple (UCS)

Las resistencias a compresión simple resultante de los ensayos se recopilan en la Tabla 5-3. En la Figura 5-5, se observa el grafico de UCS contra contenido de cemento. A simple vista se puede observar un comportamiento creciente de la UCS respecto del contenido de cemento, siguiendo la (5-6).

$$UCS = 0,022 \cdot cp^2 - 0,087 \cdot cp + 1,038 \quad (5-6)$$

Tabla 5-3 Resultados de los ensayos de UCS.

cp	Nº	UCS	E _i	E _i /UCS
[%]	[#]	[MPa]	[MPa]	[-]
4	1	1.43	112.3	78.53
	2	1.12	98.4	87.8
	3	0.78	97.4	124.9
	Prom	1.11	102.7	92.5
6	1	X	X	X
	2	1.78	468.6	263.2
	3	1.12	492.8	440.0
	Prom	1.45	480.7	403.9
8	1	2.31	786.0	340.2
	2	1.54	645.0	418.8
	3	1.26	793.4	629.7
	Prom	1.70	741.5	436.2
10	1	1.85	999.4	540.2
	2	2.87	1991.2	693.8
	3	3.63	2598.4	773.3
	Prom	2.79	1863.8	668.0

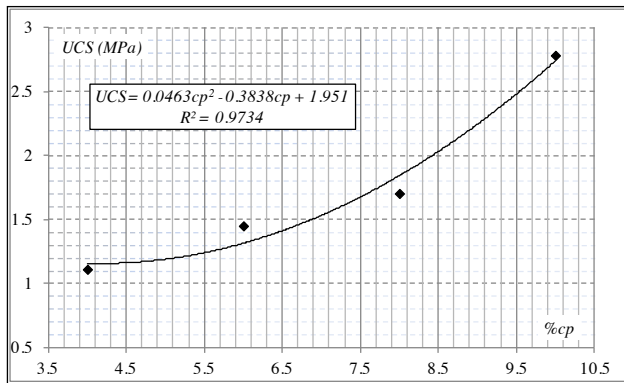


Figura 5-5. Evolución de la UCS en función del contenido de cemento.

Es común que cuando se desconoce el parámetro de la rigidez de un suelo-cemento, se lo intente obtener mediante una correlación con la UCS, en la Figura 5-6 se puede observar la dependencia entre los dos parámetros. Se observa un comportamiento lineal descrito por la ecuación $E_i = 1047.9 UCS - 1048.9$ (5-7), aunque debe entenderse que el comportamiento descrito solo puede ser válido en el rango de rigideces y UCS

$$E_i = 1047.9 UCS - 1048.9 \quad (5-7).$$

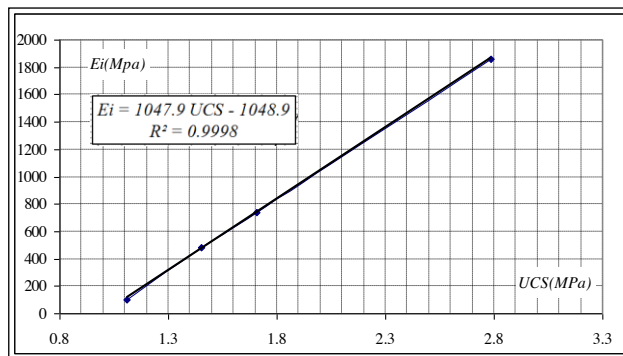


Figura 5-6. Evolución de la rigidez inicial en función de la UCS.

6 APLICACIÓN A PAVIMENTOS FLEXIBLES CON RIGIDEZ INVERTIDA.

En esta sección presentaremos una aplicación práctica de los resultados de esta investigación. Se trata de la modelización del comportamiento estructural de un pavimento de rigidez invertida.

6.1 Introducción y definición de pavimentos de rigidez invertida

Los pavimentos flexibles con rigidez invertida consisten en una capa granular compactada sobre una base rígida de suelo-cemento, la que es cubierta luego con una delgada capa asfáltica de rodamiento.

A diferencia de los pavimentos tradicionales que se basan en la utilización de materiales rígidos en capas superiores para soportar y distribuir las cargas del tránsito, en los pavimentos con rigidez invertida, tanto la capa granular intermedia como la subbase rígida juegan un rol preponderante en la respuesta mecánica global. Tradicionalmente, los métodos de diseño de pavimento se han basado en evidencias recogidas a lo largo de los años de las correspondientes respuestas de sus estructuras, ya sean éstas flexibles o rígidas. Sin embargo, las condiciones de contorno a las que se hallan sometidos los pavimentos con rigidez invertida son bien distintas a las existentes en pavimentos convencionales, lo que trae como consecuencia que sus respuestas sean difícilmente interpretables en términos de lo conocido en otro tipo de pavimentos. Para tal fin, hemos utilizado el programa comercial Plaxis 2D que permite predecir el comportamiento de los paquetes estructurales propuestos en función de las propiedades asignadas a los materiales constitutivos.

6.1.1 Comportamiento de los pavimentos con rigidez invertida y modos de falla

En los pavimentos con rigidez invertida, cada una de las capas tiene una función definida.

La capa asfáltica superior tiene la capacidad lograr una abrupta disminución de las tensiones que llegan a las capas inferiores, además de lograra una impermeabilización efectiva aumentando la vida útil del pavimento.

La base granular de material no ligado tiene la particularidad de prevenir en la carpeta asfáltica procesos de reflexión de las fisuras en la subbase

rígida y de disminuir la magnitud de las sollicitaciones que llegan a esta. Cabe destacar que la disminución excesiva de la capa granular puede modificar el comportamiento del paquete estructural evitando que se comporte como un continuo. Por esta razón, así como también por temas constructivos (prevención de procesos de reflexión prematura de fisuras) se recomienda un espesor mínimo de 10cm [31].

La presencia de la subbase rígida apunta a lograr disminuir las tensiones que llegan a la subrasante y proporcionar una superficie rígida sobre la cual se posible llevar a cabo las tareas de compactación en la base granular.

Existen dos mecanismos básicos de falla en los pavimentos de rigidez invertida [29].

El primero consiste en la falla por fatiga debido deformaciones excesivas en las capas rígidas del paquete estructural (carpeta asfáltica y subbase de suelo tratado). Este proceso se genera debido a la propagación de las microfisuras que se producen las fibras inferiores traccionadas (Figura 6-1), cuando estas capas actúan como losas sometidas a flexión.

Las formas de prevenir este fenómeno requieren:

- Disminuir las máximas cargas que se aplican sobre la estructura.
- Aumentar el espesor de la capa asfáltica o de la subbase tratada.
- Aumentar la rigidez de la base granular.
- Aumentar la rigidez del asfalto o de la subbase tratada.
- La manipulación del espesor de la base granular juega un papel ambiguo en este proceso, ya que la disminución de su espesor resulta ventajosa para la carpeta asfáltica, pero perjudicial para la subbase tratada.

El otro mecanismo por el cual se produce la falla de los pavimentos con rigidez invertida es cuando se supera la resistencia a fatiga tanto de la capa granular como en la subrasante.

Generalmente estos fenómenos generan un ahuellamiento en los pavimentos, producto de las deformaciones plásticas que se producen en estas capas. Este fenómeno es común cuando la compactación en la base granular es deficiente. Puede evitarse aumentándola rigidez o el espesor de las capas superiores (capa asfáltica y base granular); de darse en la subrasante este fenómeno, el aumento en el espesor de las subbase tratada es también efectiva.

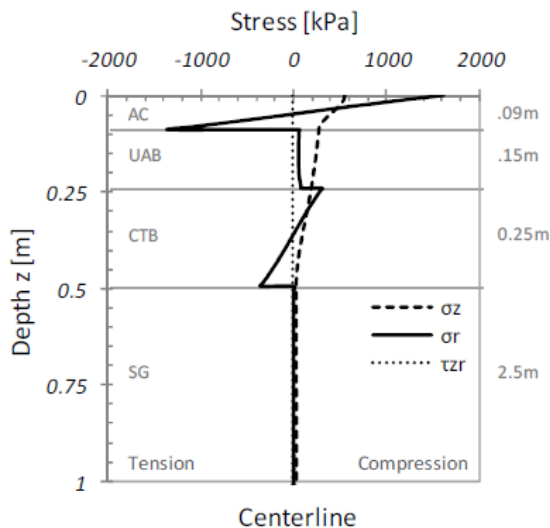


Figura 6-1 Diagrama de tensiones del paquete estructural sobre el eje de aplicación de la carga

6.1.2 Ventajas de los pavimentos de rigidez invertida

Pueden destacarse las siguientes ventajas de los pavimentos de rigidez invertida:

- La presencia de una subbase estabilizada facilita las tareas de compactación de la base granular.
- Al utilizarse material no ligado en la base granular, se previene la formación de fisuras en el paquete estructural.
- La influencia de las tensiones inducidas por las cargas de tráfico en la capa granular resulta relevante debido a la proximidad de esta a la superficie del pavimento. Es por esto que es necesario utilizar comportamientos no lineales en la caracterización de esta capa en los modelos constitutivos de pavimentos con rigidez invertida.
- La experiencia reunida tanto en Sudáfrica (implementación por más de 40 años), como en EEUU, muestra que los pavimentos con rigidez invertida pueden ser una alternativa viable a los pavimentos flexibles [30].
- Es una técnica ya utilizada en el país (Argentina), de forma tal que se cuenta con experiencia y resultados para esta técnica.

6.2 Modelización numérica

Se efectuó una modelización numérica axilsimétrica utilizando Plaxis 2D. El sistema consiste en un paquete estructural compuesto por cuatro materiales, a saber: (en orden descendente) una capa asfáltica, una base granular no ligada,

una sub-base de suelo cemento y una subrasante. La malla se aprecia en la **Figura 6-2**.

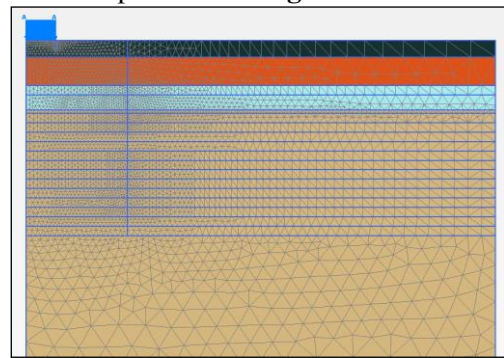


Figura 6-2 Malla de modelo numérico.

La carpeta asfáltica se modeló como un material elástico lineal isotrópico, con rigidez $E = 17$ GPa, un módulo de Poisson $\nu = 0.35$ (lo que presupone una temperatura constante) y un espesor de 9 cm.

La base granular fue modelada con un material del tipo “*hardening soil*”, con el objeto de tener en cuenta la fuerte dependencia de la rigidez del suelo con el estado tensional que se da en los materiales predominantemente granulares. Los parámetros adoptados para esta capa fueron:

- Parámetros de rigidez:
 - $E_{50} = 200$ MPa (rigidez secante para el 50% de la carga de falla)
 - $E_{0ed} = 200$ MPa (rigidez edométrica)
 - $E_{ur} = 600$ MPa (rigidez en descarga-recarga)
 - $m = 0.2$ (“potencial de la dependencia tensional de la rigidez”)
- Parámetros de resistencia
 - $c = 1$ kPa (cohesión)
 - $\phi = 40^\circ$ (ángulo de fricción interna)
- Parámetros geométrico
 - espesor = 15 cm

La sub-base de suelo-cemento fue modelada mediante un material elástico lineal cuya rigidez varió entre $E = 100$ y 2000 MPa y módulo de Poisson $\nu = 0.2$. Resulta particularmente difícil la modelación de materiales tales como el suelo-cemento que presentan proceso de fisuración tales que pueden llevar a la heterogeneidad al material (efecto que en este caso hemos obviado).

Finalmente, la capa subrasante fue modelada suponiendo un material elástico isotrópico con rigidez $E = 100$ MPa y módulo de Poisson $\nu = 0.2$.

Siguiendo las recomendaciones de la guía para el diseño empírico-mecanístico de pavimentos nuevos y rehabilitados (ERES 2004), la sollicitación empleada consistió en una carga estática de 550 kPa, sobre un área circular de 15 cm de radio.

6.3 Resultados

El experimento numérico consistió básicamente en obtener la dependencia del espesor mínimo de la capa de suelo cemento necesario para garantizar la estabilidad del paquete estructural en función de la rigidez de la capa tomando como criterio de falla la rotura. Este requisito aunque mínimo no resulta dimensionante en el diseño de un pavimento ya que no se garantiza una buena respuesta frente a los fenómenos de fatiga o ahuellamiento, causas de falla típicas de los pavimentos. En consecuencia, a partir de nuestras medidas experimentales, se predijo la dependencia de los espesores mínimos con la concentración de cemento en la base de suelo cemento.

Para tal fin, se realizaron cinco simulaciones numéricas. Los resultados de las mismas aparecen en la

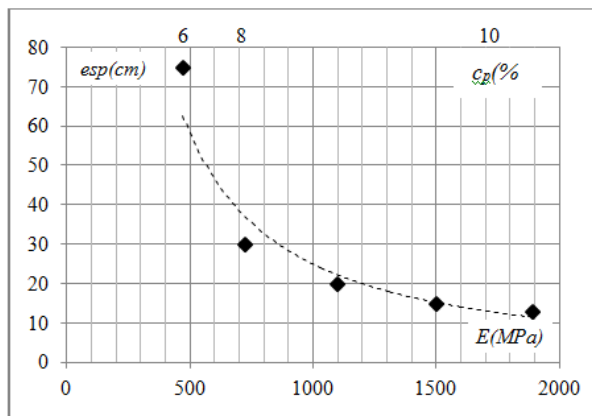


Figura 6-3 y en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1 Valores de espesores mínimos de subbases de suelo-cemento en función de su rigidez.

E	Espesor mínimo	c _p correspondiente
[MPa]	[cm]	[%]
93	No aplica	4
471	75	6
725	30	8
1100	20	-
1500	15	-
1889	13	10

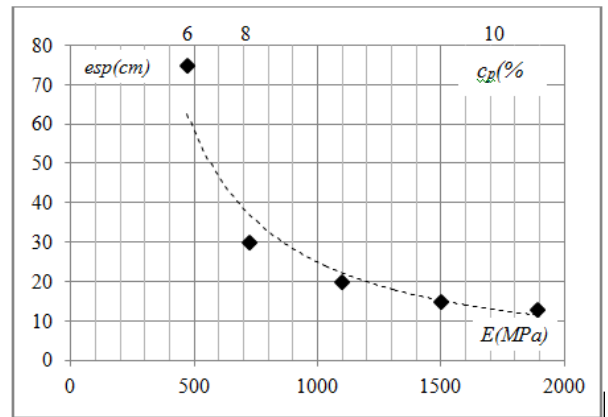


Figura 6-3 Gráfico de espesores mínimos subbase rígida tratada en función de su rigidez.

A partir del análisis de los resultados se puede concluir en lo siguiente:

La dependencia del espesor mínimo con la rigidez de la capa de suelo cemento presenta un carácter bimodal: en primer lugar, se observa una brusca caída, desde 70 cm a aproximadamente 30 cm, para valores de rigidez comprendidos entre los 500 MPa y los 750 MPa. A partir de aproximadamente 1000 MPa, la dependencia es mucho más suave y parece no disminuir más allá de los 10 cm, para valores de rigidez de hasta 2000 MPa.

Por otro lado, la dependencia del espesor con la concentración de cemento es algo más uniforme. Nótese que un aumento en la concentración de cemento en un factor de aproximadamente 2, (del 6% al 10%) se ve reflejado en una disminución del espesor límite en un factor aproximadamente 7.

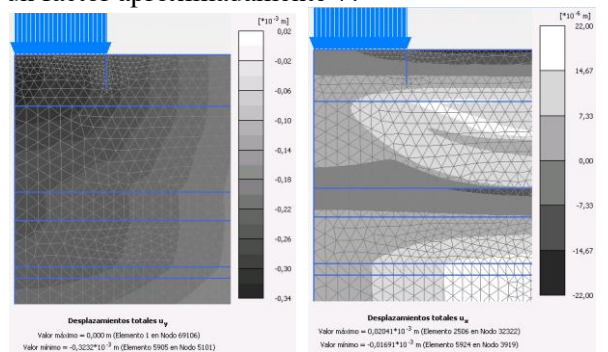


Figura 6-4 Diagramas de desplazamientos verticales y horizontales.

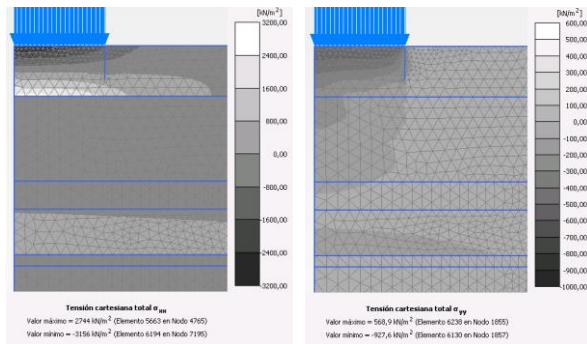


Figura 6-5 Diagramas de esfuerzos verticales y horizontales.

Por último, y en relación también al punto anterior, consignamos que el 6% representa también una concentración umbral por debajo de la cual, para el conjunto de parámetros presentado más arriba, no se encontró convergencia de las soluciones numéricas.

Se podría concluir que la utilización de suelocementos con contenidos de menores al 10% no logran una economía en el paquete estructural ya que precisan espesores mayores. Se intuye también que contenidos mucho mayores tampoco van a lograr cambios muy significativos en el paquete estudiado. Quedaría para un futuro trabajo estudiar la posibilidad de disminuir la capa asfáltica aportando mayor rigidez a la base granular y/o a la subbase tratada (se destaca que el costo de m³ de capa asfáltica puede triplicar al de subbase tratada y hasta sextuplicar el de base granular [29]). Para este análisis será necesario estudiar de forma más detallada la variación de la rigidez de la capa asfáltica con las condiciones climáticas a las que estará expuesta.

7 CONCLUSIONES

En lo que sigue, presentaremos las conclusiones más importantes que se desprenden de los ensayos sobre suelo-cemento descritos en este trabajo. Hemos verificado lo siguiente:

1. La rigidez inicial y la resistencia de muestras de suelo-cemento ensayadas a compresión simple mostraron dependencias cuadráticas con el contenido de cemento.

2. La dependencia temporal de la rigidez inicial puede ser descripta razonablemente bien mediante un decaimiento exponencial.

3. Es posible establecer una relación lineal entre los valores de resistencia a 101 días y sus respectivos valores de rigidez inicial.

4. Los tiempos característicos que describen la cinética de las reacciones químicas que conducen a un aumento de los valores de las rigideces iniciales fueron de 17 días para contenidos de cemento bajos (4% y 6%) y 26 días, para contenidos altos (8% y 10%). De aquí se desprende que, a mayores contenidos de cemento, serán necesarios mayores períodos de curado para completar las reacciones de fragüe.

5. Las rigideces obtenidas mediante técnicas directas resultan menores que las obtenidas mediante técnicas basadas en la medición de la velocidad de propagación de ondas. Esto puede ser explicado si se tiene en cuenta que los métodos indirectos, como el antes mencionado, no afectan a las muestras y se realizan en un rango de deformaciones bien diferenciado del muestreo mediante las técnicas directas.

6. Las diferencias encontradas entre los distintos gráficos de tensión vs. deformación puede ser atribuidas a consecuencias del filtrado selectivo realizado de la información directa recogida del aparato de medición, como así también de las diferencias en los rangos de deformaciones analizado en cada ensayo. Es por esto que luego de haber realizado cada ensayo resulta aconsejable analizar de manera crítica que tipo de perturbaciones pudieron haberse filtrado en la señal del aparato. En este contexto, resulta importante, por ejemplo, evitar frecuencias de registro de datos que sean múltiplos de la tensión de línea, 50 Hz, ya que es en las cercanías de estas frecuencias típicas, aumentan las posibilidades de incorporar señales espurias provenientes de ruidos magnéticos.

7. El trabajo realizado además ha logrado la puesta a punto de nuevo sistema de medición en el LMS-FIUBA basado en el registro de desplazamientos, apto para futuras mediciones de deformaciones locales.

8 APÉNDICE

8.1 Ensayos Proctor

Tabla 8-1. Planilla de laboratorio del primer ensayo Proctor realizado sobre suelo sin modificar.

PLANILLA DE LABORATORIO

Peso del molde : 1802 g
 Volumen del molde: 973 cm³

1

11/04/2011											
N°	Peso molde + Suelo húmedo (gr)	Suelo húmedo (gr)	γ (gr/cm ³)	Pesafiltro N° Tera (gr)	Pesafiltro + Suelo húmedo (gr)	Pesafiltro + Suelo seco (gr)	Suelo seco (gr)	Agua (gr)	w (%)	γ_d (gr/cm ³)	
1	3369	1567	1.610	108	15.23	83.24	70.71	55.48	12.53	22.6%	1.31
2	3451	1649	1.695	1	17.52	61.32	52.41	34.89	8.91	25.5%	1.35
3	3543	1741	1.789	26	8.55	64.02	51.64	43.09	12.38	28.7%	1.39
4	3556.5	1754.5	1.803	8	9.97	52.06	41.85	31.88	10.21	32.0%	1.37
5	3552.5	1750.5	1.799075	16	18.69	76.51	61.12	42.43	15.39	36.3%	1.32

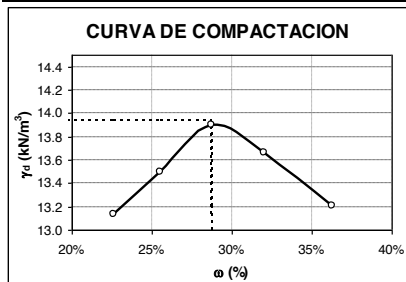


Tabla 8-2 Planilla de laboratorio del segundo ensayo Proctor realizado sobre suelo sin modificar.

PLANILLA DE LABORATORIO

Peso del molde : 1802 kg
 Volumen del molde: 973 cm³

2

11/04/2011											
N°	Peso molde + Suelo húmedo (gr)	Suelo húmedo (gr)	γ (gr/cm ³)	Pesafiltro N° Tera (gr)	Pesafiltro + Suelo húmedo (gr)	Pesafiltro + Suelo seco (gr)	Suelo seco (gr)	Agua (gr)	w (%)	γ_d (gr/cm ³)	
1	3359	1557	1.600	5	15.23	73.73	63.12	47.89	10.61	22.2%	1.31
2	3437	1635	1.680	44	15.01	61.32	52.02	37.01	9.3	25.1%	1.34
3	3493	1691	1.738	76	14.55	64.02	53.44	38.89	10.58	27.2%	1.37
4	3524.5	1722.5	1.770	29	8.75	51.06	40.89	32.14	10.17	31.6%	1.34
5	3548.5	1746.5	1.794964	111	16.18	73.51	58.62	42.44	14.89	35.1%	1.33

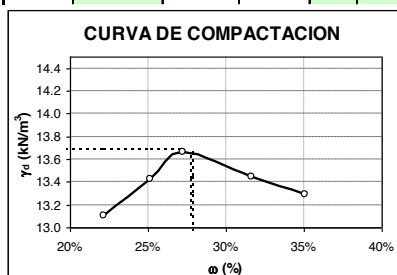


Tabla 8-3. Planilla de laboratorio de ensayo Proctor estándar realizado sobre suelo con un contenido del 4% de cemento.

PLANILLA DE LABORATORIO

Peso del molde : 1744 kg **4%**
 Volumen del molde: 973 cm³

11/04/2011											
N°	Peso molde + Suelo húmedo (gr)	Suelo húmedo (gr)	γ (gr/cm ³)	Pesafiltro N° Tara (gr)	Pesafiltro + Suelo húmedo (gr)	Pesafiltro + Suelo seco (gr)	Suelo seco (gr)	Agua (gr)	w (%)	γ_d (gr/cm ³)	
1	3355	1611	1.656	C	135.94	212.76	198.08	62.14	14.68	23.6%	1.34
2	3431	1687	1.734	D	126.9	187.88	174.82	47.92	13.06	27.3%	1.36
3	3493	1749	1.798	C	135.94	196.64	182.93	46.99	13.71	29.2%	1.39
4	3503	1759	1.808	D	126.9	205.68	186.9	60	18.78	31.3%	1.38
5	3488	1744	1.792	C	135.94	224.23	201.8	65.86	22.43	34.1%	1.34

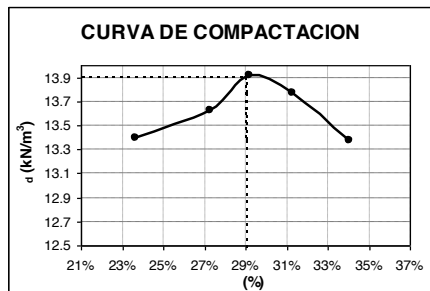


Tabla 8-4. Planilla de laboratorio de ensayo Proctor estándar realizado sobre suelo con un contenido del 6% de cemento.

PLANILLA DE LABORATORIO

Peso del molde : 1744 kg **6%**
 Volumen del molde: 973 cm³

11/04/2011											
N°	Peso molde + Suelo húmedo (gr)	Suelo húmedo (gr)	γ (gr/cm ³)	Pesafiltro N° Tara (gr)	Pesafiltro + Suelo húmedo (gr)	Pesafiltro + Suelo seco (gr)	Suelo seco (gr)	Agua (gr)	w (%)	γ_d (gr/cm ³)	
1	3292	1548	1.591	C	135.94	212.76	198.08	62.14	14.68	23.6%	1.29
2	3377	1633	1.678	C	135.94	197.88	184.62	48.68	13.26	27.2%	1.32
3	3427	1683	1.730	D	126.9	196.64	180.53	53.63	16.11	30.0%	1.33
4	3440	1696	1.743	C	135.94	205.68	188.7	52.76	16.98	32.2%	1.32
5	3414	1670	1.716	D	126.9	224.23	199.02	72.12	25.21	35.0%	1.27

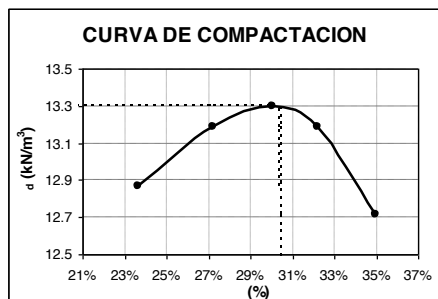


Tabla 8-5. Planilla de laboratorio de ensayo Proctor estándar realizado sobre suelo con un contenido del 8% de cemento.

PLANILLA DE LABORATORIO

Peso del molde : 1802 kg
Volumen del molde: 973 cm³

8%

11/04/2011											
N°	Peso molde + Suelo húmedo	Suelo húmedo	γ	Pesafiltro	Pesafiltro + Suelo húmedo	Pesafiltro + Suelo seco	Suelo seco	Agua	w	γ_d	
(ar)	(ar)	(ar/cm ³)	(ar/cm ³)	N° Tera	(ar)	(ar)	(ar)	(ar)	(%)	(ar/cm ³)	
1	3413	1611	1.656	8.55	64.02	52.04	43.49	11.98	27.5%	1.30	
2	3502.5	1700.5	1.748	18.69	71.51	59.32	40.63	12.19	30.0%	1.34	
3	3559.5	1757.5	1.806	18.03	73.85	60.49	42.46	13.36	31.5%	1.37	
4	3562.5	1760.5	1.809	15.23	71.54	57.57	42.34	13.97	33.0%	1.36	
5	3519	1717	1.765	17.52	81.35	64.44	46.92	16.91	36.0%	1.30	

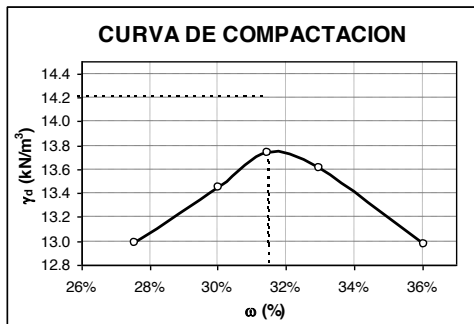


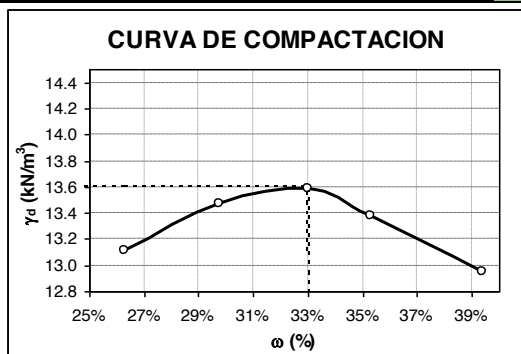
Tabla 8-6. Planilla de laboratorio de ensayo Proctor estándar realizado sobre suelo con un contenido del 10% de cemento.

PLANILLA DE LABORATORIO

Peso del molde : 1802 kg
Volumen del molde: 973 cm³

10%

11/04/2011											
N°	Peso molde + Suelo húmedo	Suelo húmedo	γ	Pesafiltro	Pesafiltro + Suelo húmedo	Pesafiltro + Suelo seco	Suelo seco	Agua	w	γ_d	
(ar)	(ar)	(ar/cm ³)	(ar/cm ³)	N° Tera	(ar)	(ar)	(ar)	(ar)	(%)	(ar/cm ³)	
1	3413	1611	1.656	1	17.53	65.98	55.9	38.37	10.08	26.3%	
2	3502.5	1700.5	1.748	26	8.53	70.13	56.01	47.48	14.12	29.7%	
3	3559.5	1757.5	1.806	13	9.35	68.87	54.11	44.76	14.76	33.0%	
4	3562.5	1760.5	1.809	103	14.94	70.99	56.37	41.43	14.62	35.3%	
5	3559	1757	1.806	108	15.24	76.12	58.92	43.68	17.2	39.4%	



8.2 Calibración del instrumental

Tabla 8-7 Escalones de medición para calibración del LVDT

	Patrones	Volts	mm
Escalón 1	6	0.055	5.992
Escalón 2	6+2	0.482	7.987
Escalón 3	6+4	0.907	9.993
Escalón 4	6+4+2	1.333	11.988
Escalón 5	6+4+3	1.542	13.003
Escalón 6	6+5+3	1.758	14.017
Escalón 7	10+6	2.184	16.000
Escalón 8	10+6+2	2.605	17.995

Tabla 8-8 Tabla de los puntos resultantes de la calibración del LVDT 1

Salida LVDT	Desplazamiento
Volt	mm
0,0551	5,992
0,4821	7,987
0,9070	9,993
1,3330	11,988
1,5421	13,003
1,7576	14,017
2,1837	16,000
2,6045	17,995

8.3 Ensayos de Rigidez medidos con medición local de deformaciones.

8.3.1 Probetas con 4% de Cemento

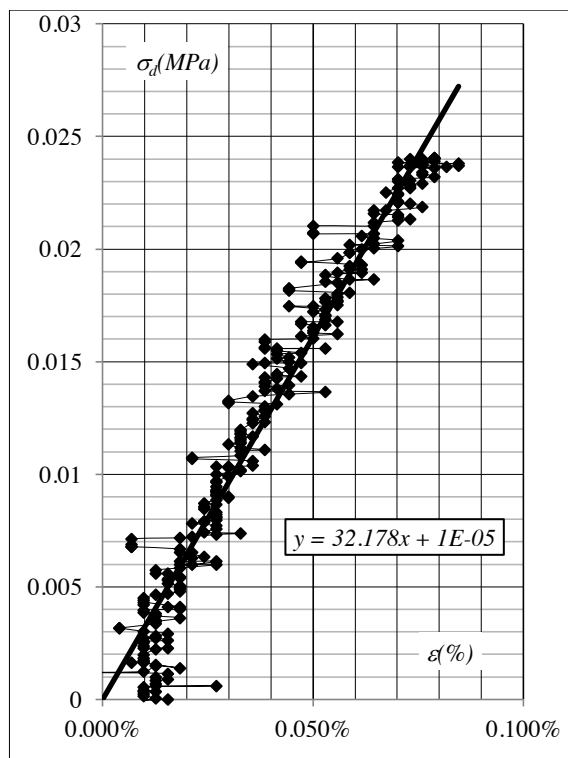


Figura 8-1. Probeta 4%II a 4 días.

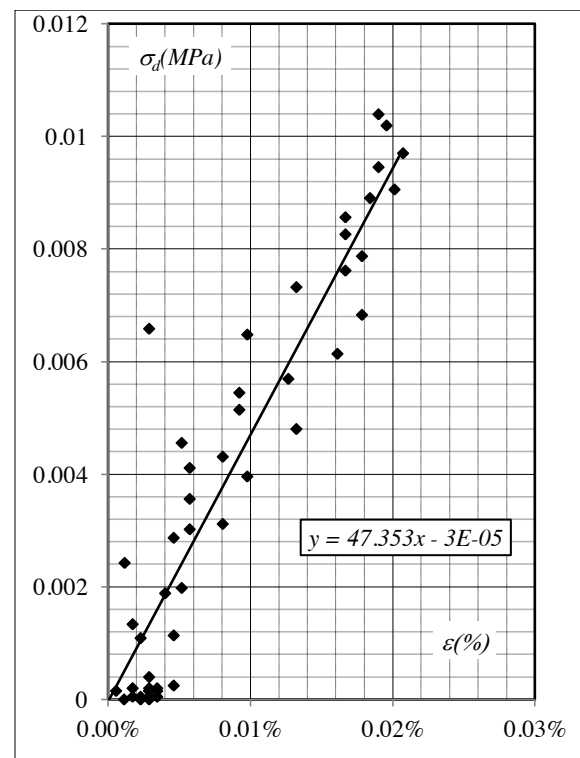


Figura 8-2. Probeta 4%III a 4 días.

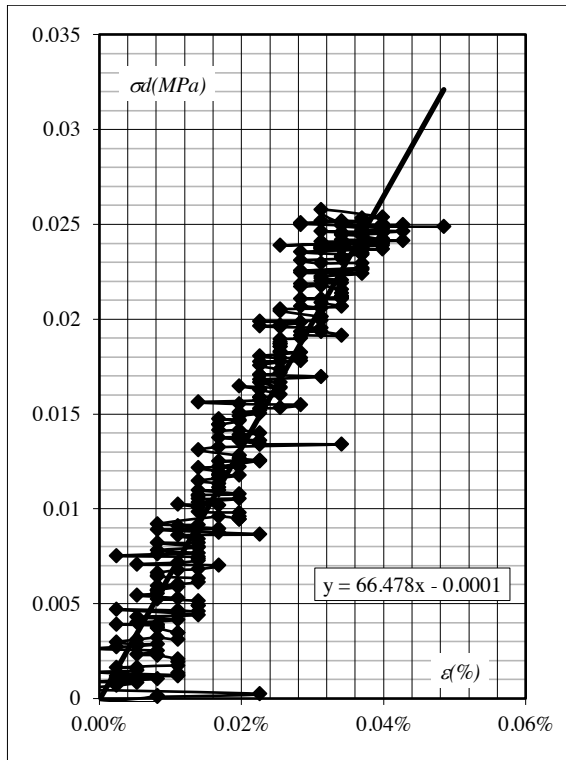


Figura 8-3. Probeta 4%I a 7 días.

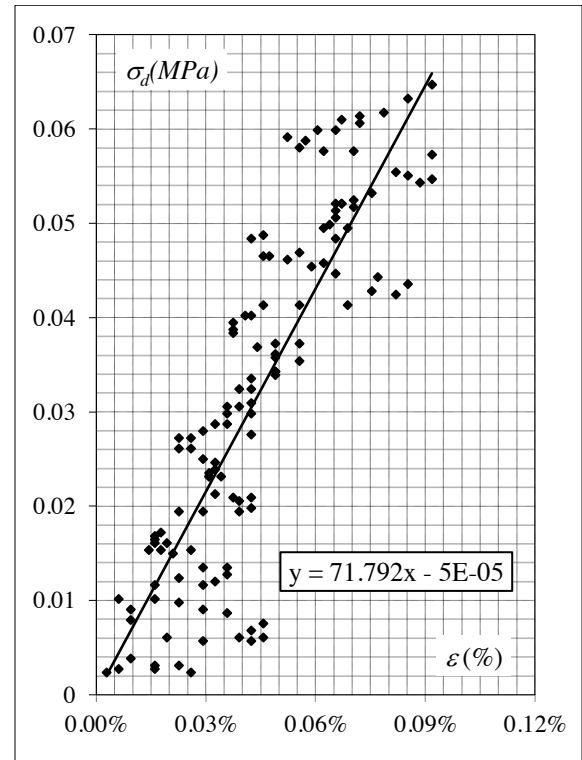


Figura 8-4. Probeta 4%II a 7 días.

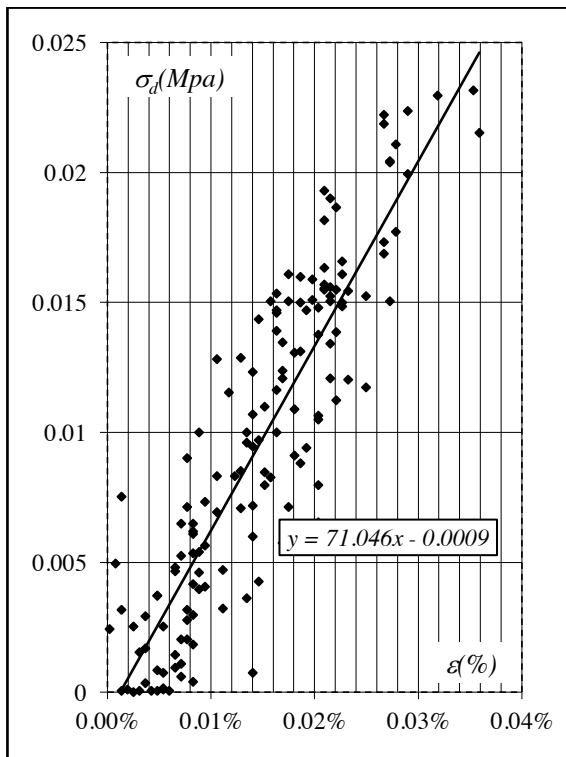


Figura 8-5. Probeta 4%III a 7 días.

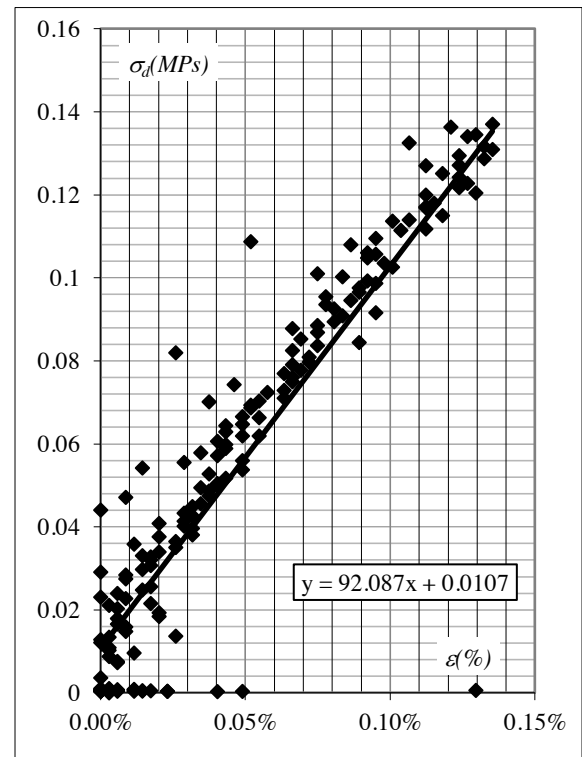


Figura 8-6. Probeta 4%I a 28 días.

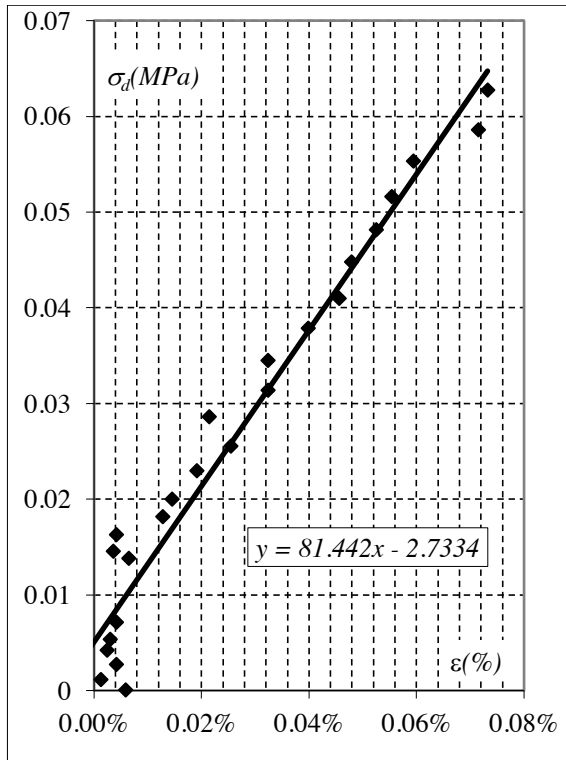


Figura 8-7. Probeta 4%II a 28 días.

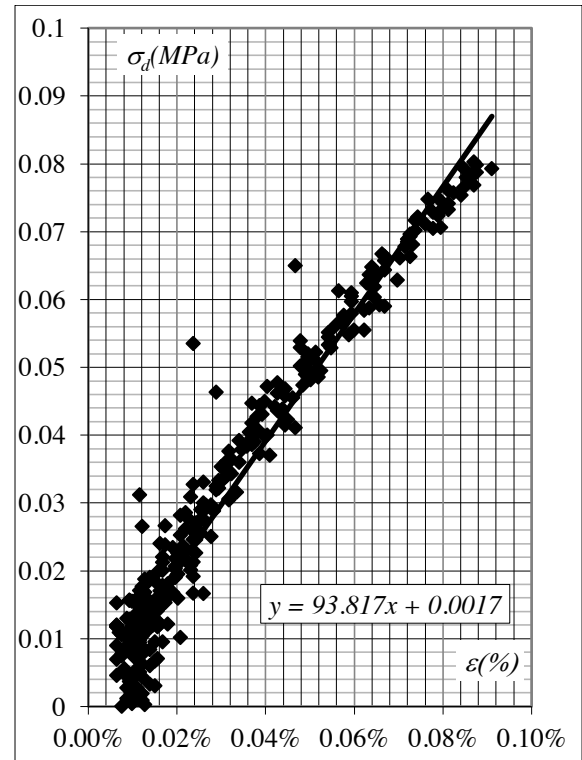


Figura 8-8. Probeta 4%III a 28 días.

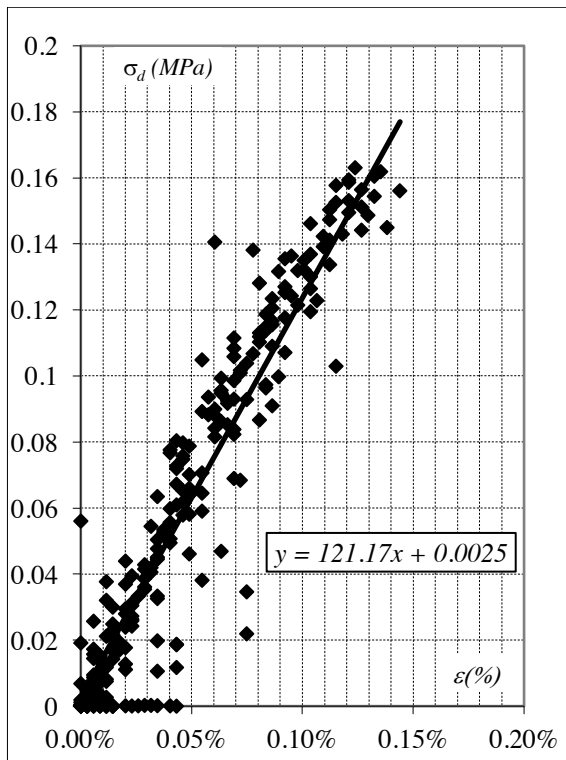


Figura 8-9. Probeta 4%I a 101 días.

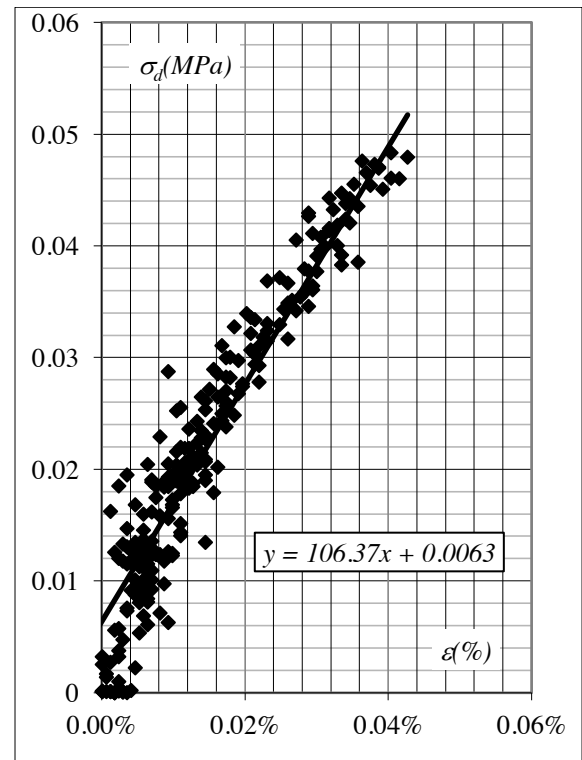


Figura 8-10. Probeta 4%II a 101 días.

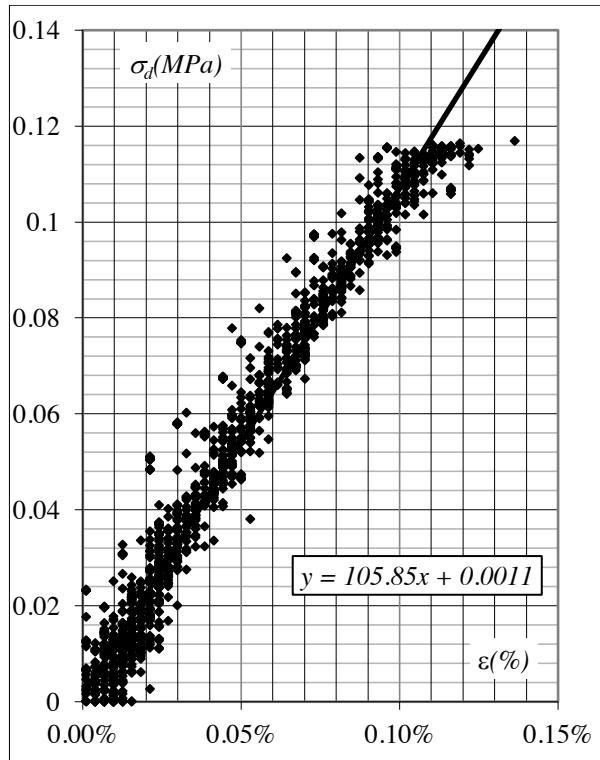


Figura 8-11. Probeta 4%III a 101 días.

8.3.2 Probetas con 6% de cemento

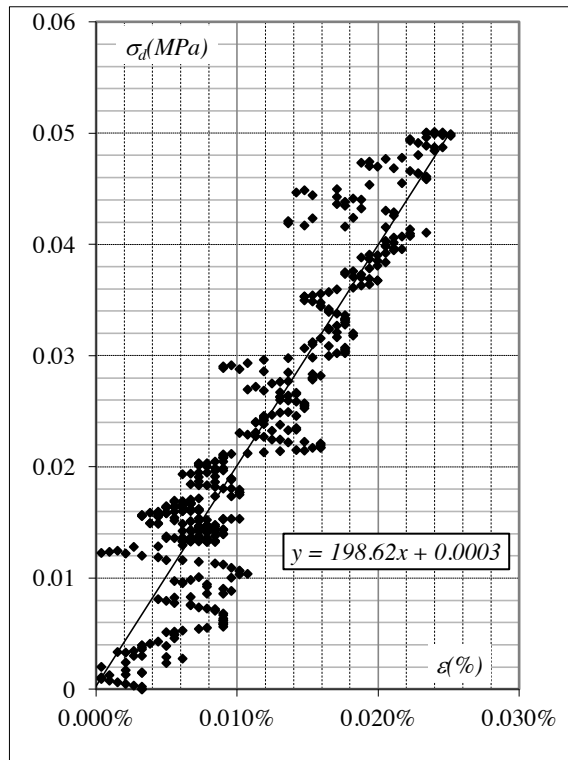


Figura 8-12. Probeta 6%I a 4 días.

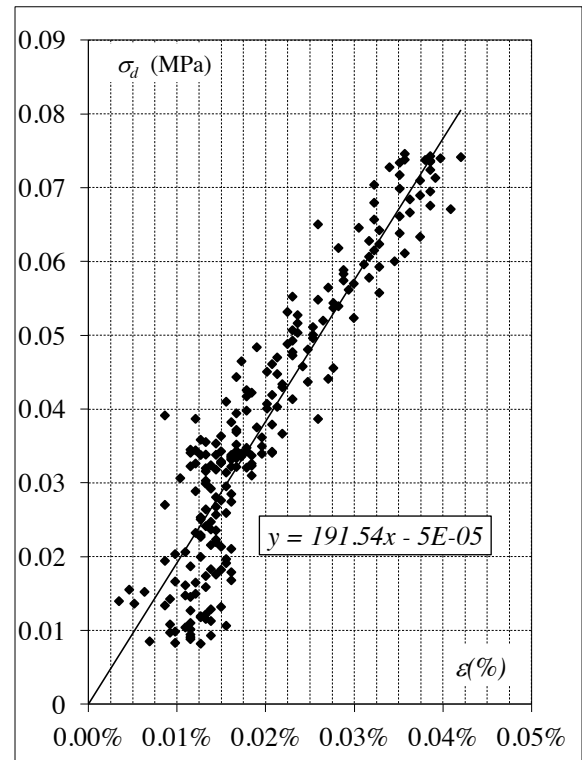


Figura 8-13. Probeta 6%II a 4 días.

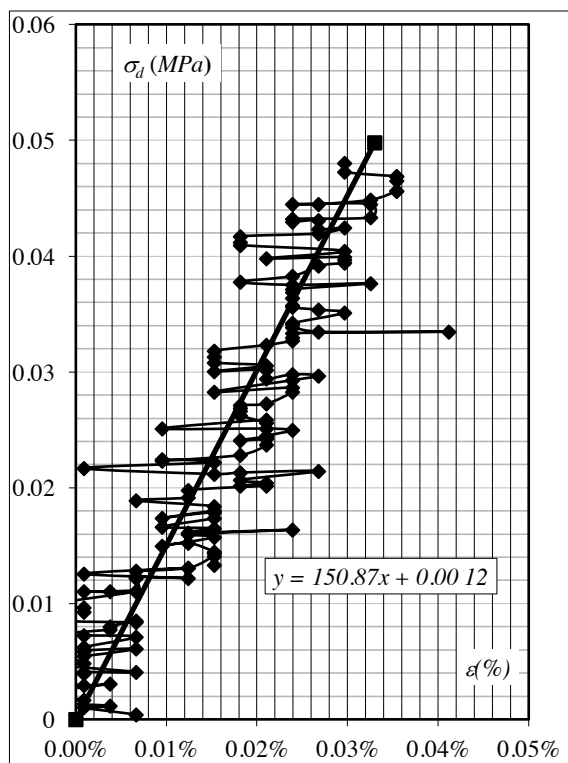


Figura 8-14. Probeta 6%III a 4 días.

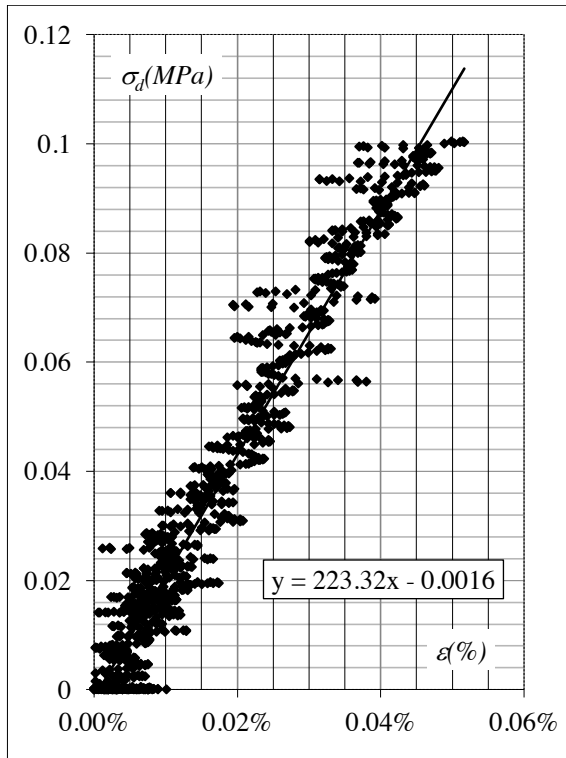


Figura 8-15. Probeta 6%I a 7 días.

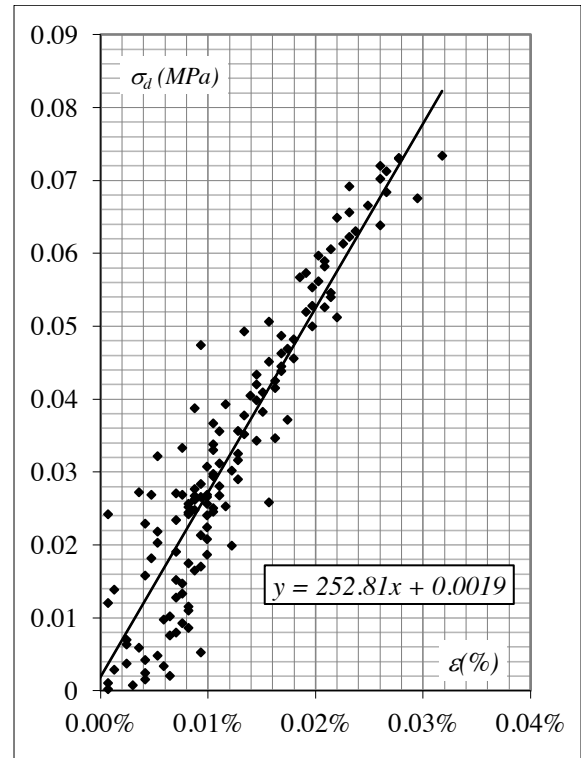


Figura 8-16. Probeta 6%II a 7 días.

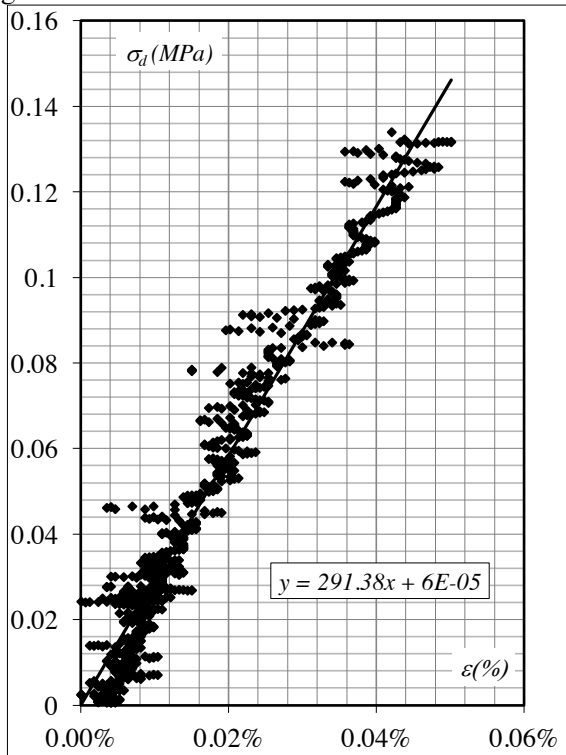


Figura 8-17. Probeta 6%III a 7 días.

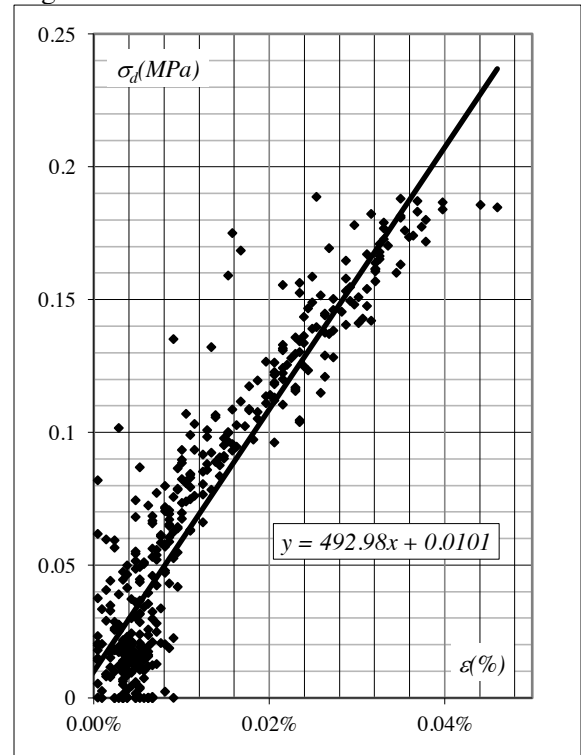


Figura 8-18. Probeta 6%I a 28 días.

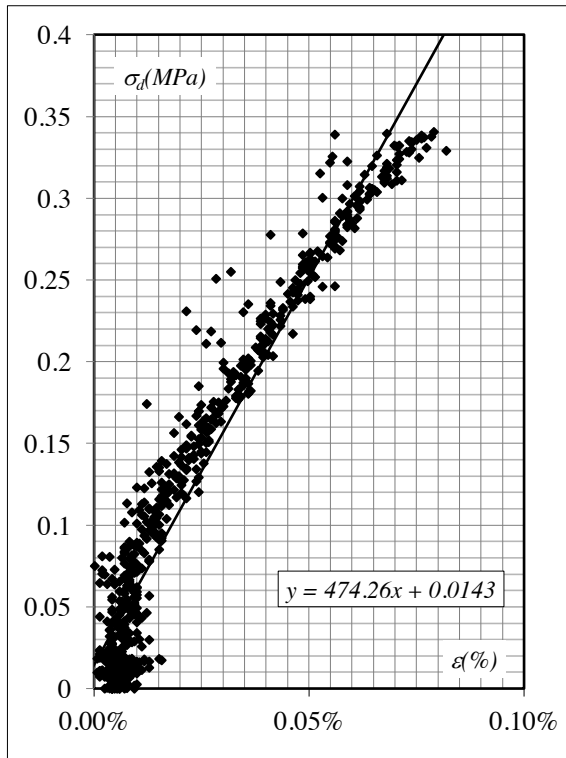


Figura 8-19. Probeta 6%II a 28 días.

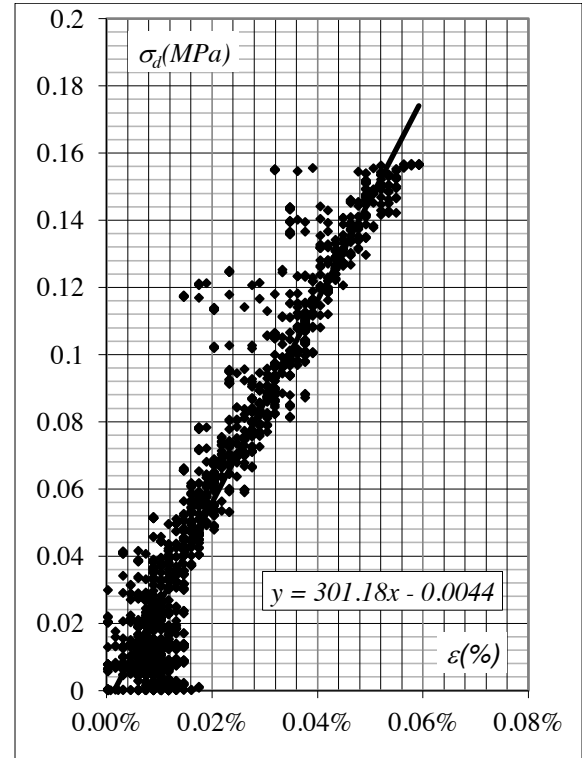


Figura 8-20. Probeta 6%III a 28 días

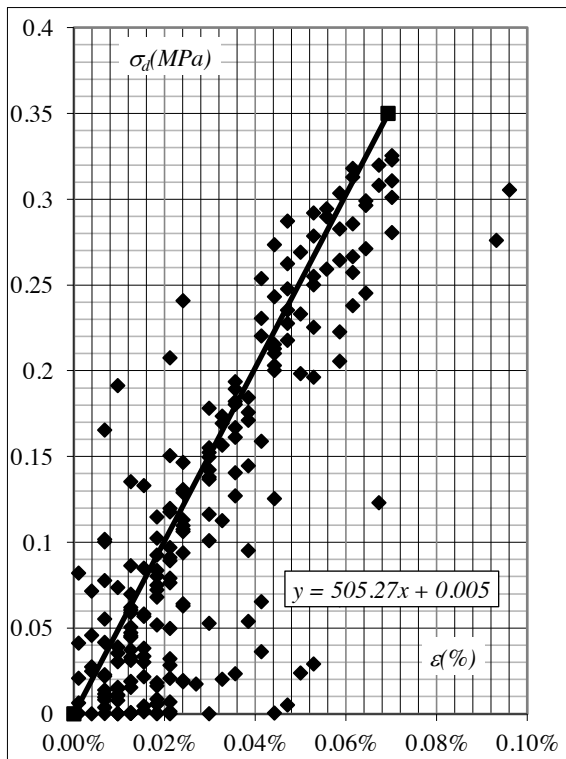


Figura 8-21. Probeta 6%II a 101 días.

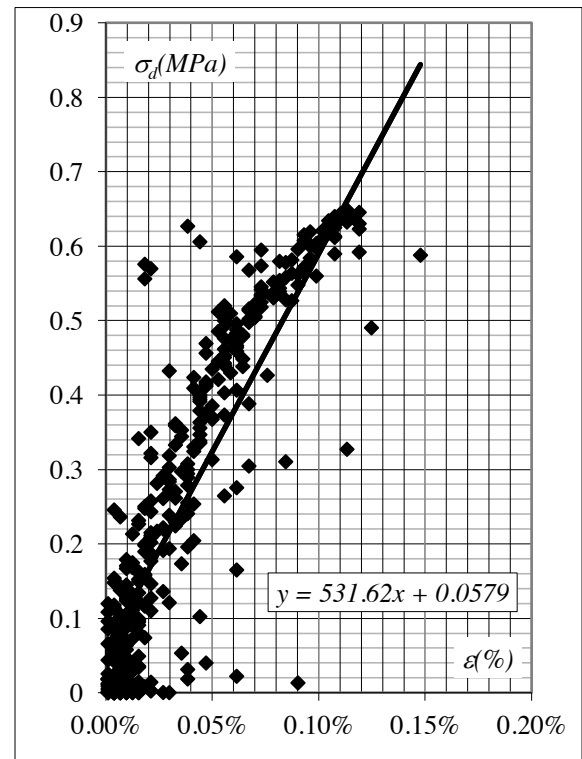
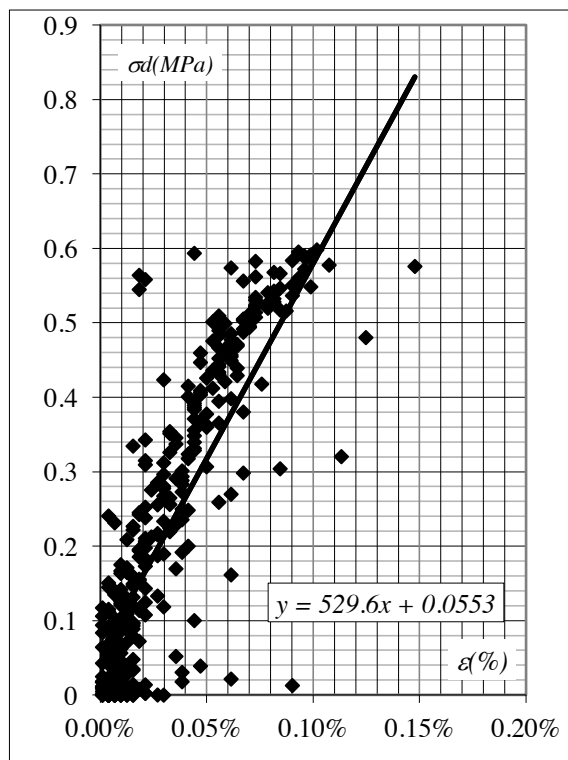
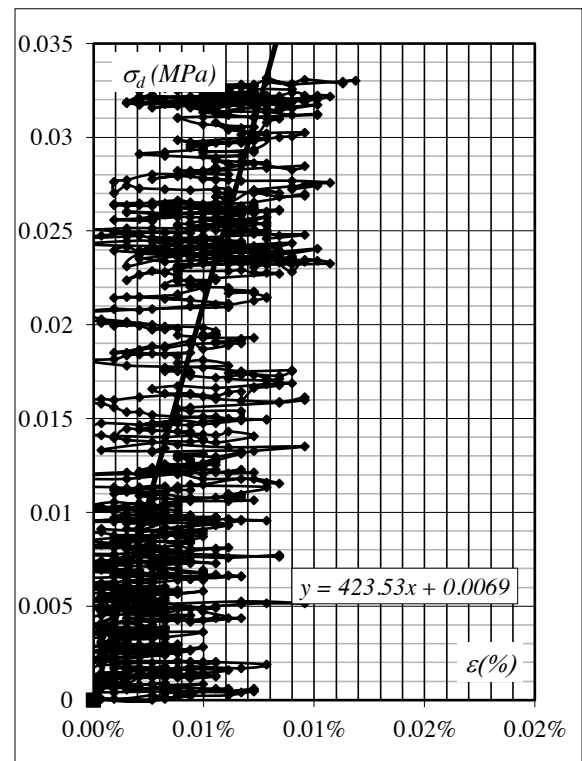
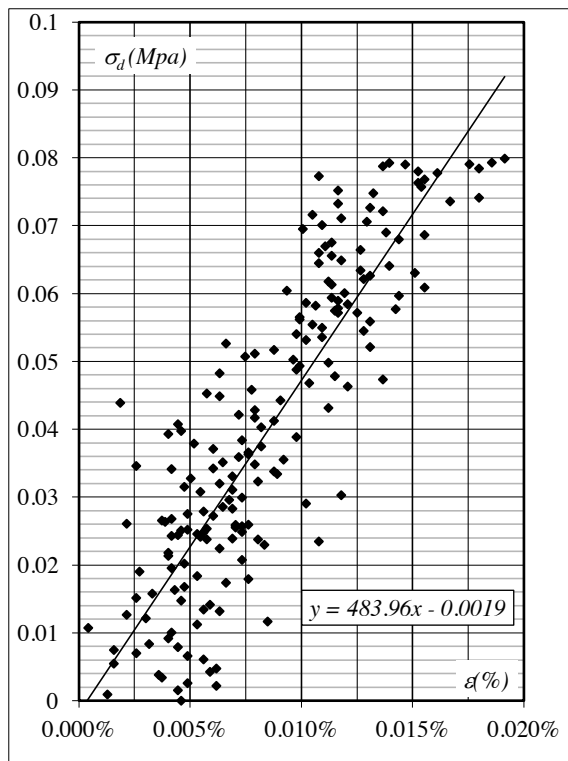


Figura 8-22. Probeta 6%III a 101 días.

8.3.3 Probetas con 8% de cemento



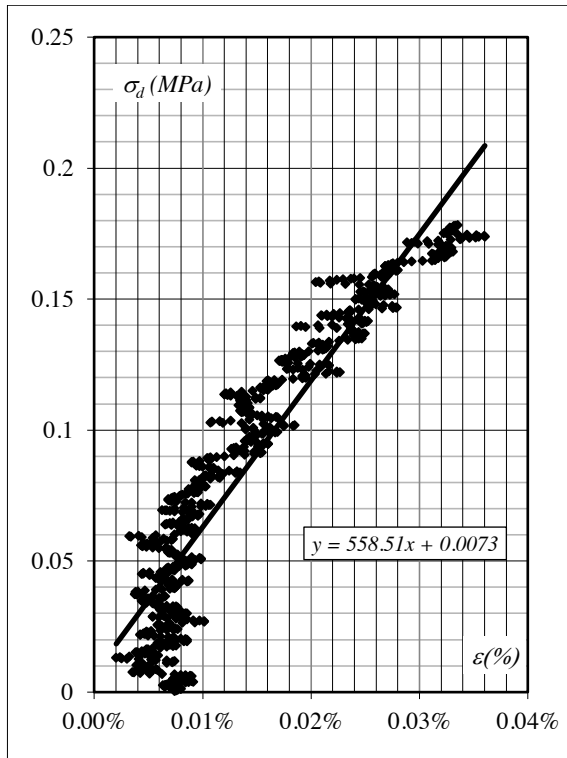


Figura 8-26. Probeta 8%II a 7 días.

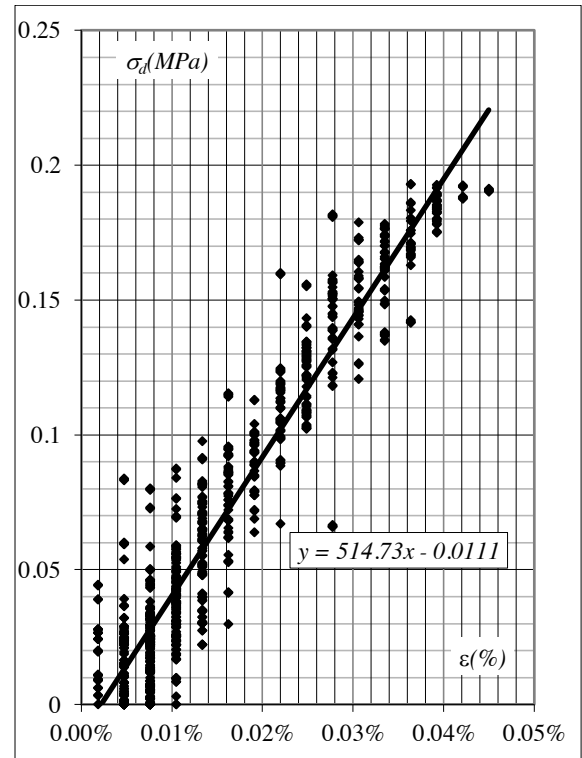


Figura 8-27. Probeta 8%III a 7 días.

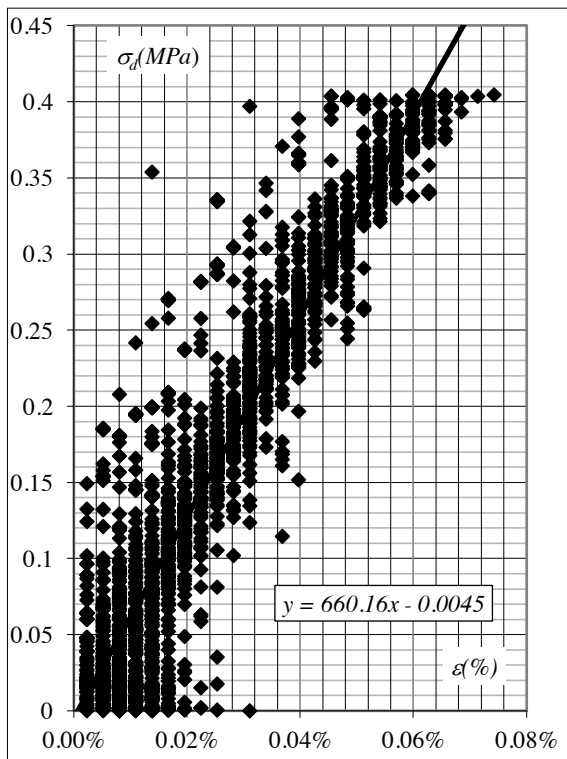


Figura 8-28. Probeta 8%I a 28 días.

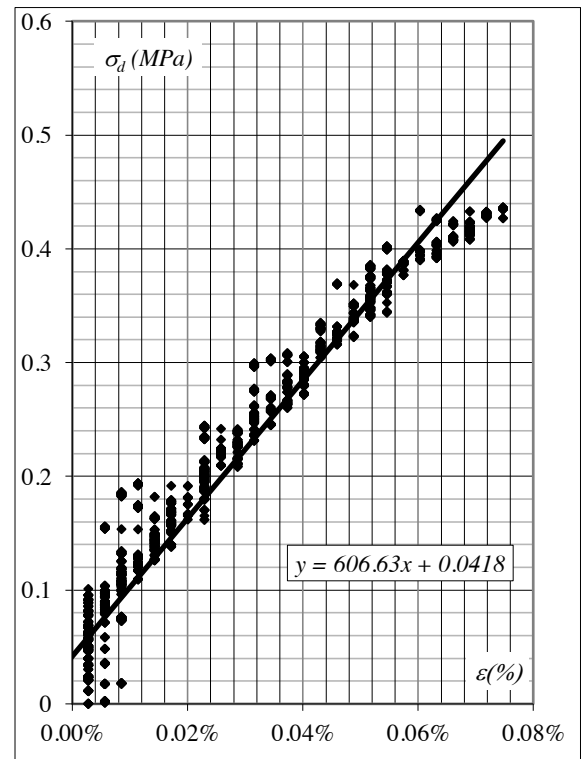


Figura 8-29. Probeta 8%II a 28 días.

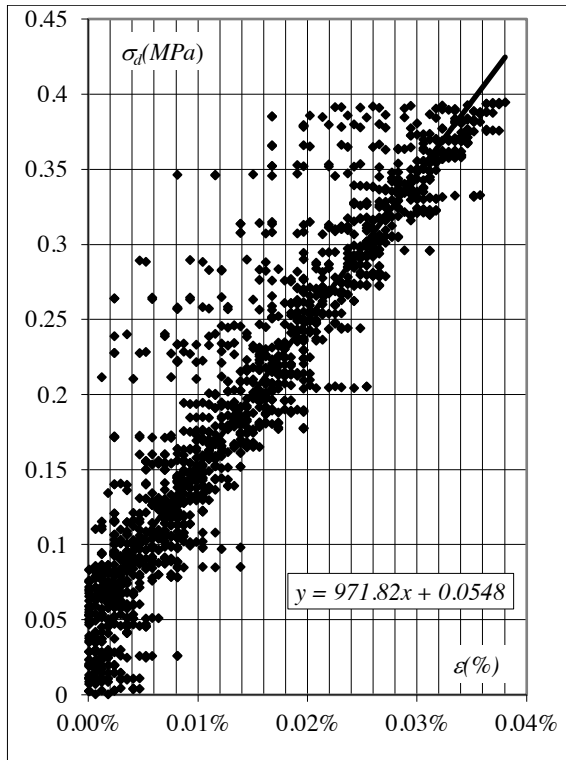


Figura 8-30. Probeta 8%III a 28 días.

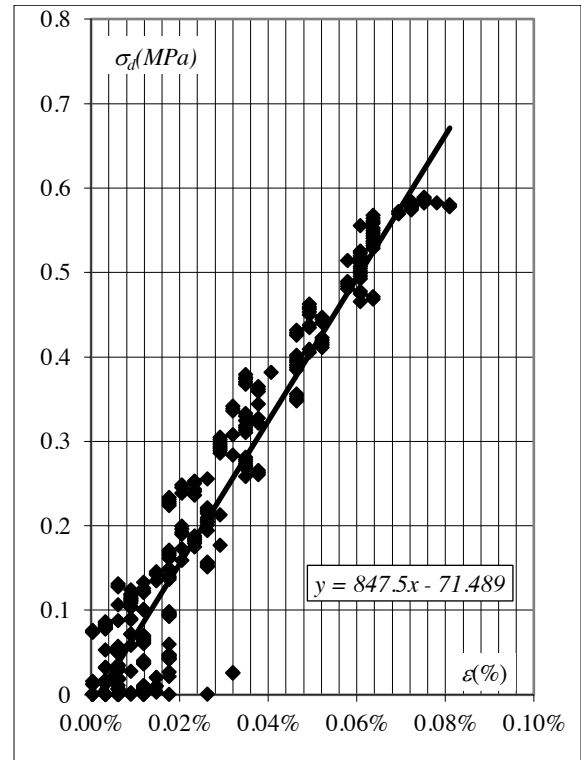


Figura 8-31. Probeta 8%I a 101 días.

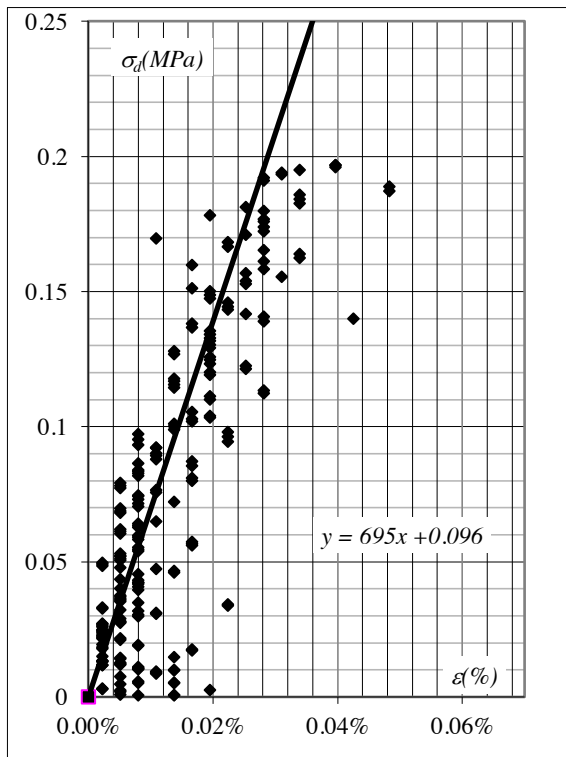


Figura 8-32. Probeta 8%II a 101 días.

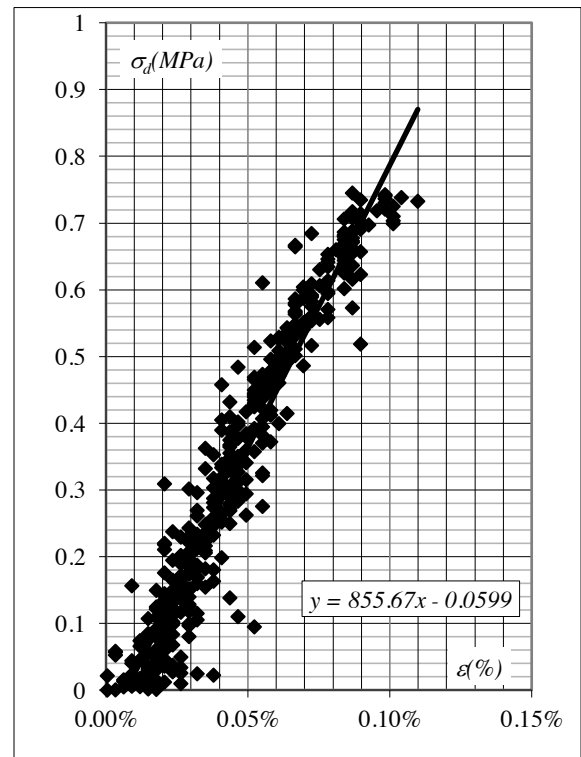


Figura 8-33. Probeta 8%III a 101 días.

8.3.4 Probetas con 10% de cemento

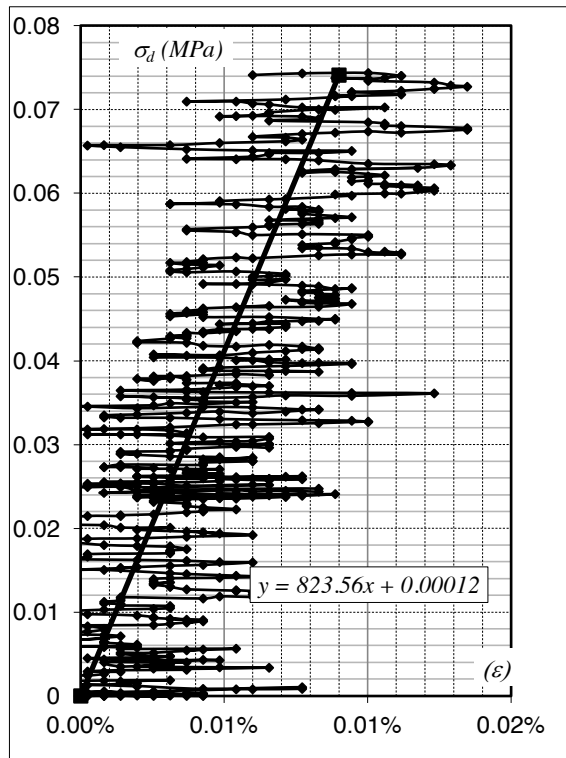


Figura 8-34. Probeta 10%III a 4 días.

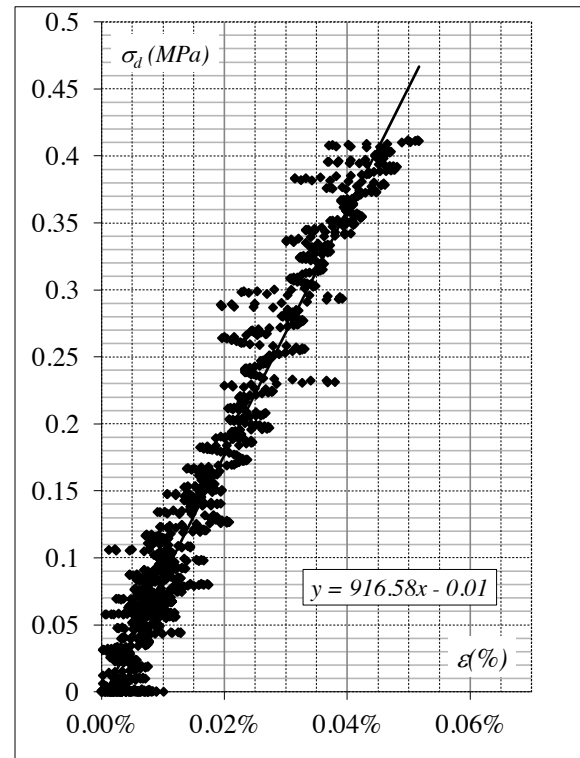


Figura 8-35. Probeta 10%II a 4 días.

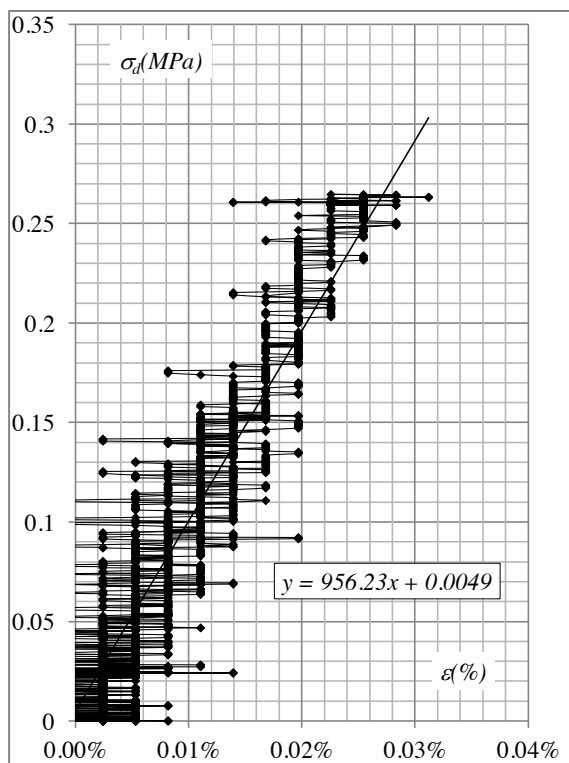


Figura 8-36. Probeta 10%I a 7 días.

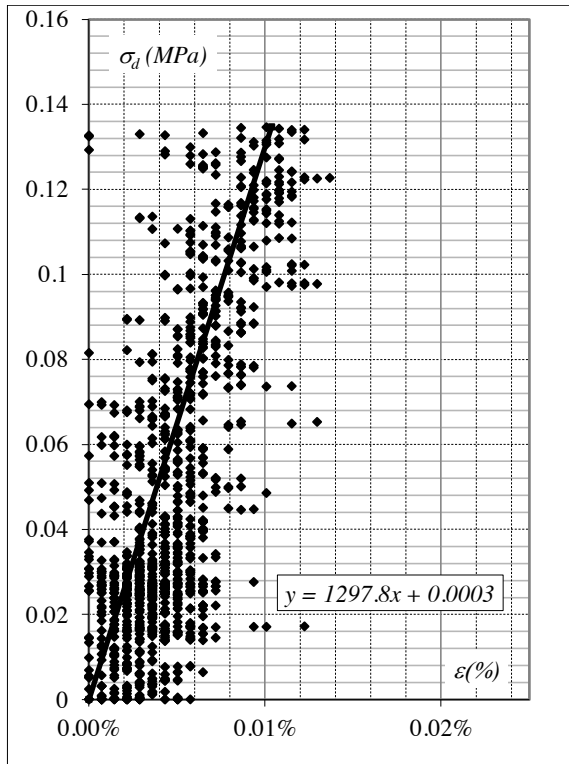


Figura 8-37. Probeta 10%II a 7 días.

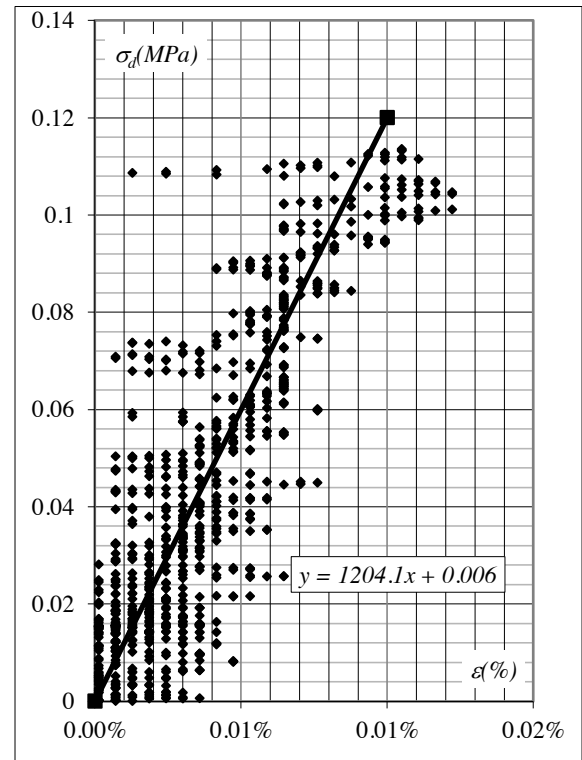


Figura 8-38. Probeta 10%III a 7 días.

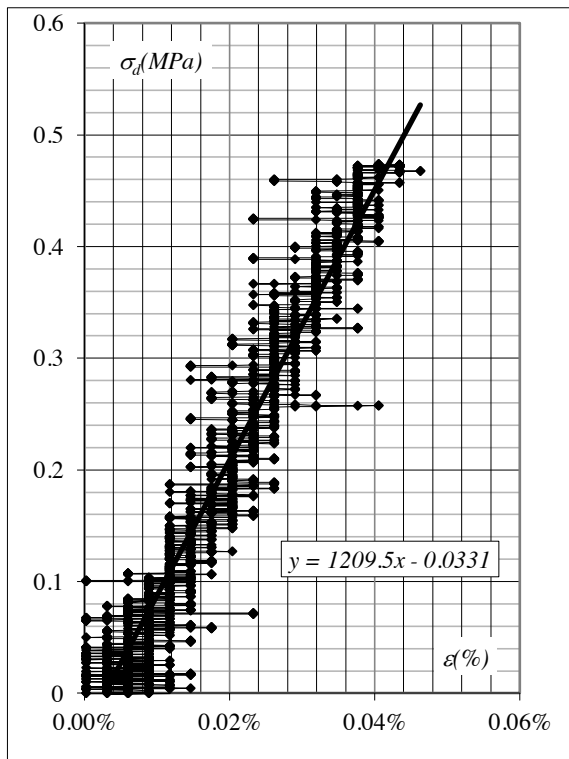


Figura 8-39. Probeta 10%I a 28 días.

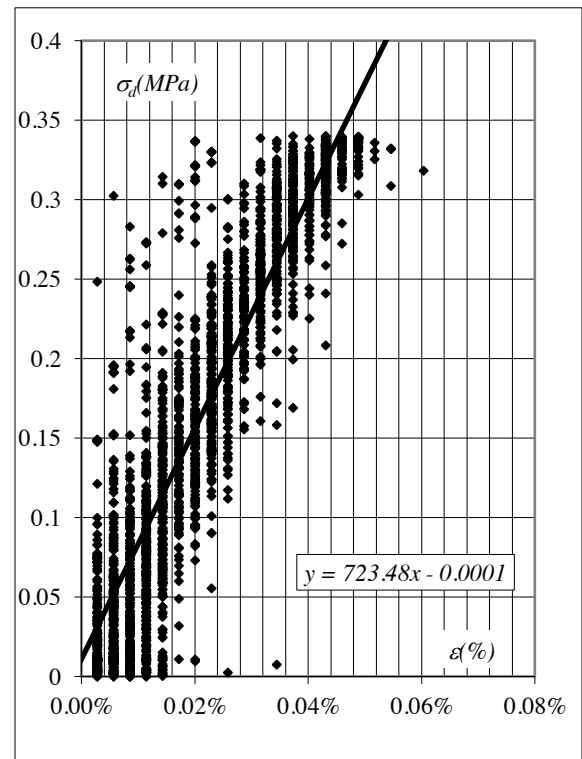


Figura 8-40. Probeta 10%II a 28 días.

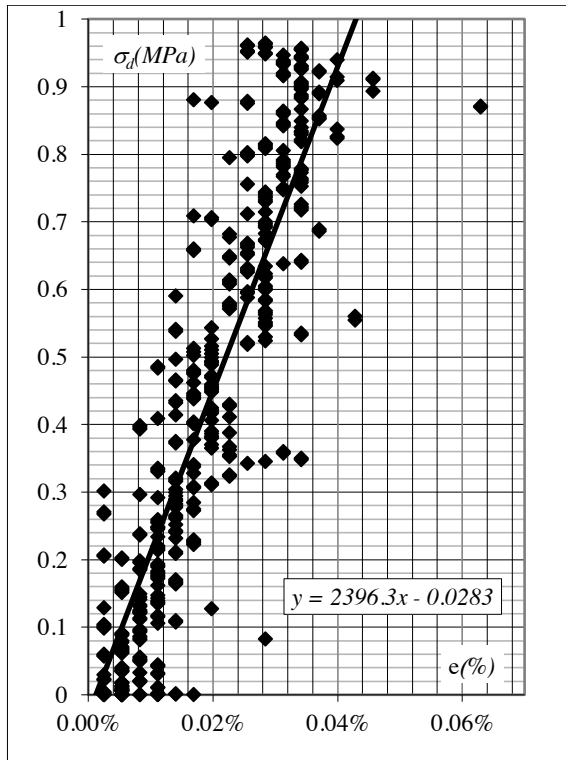


Figura 8-41. Probeta 10%III a 28 días.

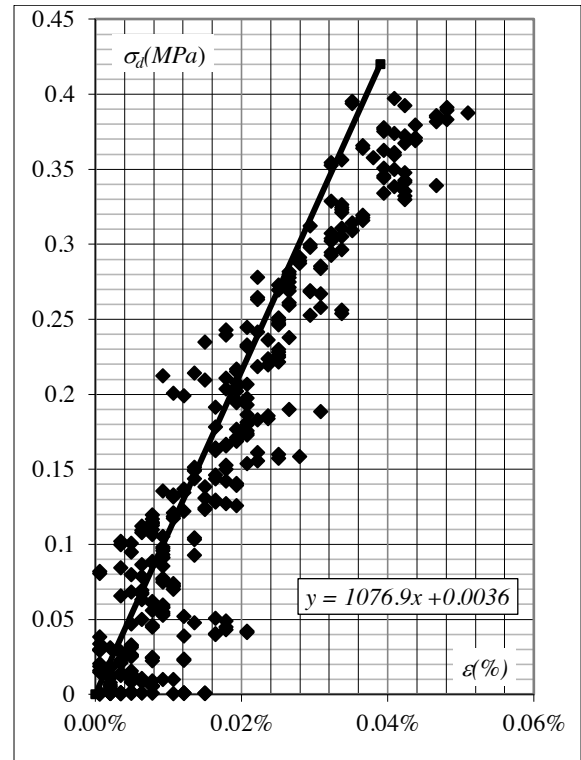


Figura 8-42. Probeta 10%I a 101 días.

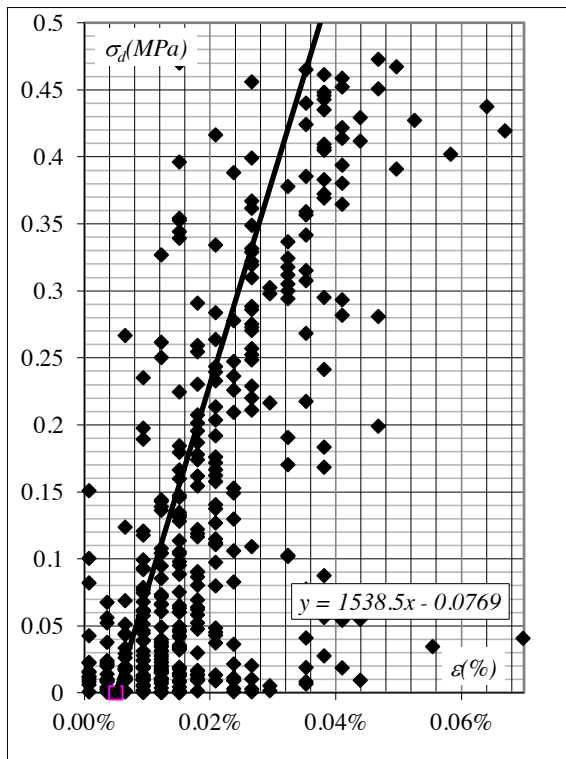


Figura 8-43. Probeta 10%II a 101 días.

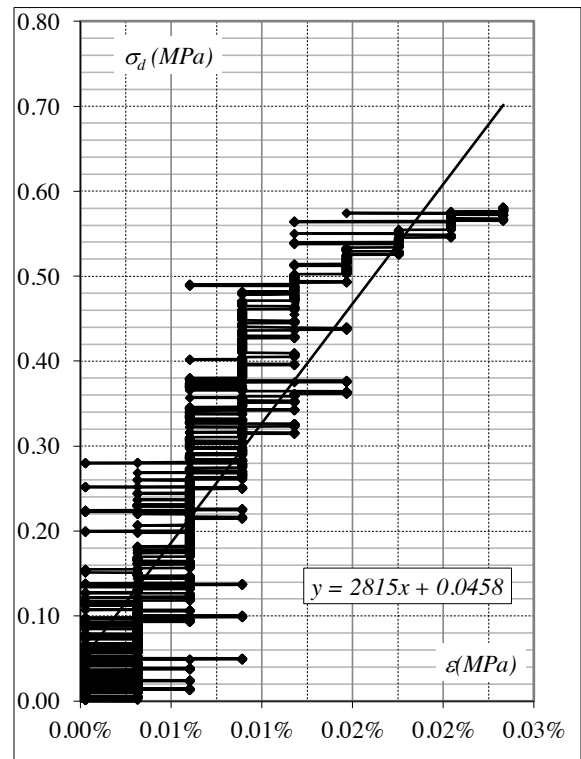


Figura 8-44. Probeta 10%III a 101 días.

9 REFERENCIAS

9.1 Referencias bibliográficas

- [1]. Sagües, P. (2008) “Rigidez a baja deformación en el pampeano compactado” <http://materias.fi.uba.ar/6848/investigacion.htm>
- [2]. Quaglia, G. (2009) “Rigidez inicial y cohesión efectiva de la formación pampeano” <http://materias.fi.uba.ar/6408/investigacion.htm><http://materias.fi.uba.ar/>
- [3]. Quintela, M. (2009) “Rigidez edométrica del pampeano medio” <http://materias.fi.uba.ar/6408/investigacion.htm>
- [4]. Serigos, P. (2009) “Rigidez a baja deformación de mezclas de suelo de la formación pampeano y cemento portland” <http://materias.fi.uba.ar/6408/investigacion.htm>
- [5]. Seiko Koygo Co. Ltd. “*Soil Cement Diaphragm Wall SMW Method*” SMW Seiko, Inc., 2215 Dunn Road, Hayward, California, 94545, EE.UU.
- [6]. Terashi, M. (1990), “*Deep Mixing Method – Design and Practice*” Technical Publication, JSSMFE.
- [7]. “Soil-Cement Information: Properties and Uses of Cement-Modified Soils” (2003) Portland Cement Association IS 411.02.
- [8]. Janz, M.; Johansson, S.-E. (2002) “*The Function of Different Binding Agents in Deep Stabilization*”. Swedish Deep Stabilization Research Center. Report 9.
- [9]. “*Soil Stabilization with Portland Cement*” (1961) Highway Research Board Bulletin 292. National Academy of Science – National Research Council. Washington DC. EE.UU.
- [10]. Taki, O; Yang, D. (1990) “*The Emergence of the Soil-Cement Mixed Wall Technique and its Application in the 1880's*” 15th Annual Members Meeting and Seminar, Deep Foundations Institute.
- [11]. Takenaka D.; Takenaka, K.; (1995) “*Deep Chemical Mixing Methods Using Cement as Hardening Agent*” incluido en Haley & Aldrich, In. Summary Report of April 1995 “*Fact Finding Trip on Soil Mixing Methods*”, Central Artery (I-93)/Tunnel (I-90) Project.
- [12]. “*Estado del arte del suelocemento en estructuras de pavimentos*” (2007) Federación Interamericana del cemento.
- [13]. Terashi, M.; Juran, I. (2000) “*Ground Improvement – State of the Art*” GeoEng 2000, Sidney.
- [14]. “An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications” (2000) Publication FHWA-RD-99-138. Federal Highway Administration. EE.UU.
- [15]. Ryan, C. R.; Jaspere, B. H. (1989) “*Deep Soil Mixing at the Jackson Lake Dam*” ASCE Geotechnical and Construction Divisions Special Conference.
- [16]. Benton, E. K. (1960) “Cement-puzolan Reactions” Highways Research Board Bulletin, National Research Council, 56.
- [17]. Kobayashi, A. Tatsuoka, F. (1982) “Mechanical Properties of Saturated Soft Clay Improved by Cement Mixing VI – Effects of Long Term Curing” Seisan-Kenkyu.
- [18]. Metha, P. K. (1996) “Concrete Structure, Properties and Materials” Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, EE.UU.
- [19]. Mitchell, J. K. (2005) “Fundamentals of Soil Behavior”. 3 Edición. J. Willey & Sons. New York. EE.UU.
- [20]. Moh, Z.-C. (1962) “Soil Stabilization with Cement and Sodium Additives”. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, SM6 81.
- [21]. Pearlman, S. L., Himick, D. E. (1993) “Anchored Excavation Support using Soil Mixed Wall” 18th Annual Members Conference and Meeting Deep Foundations Institute, Pittsburg, EE.UU.
- [22]. Saitoh, S.; Suzuki, Y.; Shirai, K. (1985) “Hardening of Soil Improved by Deep Mixing Method” Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco. EE.UU. Página 1745.
- [23]. Thompson, M. R. (1966) “Lime Reactivity of Illinois Soils” Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM5 67.
- [24]. Wissa, A. E. W; Ladd, C. C. (1965) “*Shear Strength Generation in Stabilized Soils*” MIT Research Report R65-17.

- [25]. Janz, M.; Johansson, S.-E. (2002) “*The Function of Different Binding Agents in Deep Stabilization*”. Swedish Deep Stabilization Research Center. Report 9, Página 19.
- [26]. Tatsuoka, F.; Johata, Y. (1994) “*Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications*” Proceedings International Symposium on Prefailure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Hokkaido `94, 2, 947-1063.
- [27]. Tatsuoka, F.; Shubuya, S. (1992) “*Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests*” Report of the Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Vol. 37 N° 1.
- [28]. Hight, D. W.; Bond, A. J.; Legge, J. D. (1992) “*Characterization of the Bothe Kennar Clay: An Overview*” Géotechnique, 42 (2), 303-347.
- [29]. Douglas D. Cortes Avellaneda (2010) “*Inverted base pavement structures*”
- [30]. Douglas D. Cortes, J. Carlos Santamarina y Augusto Jugo (2012) “*Pavimentos flexibles con rigidez invertida: caracterización experimental y modelación numérica*”
- [31]. Lewis, D. E. (2009). *Inverted Pavement Loading Data - Lafarge Quarry at Morgan County*. Atlanta, GA.

9.2 Normas referenciadas y consultadas

- [1]. ASTM-D1632 - 07 Standard Practice for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory
- [2]. ASTM-D1633. Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders.
- [3]. ASTM-D4318. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- [4]. ASTM-D3282. Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.
- [5]. ASTM-D0422-63R02 Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
- [6]. ASTM-D0558-04 Test Methods for Moisture-Density (Unit Weight) Relations of Soil-Cement Mixtures
- [7]. ASTM-D0698-00AE01 Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft (600 kN-m/m))
- [8]. ASTM-D1140-00 Test Method for Amount of Material in Soils Finer Than the No. 200 (75- μ m) Sieve
- [9]. ASTM-D1557-02E01 Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft(2,700 kN-m/m))
- [10]. ASTM-D2166-00E01 Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil
- [11]. ASTM-D2216-98 Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass
- [12]. ASTM-D2487-00 Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- [13]. VN-E19. Ensayo De Compactación De Mezclas De Suelo-Cemento Y Suelo –Cal.
- [14]. VN-E33. Ensayo de compresión de probetas compactadas de suelo-cal y suelo-cemento.