



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN
LABORATORIO CON DIFERENTES TIPOS DE
CEMENTANTES PARA SU USO COMO
MATERIAL DE BASE Y SUB-BASE EN
PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

QUE PRESENTAN:

RAÚL BELTRÁN MARTÍNEZ

MARIO SÁNCHEZ ROJAS



DIRECTOR DE TESIS
M.I. JAIME MARTÍNEZ MIER

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Raúl Beltrán Martínez

FECHA: 27 septiembre 04

FIRMA: [Firma manuscrita]

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/013/04

Señores
RAÚL BELTRÁN MARTÍNEZ
MARIO SÁNCHEZ ROJAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. JAIME A. MARTÍNEZ MIER, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN LABORATORIO CON DIFERENTES TIPOS DE CEMENTANTES PARA SU USO COMO MATERIAL DE BASE Y SUB-BASE EN PAVIMENTOS ASFÁLTICOS".

- INTRODUCCIÓN
- I. ASPECTOS GENERALES
- II. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS
- III. EJEMPLOS DE APLICACIÓN
- IV. CONCLUSIONES
- V. ANEXOS

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 13 de Febrero del 2004.
EL DIRECTOR

[Firma manuscrita]
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/etc

[Firma manuscrita]
Jaime Martínez Mier

[Firma manuscrita]
Alba B. Vázquez González

[Firma manuscrita]
Mario Sánchez Rojas H.

[Firma manuscrita]
JESÚS GALLEGOS SILVA.

[Firma manuscrita]
Hugo Sergio Hdez Mora

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	
1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1 <u>Estudio de bancos de materiales para bases y sub-bases.</u>	1
1.1.1 Trabajos de campo	1
1.1.2 Ensayes de laboratorio	3
1.1.2.1 Granulometría	4
1.1.2.2 Límites de consistencia	8
1.1.2.3 Prueba de compresión simple(q_u)	12
1.1.2.4 Prueba de compactación	15
1.1.2.5 Prueba de valor relativo de soporte (VRS)	20
1.1.2.6 Equivalente de arena	25
1.1.2.7 Desgaste de los Ángeles	28
1.2 <u>Materiales de uso común en bases y sub-bases.</u>	33
1.2.1 Materiales que no requieren trituración ni cribado	33
1.2.2 Materiales que requieren cribado	34
1.2.3 Materiales que requieren trituración	35
1.2.4 Materiales que requieren lavado	35
1.3 <u>Normas de calidad de materiales para bases y sub-bases</u>	36
1.3.1 Normas de calidad para sub-bases en pavimentos asfálticos	36
1.3.2 Normas de calidad para bases en pavimentos asfálticos	38
2. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS	42
2.1 <u>Diseño de mezclas de suelos</u>	43
2.2 <u>Estabilización de suelos con cemento</u>	47
2.3 <u>Estabilización de suelos con cal</u>	50
2.4 <u>Estabilización de suelos con ceniza</u>	51

3. EJEMPLOS DE APLICACIÓN	56
3.1 <u>Características de los materiales y cementantes</u>	56
3.1.1 Materiales	56
3.1.2 Cementantes	56
3.2 <u>Ensayes de laboratorio</u>	57
3.2.1 Ensayes con Material C	58
3.2.2 Ensayes con Material T	63
3.3 <u>Discusión de resultados</u>	74
3.3.1 Material C	74
3.3.2 Material T	88
4. CONCLUSIONES	105
BIBLIOGRAFÍA	109
ANEXO A. CONSTITUCIÓN DE UN PAVIMENTO	
ANEXO B. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE SUB-BASES Y BASES	
ANEXO C. NOCIONES DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO, CAL Y CENIZA	
ANEXO D. ALGUNOS CONCEPTOS DE IMPACTO AMBIENTAL	

Agradecimientos:

*A nuestros padres y hermanos, por todo el cariño y
paciencia brindada*

A todos los amigos encontrados en el camino

A la Universidad, por su noble labor

*Si te sientas en el camino, hazlo
de frente a lo que has de andar, y
de espaldas a lo ya andado.*

INTRODUCCIÓN

La presente tesis desarrolla el tema sobre estabilización de suelos en laboratorio, con varios tipos de cementantes, para mejorar sus propiedades para su utilizarlos en bases y sub-bases de pavimentos asfálticos conforme a los requerimientos mínimos marcados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

En el trabajo se trata la estabilización por medios químicos y se presenta una investigación práctica en laboratorio en dos tipos de materiales a los que se estabilizó con cemento, cal y ceniza volante, en diversas mezclas y proporciones. Los resultados de estos ensayos permiten reconocer las ventajas y limitaciones de dichos cementantes al realizar la estabilización.

El Capítulo 1 contiene aspectos generales de los estudios que se realizan rutinariamente en materiales para bases y sub-bases, incluyendo la investigación de bancos de préstamo, ensayos de laboratorio y normas de calidad.

El Capítulo 2 trata sobre nociones fundamentales de la estabilización de suelos con cemento, cal y ceniza, que permiten una mejor comprensión de su objetivo y que son base en el estudio de estos problemas.

En el Capítulo 3 se describen los trabajos de investigación realizados en los materiales y su estabilización con cinco tipos de cementantes, mostrando los resultados obtenidos y su discusión.

Por último, las conclusiones de la tesis se presentan en el Capítulo 4.

Los Anexos contienen diversos tópicos de relacionados con el tema desarrollado con la tesis, como son la estructuración típica de un pavimento, los procedimientos de construcción usuales cuando se opta por la estabilizar suelos, y aspectos del impacto ambiental causado por la construcción de caminos y explotación de bancos de materiales.

Esta tesis pretende ser de utilidad para los estudiantes e ingenieros que proyectan y construyen vías terrestres, ya que contiene información práctica sobre estabilización de materiales para bases y sub-bases en pavimentos asfálticos.

1. ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se tratan algunos aspectos relevantes de los materiales comúnmente empleados para sub-bases y bases, incluyendo investigación de bancos de préstamo, ensayos de laboratorio y normas de calidad.

1.1 Estudio de bancos de materiales para bases y sub-bases.

La búsqueda científica y la explotación racional de los bancos de materiales merecen una atención especial en la construcción de caminos. Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de estas vías corresponde a los materiales utilizados en su constitución, por lo que su localización y selección representan una tarea importante para definir un proyecto. En muchas ocasiones pueden localizarse depósitos de materiales adecuados cerca del lugar donde se utilizarán, abatiendo costos de acarreo, pero a su vez pueden requerir de algún tratamiento.

1.1.1 Trabajos de campo

En el desarrollo de los trabajos de campo se obtiene información de los materiales disponibles, de la estrategia para su extracción y acarreo, y de su probable tratamiento.

La detección de bancos de materiales ha utilizado métodos exploratorios comunes, desde la simple observación del terreno, hasta la ejecución de pozos a cielo abierto y sondeos con palas de postear o máquinas perforadoras. Los estudios geofísicos y la fotointerpretación también son de gran ayuda en esa tarea.

Localizar un banco de material es más que descubrir el lugar donde exista un volumen suficiente y explotable de suelos o rocas para emplearse en la construcción de una vía terrestre y de satisfacer ciertas especificaciones. Se busca que los bancos elegidos sean los mejores disponibles, cumpliendo lo siguiente:

- a) Que la calidad de sus materiales sea la adecuada según el uso a que se destinarán.
- b) Que sean fácilmente accesibles y sus materiales explotados con procedimientos eficientes y económicos.
- c) Que tengan las mínimas distancias de acarreo al sitio de la obra.
- d) Que conduzcan a procedimientos constructivos sencillos y económicos durante su tendido y colocación con tratamiento mínimo.
- e) Que su explotación no conduzca a problemas legales de lenta solución o perjudique a los habitantes de la región o al medio ambiente.

En general los bancos para terracerías son abundantes y relativamente fáciles de localizar. Conviene que éstos se encuentren a poca distancia para no tener acarreos excesivos. En una obra vial el espaciamiento recomendado entre bancos es de 5 km.

Los materiales para bases y sub-bases, por su parte, están condicionados a los tratamientos mecánicos que lleguen a requerir para satisfacer las normas de calidad. Por tal motivo, es necesario instalar equipos especiales y plantas de trituración que no conviene desplazar mucho. Estos materiales suelen encontrarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, y en cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta.

El muestreo tiene como objetivo obtener porciones representativas del material constitutivo de cada banco, con el fin de conocer sus propiedades geotécnicas. Las muestras se obtienen usualmente en pozos a cielo abierto, trincheras y/o zanjas en los sitios de bancos viables de explotación o de bancos de producción, tratamiento y de almacenamientos. De acuerdo al volumen y homogeneidad del material se define el número y tamaño de las muestras. Cuando los materiales tienen poca variación en sus características, el número de muestras es menor; el espaciamiento es mayor en bancos heterogéneos. En estudios preliminares el espaciamiento comúnmente es mayor que en estudios definitivos.

El muestreo de bancos debe tomar en cuenta lo siguiente:

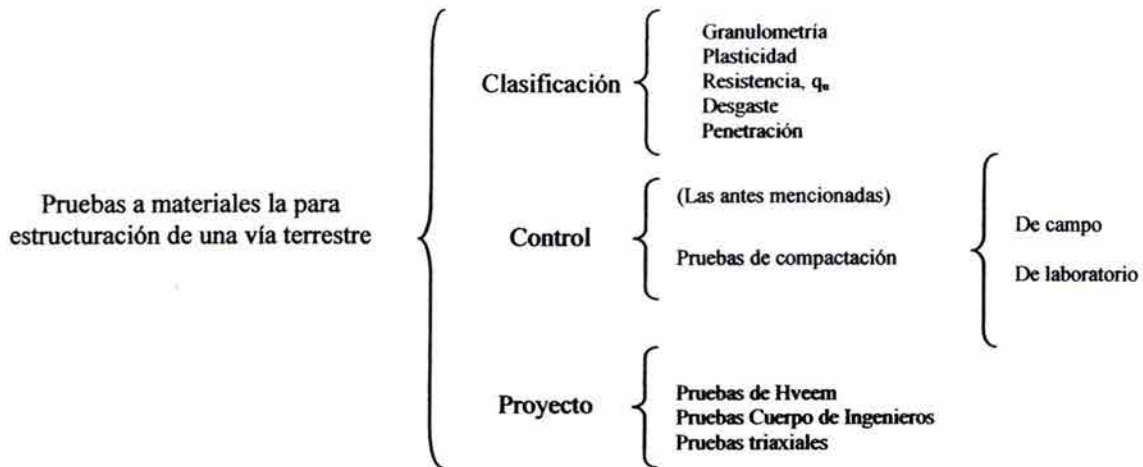
- a) En zonas probables de explotación y en bancos o almacenamientos se muestrean formaciones de roca o fragmentos de ella y suelos. En general se efectúa un muestreo preliminar y uno definitivo; el primero se realiza para conocer en forma rápida las características de las zonas probables de explotación y, en caso de obtener resultados satisfactorios, se lleva a cabo el muestreo definitivo para verificar si el material cumple con los requisitos de calidad especificados y si hay suficiente volumen disponible.
- b) Para obtener las muestras se elimina la capa vegetal o material superficial alterado y se excavan pozos a cielo abierto, con dimensiones mínimas que faciliten las maniobras y que ofrezcan condiciones de seguridad. En frentes abiertos el material superficial alterado se elimina de las zonas en que se practicarán zanjas.
- c) En suelos con apariencia homogénea se obtiene una muestra integral, abriendo una zanja vertical en los casos que exista un frente; además, se muestrea el área probable de explotación, para lo cual se hará una zanja juntando el material extraído en una lona y cuarteándola en ésta para formar la muestra. Cuando el banco es heterogéneo, se toma como mínimo una muestra por cada uno de los estratos representativos; si se requiriera, se extraen muestras integrales que representen todos los estratos en la proporción que tengan en su estado natural.
- d) Cuando se trata de afloramientos o frentes abiertos en roca, se toman fragmentos de diferentes lugares del área expuesta, los cuales servirán como orientación de la calidad del material. Se realizan excavaciones con explosivos o con máquinas perforadoras para obtener corazones de roca.

1.1.2 Ensayes de Laboratorio

Para conocer las características de los materiales, se realizan ensayes de laboratorio siguiendo procedimientos estandarizados.

Los ensayos que se efectúan en materiales de construcción se dividen en pruebas para clasificación, para control y para proyecto. Las pruebas para clasificación permiten identificar los materiales y decidir si pueden utilizarse en algunas capas estructurales. Con las pruebas para control se verifica si la obra cumple los requisitos de proyecto. Por último, las pruebas para proyecto permiten realizar la estructuración de la sección transversal de una vía terrestre.

Clasificación de pruebas para materiales utilizados en la estructuración de vías terrestres



A continuación se presenta una descripción general resumida de las pruebas de laboratorio más importantes.

1.1.2.1 Granulometría

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. Es de poca utilidad en suelos finos, pero permite tener una idea aproximada de algunas de las propiedades de los gruesos.

Los suelos granulares que están bien graduados tienen un comportamiento más favorable que los uniformes. Sin embargo, el comportamiento mecánico e hidráulico está definido por la compacidad y orientación de los granos, características que se pierden al realizar una prueba de granulometría.

El equipo necesario para un análisis granulométrico es el siguiente:

- Juego de mallas. Las dimensiones de las aberturas de las mallas deben adaptarse al material y al objetivo de la prueba. Las más usuales son: 76.2 mm (3"), 50.8 mm (2"), 25.4 mm (1"), 19.1 mm (3/4"), 12.7 mm (1/2"), 9.52 mm (3/8"), 4.76 mm (No 4), 2 mm (No 10), 0.42 mm (No 40), 0.149 mm (No 100), 0.074 mm (No 200).
- Balanza con capacidad de 1200 g y precisión nominal de 0.01 g.
- Cápsula de porcelana y charola.
- Brocha.
- Horno a temperatura constante.

Las muestras se dividen en dos fracciones, constituidas por el material de tamaño menor y mayor que la malla No 4. Toda la fracción mayor se somete al análisis por mallas y debe encontrarse limpia de finos. Solo una parte de la fracción menor se somete al análisis granulométrico.

Procedimiento de la prueba

En la prueba granulométrica se tiene dos variantes, uno para material retenido por la malla No. 4 y otro para el que pasa dicha malla:

a) Material retenido en la malla No. 4

1. Todo el material retenido en la malla No. 4 se seca al horno y se deja enfriar en un desecador. Se coloca el juego de mallas de 3" a 3/8" en orden descendente. En la parte inferior se colocan la malla No. 4 y una charola para recoger el material que pasa a través de las otras mallas. Se vacía el material en la parte superior y se agita el juego de mallas con movimientos horizontales y verticales combinados.
2. Después se pesa la fracción retenida en cada malla y se anotan los resultados. Se verifica que la suma de los pesos parciales sea igual al peso inicial de toda la fracción mayor, con tolerancia de 1 %.

b) Material que pasa la malla No. 4

1. Se colócale luego de mallas de la No. 10 a No. 200 en orden descendente. Se transfiere la porción del material, lavada de finos, al juego de mallas colocado. En seguida se coloca la tapa.
2. Se agita el juego de mallas con movimientos horizontales de rotación y movimientos bruscos verticales intermitentes. El tiempo de agitado debe ser mayor si la cantidad de finos es importante o si se trata de un material con granos angulosos.
3. Se pesa cada una de las mallas con el suelo que contenga. Se anota el peso de material retenido en cada una de ellas. Se deja cada fracción en su respectiva malla hasta verificar que la suma de los pesos parciales sea igual al peso inicial de todo el material empleado, con una tolerancia de 1 %.
4. A menos que el material sea una arena limpia, esa porción debe, a su vez, dividirse en una fracción gruesa y otra fina. Esta separación se puede realizar por lavado en la malla No 200, el cual se describe a continuación:
 - Se deja remojar la muestra en una cápsula de 30 cm de diámetro, hasta poder formar una suspensión homogénea.
 - Se vacía el contenido de la cápsula sobre la malla No 200 y, con la ayuda de una piseta, se lava la muestra lo mejor posible para que todos los finos pasen por ella.
 - El material retenido en la malla No 200 se coloca en una cápsula y se lava la malla con agua. Se seca al horno este material y se pesa después de haberlo enfriado en un desecador.



Foto 1.1 Realización de una granulometría

Método de cálculo.

1. Para la fracción de la muestra retenida en la malla No. 4 se calculan los porcentajes del material retenido en cada malla respecto al peso seco del total de la muestra. Se anotan los resultados en una columna correspondiente al porcentaje retenido.
2. Para determinar los porcentajes acumulados del material que ha pasado por cada malla, se resta del 100 % el porcentaje parcial retenido en la primera malla. A este valor se resta el de la segunda malla y así sucesivamente.
3. Se procede de forma similar para la fracción que pasa la malla No 4, refiriendo los porcentajes al peso seco de la porción empleada de material incluyendo el peso seco de los finos separados por lavado. Los porcentajes de la muestra total se obtienen multiplicando los resultados del paso anterior por el porcentaje de material menor que la malla No 4.
4. Con los valores asentados en el registro del análisis granulométrico se construye la gráfica de distribución granulométrica, para lo cual se colocan en las abscisas los porcentajes y en las ordenadas los diámetros respectivos.

5. Para facilitar la clasificación del material en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, se anotan los porcentajes de gravas, arena y finos. El coeficiente de uniformidad, C_u , se calcula con la expresión:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.1)$$

donde D_{10} y D_{60} son los diámetros tales que, en peso, 10 y 60 por ciento de los granos son inferiores. El coeficiente de curvatura, C_c , se obtiene en forma análoga con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} \quad (1.2)$$

1.1.2.2 Límites de consistencia

Las propiedades de un suelo formado por partículas finas, como arcillas y limos, dependen de su contenido de agua, el cual modifica las fuerzas de interacción entre partículas y, por tanto, influye sobre el comportamiento del material. Un elevado contenido de agua corresponde a una distancia promedio alta entre partículas y a una resistencia baja al esfuerzo cortante. Al disminuir el contenido de agua, la resistencia aumenta hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; posteriormente, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, y puede resistir esfuerzos de compresión y corte.

Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que se presentan los materiales muy finos. Para ello estableció los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico, el segundo entre el plástico y el semisólido y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama “de consistencia”.

El límite líquido (LL) es el contenido de agua, expresado como porcentaje del peso seco, que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra en que se haya practicado una ranura de dimensiones normalizadas se cierre, sin resbalar en su apoyo, al someterla a un impacto de 25 golpes bien definidos en una copa de Casagrande (Foto 1.2).

El límite plástico (LP) es el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de tamaño definido un rollo de 3.2 milímetros de diámetro, formado con el suelo al rodarlo con la palma de la mano, sobre una superficie plana.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico se llama índice de plasticidad, y mide el intervalo de contenido de agua en el cual el suelo es plástico.

En mecánica de suelos, los límites de consistencia representan una gran ayuda para la clasificación de la fracción fina de un suelo y para el manejo de la explotación de bancos de préstamo, cuando estos están formados por materiales esencialmente arcillosos o limosos.



Foto 1.2 Determinación de límite líquido.

Equipo para determinar el límite líquido:

- Copa de Casagrande y ranurador plano ó triangular.
- Malla 0.420 mm (No 40), espátulas, cápsula de porcelana, vidrios de reloj, piseta con agua destilada, mortero.
- Balanza con aproximación de 0.01 gramo y capacidad mínima de 100 gramos.
- Horno a temperatura constante de 110° C.
- Desecador.

Procedimiento.

Es preferible que el suelo al prepararlo para la prueba se encuentre con su contenido de agua natural. El secado del material puede alterar sensiblemente los valores de los límites. Durante la preparación del material y su ensaye no se debe permitir que el contenido de agua del suelo baje más allá del límite plástico o de su contenido natural. Para poder establecer correlaciones válidas entre los resultados obtenidos, todos los límites y los contenidos de agua deben determinarse en el mismo material. No deben mezclarse suelos con diferentes características de plasticidad.

Sólo se emplea la fracción de suelo que pasa por la malla No. 40. Si la muestra contiene pocas partículas retenidas en la malla No. 40, el cribado a través de dicha malla no es necesario. En tal caso, si su contenido de agua natural es inferior al límite líquido, el suelo debe mezclarse cuidadosamente con agua.

La prueba deberá realizarse en cuarto húmedo para evitar el secado superficial de la muestra. El proceso es el siguiente:

1. Se mezcla la muestra en una cápsula de porcelana hasta hacerla homogénea.
2. Con una espátula, se colocan en la copa entre 50 y 75 g de la muestra y se enrasa la superficie. La cantidad de material debe ser suficiente para que pueda labrarse la ranura completa en una longitud de 4 cm, aproximadamente.
3. Se hace una ranura en el centro de la muestra, inclinando el ranurador de manera que permanezca perpendicular a la superficie interior de la copa. Para arcillas arenosas, limos y algunos suelos orgánicos, el ranurador plano no permite labrar satisfactoriamente. Para estos suelos, se corta la ranura con una espátula y se verifican las dimensiones con el ranurador.
4. Después de asegurarse de que la copa y su base están limpias y secas, se da vuelta a la manija uniformemente, a razón de dos golpes por segundo hasta que la ranura se cierre en una longitud de 1.3 cm, aproximadamente.

5. Con la espátula se vuelve a mezclar el material y se repiten las operaciones indicadas en los puntos 2, 3 y 4, hasta que se obtengan dos determinaciones congruentes con diferencias máximas de un golpe. Se anota el resultado o el promedio de los dos últimos.
6. En un vidrio de reloj se colocan 10 g, aproximadamente, de la porción de la muestra que está próxima a la ranura, y se pesan los vidrios con aproximación de 0.001g.
7. Se repiten los pasos 1 a 6 hasta obtener cuatro determinaciones comprendidas entre 10 y 35 golpes. El contenido de agua de la muestra puede reducirse comprimiendo el suelo entre toallas de papel o mezclándolo sobre una placa de cerámica microporosa en ambiente seco.
8. Los vidrios de reloj con las muestras se introducen en el horno durante 18 horas. Al sacarlos, se dejan enfriar en un desecador y se pesan.
9. Se determinan los contenidos de agua correspondientes a los distintos números de golpes, y se traza la curva que mejor ajuste a los puntos obtenidos en el rayado semilogarítmico. Se obtiene de esta manera, la curva de fluidez.
10. La ordenada de la curva, correspondiente a una abscisa de 25 golpes, es el límite líquido. Se redondea el valor obtenido al entero más cercano.

Equipo para determinar el límite plástico.

- Placa de vidrio
- Alambre de 3.2 mm
- Placa de cerámica micro porosa
- Balanza con sensibilidad de 0.01 g
- Horno de temperatura constante, comprendida entre 105°C y 110°C
- Vidrios de reloj

Procedimiento.

El material debe prepararse al mismo tiempo que el material para límite líquido.

1. Se toma 1 cm^3 de la muestra, aproximadamente. Si el material tiene un contenido de agua alto, se rueda repetidamente sobre la placa de cerámica hasta que tenga un contenido de agua próximo al límite plástico.
2. Se rueda la muestra sobre la placa de vidrio, bajo la palma de la mano hasta formar un cilindro de 3.2 mm. de diámetro y de 13 cm de largo, aproximadamente. El diámetro del cilindro puede verificarse comparándolo con un alambre de 3.2 mm de diámetro.
3. Se pliega el cilindro de suelo, se amasa para que tome una forma elipsoidal y se vuelve a rodar. Se repite la operación para que al perder agua por evaporación el cilindro se agriete y se rompa en segmentos de 1 cm de largo, aproximadamente.
4. Se colocan los pedazos en dos vidrios de reloj, se pesan en la balanza y se registra este valor.
5. Se repiten los pasos 1 a 4, con otra porción de la muestra, para comprobar la determinación anterior.
6. Las muestras se introducen al horno durante 18 horas. Después se pesan y se registran los valores. Con los datos anteriores, se calculan los contenidos de agua. Si la diferencia en el resultado no es mayor de 2 %, se considera que el límite plástico (LP) es igual al promedio.

1.1.2.3 Prueba de compresión simple (q_u)

Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen sin la etapa previa de presión confinante hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga que conduce el suelo a la falla; sin embargo, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores.

Un gran número de máquinas comerciales de compresión permiten realizar una prueba satisfactoria por el método de deformación controlada. La medición de carga puede realizarse con un anillo dinamométrico colocado en la parte inferior del marco de carga. La precisión en la medición de la carga debe ser del uno por ciento. El equipo empleado debe calibrarse cuidadosamente.

La prueba de compresión simple consiste en aplicar una carga vertical a un espécimen cilíndrico y llevarlo a la falla sin proporcionarle ningún soporte lateral. A pesar de su difícil interpretación, esta prueba es comúnmente usada para estimar la cohesión del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad del máximo esfuerzo axial aplicado durante la prueba. La carga axial puede aplicarse al espécimen siguiendo el método de deformación controlada (velocidad de deformación constante) o de carga controlada (incrementos de carga aplicados a intervalos predeterminados). El ensaye es descrito a continuación:

1. Se coloca un disco de plástico en cada uno de los extremos del espécimen.
2. Se instala el espécimen en el dispositivo de carga. Se pone ligeramente en contacto el marco de carga con el disco de plástico superior. Si se emplea un anillo dinamométrico para medir la carga, el contacto provoca un ligero movimiento de la aguja del micrómetro, donde se toma la lectura inicial de deformación.
3. Empleando el método de control de deformación, se aplica una velocidad de deformación del 1 %, la que, en caso de ser muy rígida la probeta, se ajusta de forma que la prueba dure entre 10 y 20 minutos. Las lecturas de cargas y deformación se hacen cada medio minuto aproximadamente para definir el comienzo de la curva esfuerzo-deformación axial unitaria, y con más frecuencia en la vecindad de la falla.
4. Se suspende la prueba hasta que el espécimen falle o alcance una deformación unitaria del 25 %.
5. Se hace un croquis cuidadoso del espécimen. Si se definió un plano de corte, se mide el ángulo de inclinación de dicho plano con respecto a la horizontal.

6. Se determina el contenido de agua. Lo anterior debe hacerse con un suelo tomado de la zona de falla si la probeta no es de un material homogéneo.



Foto 1.3. Prueba de compresión simple (q_u)

Método de cálculo.

1. Para cada etapa de la prueba se calcula la deformación axial unitaria, ε , del espécimen.

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} \quad (1.3)$$

donde:

Δh , variación en la altura del espécimen

h , altura inicial de la probeta

2. Para cada etapa se calcula el área corregida de la sección transversal del espécimen, A_{corr} , con la expresión siguiente:

$$A_{corr} = \frac{A_i}{1 - \varepsilon} \quad (1.4)$$

donde:

A_{corr} , área corregida, en cm^2

A_i , área inicial, en cm^2

ε , deformación axial unitaria.

3. Se calcula el esfuerzo aplicado dividiendo la carga entre el área corregida.

1.1.2.4 Prueba de compactación

Se llama compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características como lo son la resistencia, compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación entre las más importantes. Consiste en la reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de cambio de volumen del aire incluido en la masa de suelo por el reacomodo de las partículas del suelo. La finalidad de una compactación es obtener un suelo que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado, realizando una correlación entre la variación del contenido de agua del suelo, w , y su peso volumétrico seco, γ_d .

Son diversas las variables que afectan al proceso de compactación de suelos, entre las cuales se mencionan:

1. Naturaleza del suelo.
2. El método de compactación (impactos, amasado, carga estática, vibración).
3. Energía específica de compactación. Se refiere a la cantidad de energía por unidad de volumen que se entrega al suelo durante el proceso mecánico de compactación.
4. Sentido en que se recorra las escalas de humedades. Si se parte de un suelo relativamente seco y se va aumentando el contenido de humedad, se obtendrán en el proceso de compactación valores de peso volumétrico seco, γ_d , cada vez más altos utilizando la misma energía de compactación. En cambio, si se parte de un suelo húmedo que se va secando conforme avanza la prueba, aunque los contenidos de agua pueden llegar a ser similares en ambos casos, el γ_d sigue siendo mayor en el primer caso.
5. Contenido de agua original del suelo. Corresponde a una variable de vital importancia al momento de realizar una prueba de compactación. Se busca alcanzar el w_o en una compactación y de acuerdo al punto 4, si se tienen w menores al w_o , se puede alcanzar de manera más rápida γ_d mayores, por lo que se aconseja que se traten de tener w cercanos al w_o .
6. Recompactación. Se recomienda no usar suelos recompactados, ya que aunque se llega a aumentar γ_d , este ya no es representativo de la compactación natural.
7. Temperatura. Ejerce influencia en la evaporación de agua incorporada al suelo, en la condensación de humedad en el ambiente.

E. Proctor visualizó la correlación existente entre el peso volumétrico, γ_d , y el contenido de agua, w , de un suelo en el proceso de compactación, utilizando varias muestras del mismo suelo a diferentes contenidos de agua (Fig. 1.1).

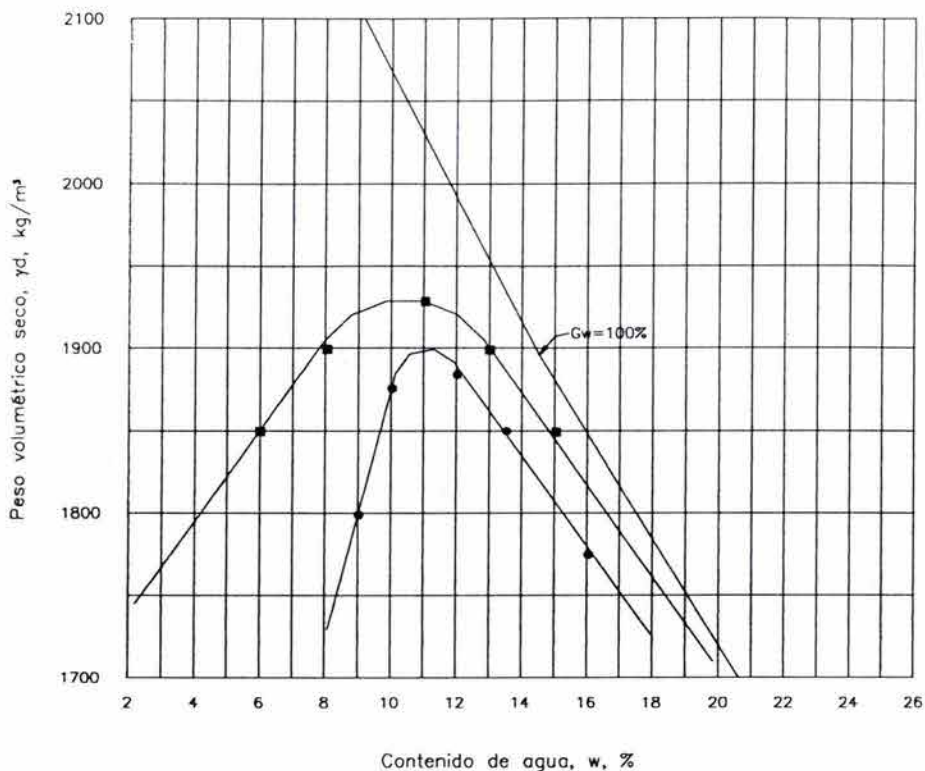


Fig. 1.1 Curva de compactación

Las pruebas de compactación de laboratorio se justifican solo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Son dos usos principales que se dan a las pruebas de compactación. El primer uso es compactar suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información se refiere a la resistencia, deformabilidad y permeabilidad, cuyos resultados son fundamentales en campo al momento de la compactación. El segundo uso de las pruebas se refiere a la posibilidad de poder llevar un control de calidad, comparando las distintas acciones de campo y laboratorio.

Existen diferentes procesos que se utilizan para compactar un suelo, cuyas técnicas contemplan los diversos factores que afectan a la prueba, así como la energía de compactación que cada uno de estos procesos aporta, por lo que existirán variantes de las pruebas para un mismo suelo. Entre las pruebas utilizadas se encuentran las pruebas dinámicas, las pruebas estáticas, las pruebas por amasado y las

pruebas por vibración. En este trabajo se mencionan, de manera particular, las pruebas dinámicas. Las pruebas dinámicas tienen las siguientes características:

- El suelo se compacta por capas en un molde metálico, cilíndrico, variando el diámetro del molde, así como, su número y espesor de capas.
- La compactación se realiza aplicando un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, a la muestra de suelo depositada en el interior del molde, mediante un pisón con un peso y altura de caída particulares, dependiendo del tipo de prueba.
- La energía específica transmitida a la muestra de suelo puede determinarse con utilizando la expresión:

$$E_c = \frac{Nnwh}{V} \quad (1.5)$$

donde:

N, el número de golpes del pisón

n, número de capas que se disponen hasta llenar el molde

w, peso del pisón

h, altura de caída del pisón

V, volumen total del molde

- En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba.

Las pruebas dinámicas de mayor difusión han sido la prueba Proctor (AASHTO) estándar y la prueba Proctor (AASHTO) modificada (Ref.1)⁺. Ambas tienen 4 variantes y utilizan moldes cilíndricos de metal de 10.2 cm (4”) ó de 15.2 cm (6”). El primer molde de 10.2 cm es utilizado tradicionalmente, como fue concebido por Proctor; en cambio, el de 15.2 cm ha permitido realizar pruebas de valor relativo de soporte (VRS) en material compactado, sin extraerlo del molde. También se busca tener una mejor representatividad a la prueba, abarcando mayor cantidad de tamaños de los materiales.

⁺Ref. 1. “AASHTO Guide For Design of Pavement Structures”. The American Association of State Highway and Transportation Officials, Washigton, D.C. 1996.

De esta manera existen las siguientes variantes:

- Variante A. Utiliza materiales que pasan la malla No. 4 y se compactan en molde de 10.2 cm de diámetro interior.
- Variante B. Se aplica a materiales que pasan la malla No. 4 y se compactan en molde de 15.2 cm de diámetro interior.
- Variante C. Se efectúa utilizando materiales la fracción que pasan la malla de $\frac{3}{4}$ " y se compactan en molde de 10.2 cm de diámetro interior.
- Variante D. Emplea materiales que pasan la malla de $\frac{3}{4}$ " y se compactan en molde de 15.2 cm (6") de diámetro interior.

Prueba Proctor (AASHTO) estándar.

La prueba tiene como objeto determinar la relación entre el peso volumétrico seco, γ_d , y el contenido de agua, w , de los suelos, cuando se compactan con la metodología estandarizada para cada una de las variantes ya mencionadas. La energía de compactación es de $E_c = 4.02 \text{ kg cm/cm}^3$ (Ref. 2)⁺

Equipo para la prueba de compactación:

- Un molde estándar de compactación con extensión. Al molde de 10.2 cm (4") se le fija un volumen de 560 cm^3 y al molde de 15.2 cm (6") un volumen de $3,230 \text{ cm}^3$.
- Un pisón estándar, operación manual, de sección circular, de 5.08 cm de diámetro y con un peso de 2.49 kg.
- Balanzas de 15 kg de capacidad y sensibilidad de 5 g una balanza de laboratorio con sensibilidad de 0.1 g.
- Horno secador.
- Regla recta metálica, espátulas vidrios de reloj.
- Mallas 2", $\frac{3}{4}$ " y No.4.

⁺ Ref. 2. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. La Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres. Tomo I. Limusa. México D.F.1974.

Preparación de la Prueba.

Método aplicado para la variante A:

- a) Secar la muestra de suelo al recibirse en laboratorio, hasta hacerla manejable; el secado puede realizarse al ambiente con algún horno cuya temperatura no exceda los 60 °C. Después, se disgrega el material sin romper sus partículas.
- b) Cribar el suelo por la malla 4.76 mm (No. 4) y eliminar el retenido.
- c) Seleccionar una muestra representativa, de aproximadamente 3 kg.
- d) Incorporar a la muestra la cantidad de agua suficiente para ponerla 4 o 6 puntos (en porcentaje) bajo la humedad óptima esperada.
- e) Dividir la muestra en el número de proporciones que se requiere, según las capas que se vayan a disponer en el molde de 10.2 cm de diámetro; en el caso presente serán 3 capas. El molde tendrá instalada su extensión y deberá llegarse a un espesor total compacto de unos 13 cm. Compactar cada capa con 25 golpes del pisón, distribuyéndolos uniformemente y con una altura de caída de 30.5 cm (12"). Durante la operación el molde deben apoyarse en una base rígida. Después de la compactación, remover la extensión del molde y enrasar el suelo compactado, utilizando la regla metálica. Se pesa el conjunto y restando la tara del molde para obtener el peso húmedo del material. Se divide entre el volumen del molde, para obtener el peso volumétrico de la masa de suelo, γ_m .
- f) Retirar el material del molde, sin desmoronarlo y dividir el espécimen en dos proporciones, según un plano vertical por el centro de la sección transversal. Se toma una muestra representativa de una de las caras del corte y se determina el contenido de agua del suelo.
- g) Desmoronar el resto del material hasta que vuelva a quedar en condiciones de pasar por la malla No. 4, lo cual se juzgara a criterio. Se añade suficiente agua para aumentar su humedad en 1 o

2 puntos y se repite todo el procedimiento. Se continúan estas determinaciones hasta que disminuya o no cambie el peso húmedo del suelo compactado.

El proceso de compactación para las demás variantes es similar a éste. Deben de tomarse en cuenta las características del molde y el criterio del material cribado.

Prueba Proctor (AASHTO) Modificada

Es similar a la Proctor (AASHTO) estándar en todos sus aspectos descriptivos y tiene las mismas variantes (A, B, C, D). La diferencia estriba en que la energía de la prueba modificada es mayor ($E_c = 27.31 \text{ kg cm/cm}^3$) y se logra a base del peso de un martillo de 4.530 kg con altura de caída de 45.72 cm y 56 golpes, dependiendo el tipo de variante utilizada; además, se depositan 5 capas uniformes de suelo en el molde.



Foto 1.4 Preparación de muestra para compactación



Foto 1.5 Compactación Proctor estándar

1.1.2.5 Prueba de Valor Relativo de Soporte (VRS)

Los métodos para la determinación del valor relativo de soporte consisten en preparar especímenes de suelo compactado y someterlos a una penetración de un cilindro o pistón de dimensiones estandarizadas, para medir su resistencia.

El Valor Relativo de Soporte (VRS), también conocido como CBR (Californian Bearing Ratio), se obtiene al hacer penetrar un vástago de 19.4 cm² de área en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min. El valor relativo de soporte se define como la relación, expresada en porcentaje, de la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1”) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario adoptado como patrón, que es piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago que se anotan en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Prueba de valor relativo de soporte (VRS).

<i>penetración</i>		<i>Presión en el vástago</i> <i>kg/cm²</i>
<i>cm</i>	<i>pulg.</i>	
0.25	0.1	70
0.50	0.2	105
0.75	0.3	133
1.00	0.4	161
1.25	0.5	182

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6”) de diámetro y 20.3 cm (8”) de altura. Se emplea un método dinámico de compactación de los especímenes, para lo cual, se usan las pruebas AASHTO estándar y modificada, además de otra energía de compactación intermedia, con lo cual se trata de reproducir de manera aproximada las condiciones de compactación logradas con el equipo de campo.

Los factores que afectan a los valores obtenidos en una prueba de VRS son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación. La curva presión-penetración obtenida en una prueba de VRS (Fig. 1.2), es lineal para bajas penetraciones y tiende a hacerse ligeramente curva, con la concavidad hacia abajo, a penetraciones mayores. En ocasiones la gráfica resulta curva con concavidad hacia arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; esto ocurre sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la superficie de la muestra al iniciarse la prueba.

Descripción de la prueba VRS.

Como ya se dijo, el VRS es un ensaye de penetración o punzamiento, que se realiza a una muestra contenida en un molde, ante una presión que se aplica a una velocidad controlada. Se mide la carga necesaria para que el vástago penetre las magnitudes previamente establecidas; al final de la prueba se está en condiciones de dibujar una gráfica presión-penetración. La prueba VRS puede visualizarse como un cierto tipo de prueba esfuerzo-deformación.

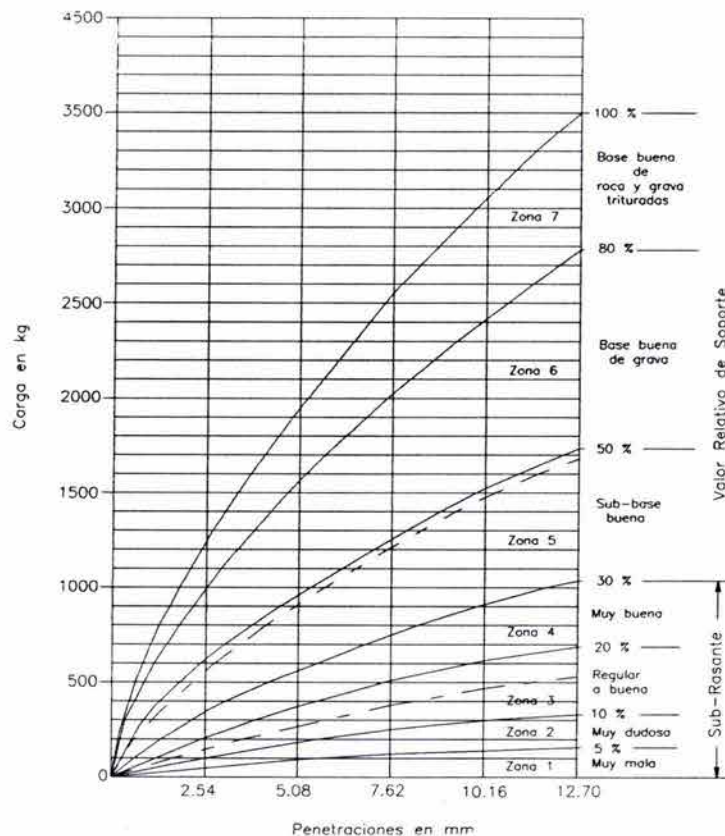


Fig. 1.2 Curvas de carga-penetración en la prueba VRS

Equipo para la prueba.

- Máquina de compresión simple, con capacidad mínima de 3 t y aproximación de 10 kg, provista con un pistón de penetración, de acero, de 4.85 cm de diámetro y área transversal de 19.35 cm².
- Tanque de saturación con altura mínima de 30 cm.

- Placa metálica circular, de 15.4 cm de diámetro, dotado con perforaciones y un vástago al centro para apoyar el extensómetro.
- Dos placas circulares de carga de 3 kg cada una y 15.4 cm de diámetro, teniendo un orificio central de 5.4 cm de diámetro.
- Extensómetro con carrera de 2.54 cm y aproximación de 0.01 mm, provisto de una abrazadera para acoplarlo al cilindro de penetración.
- Cronómetro
- Trípode metálico para sostener el extensómetro
- Malla No. 4
- Hojas papel filtro con diámetro de 15.4 cm

Preparación de la prueba.

- a) De la muestra obtenida, secar el material únicamente lo necesario para facilitar su disgregación, se toma por cuarteo una porción suficiente para obtener 16 kg. de material que pase por la malla 2.54 cm (1") y se forman muestras de prueba, dividiendo la porción obtenida en partes de 4 kg, aproximadamente, mediante cuarteo.
- b) Estas muestras se utilizan para realizar la compactación (inciso 1.1.2.4) de los especímenes con humedad óptima del material. Se determina su altura h_e , en mm.
- c) Se coloca en la parte superior de cada espécimen 1 o 2 hojas de papel filtro, así mismo en las placas de carga. Enseguida se introduce en el tanque de saturación el molde que contiene al espécimen, procurando que este quede totalmente sumergido.
- d) Con el objeto de medir la expansión del espécimen sumergido, se coloca el trípode en los bordes del molde y se instala un extensómetro, tomando la lectura inicial del extensómetro, L_i , se verifica cada 24 hrs la lectura del extensómetro y cuando en dos lecturas sucesivas se observe que no hay diferencia, se anota su valor como lectura final del extensómetro, L_f , en mm, y se retira del tanque de saturación. El periodo de saturación varía de 3 a 5 días.

- e) Se deja escurrir el agua del molde, que contiene al espécimen, en posición horizontal a la sombra. Una vez realizado esto, se retiran las placas y se desecha el papel filtro para volver a colocar las placas de carga.
- f) Se instalan en la prensa el extensómetro y el molde con el espécimen y las placas de carga, introduciendo el cilindro de penetración montado en el vástago de la prensa, a través de los orificios de las placas, hasta tocar la superficie de la muestra; se aplica una carga inicial no mayor de 10 kg e inmediatamente, sin retirar la carga, se reajusta el extensómetro para registrar el desplazamiento vertical del cilindro de penetración.
- g) Se aplica carga para que el pistón penetre en el espécimen con una velocidad uniforme aproximadamente de 1.27 mm/min anotando las cargas necesarias para obtener una de las penetraciones indicadas en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Prueba de valor relativo de soporte (VRS).

<i>Lecturas</i>	<i>Tiempo en min.</i>	<i>Penetración en mm</i>
1ª	1	1.27
2ª	2	2.54
3ª	3	3.81
4ª	4	5.08
5ª	6	7.62

- h) Inmediatamente realizada la penetración se obtiene una muestra de la parte superior del espécimen.
- i) En un sistema de ejes coordenados se marcan los puntos correspondientes a la carga (kg) con su respectiva penetración (mm), como se muestra en la Fig. 1.2. Se registra la carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm. Dicha carga reportará el valor del VRS aplicando:

$$VRS = \frac{C_{2.54}}{1360} \times 100 \quad (1.6)$$

donde:

V.R.S : Valor relativo de soporte, referido a la carga estándar de penetración de 1360 kg.

$C_{2.54}$: Es la carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm, en kg.

La expansión de la muestra, se obtiene como:

$$E = \frac{L_f - L_i}{H_e} \times 100 \quad (1.7)$$

donde:

E, expansión del material en %

L_f , lectura del extensómetro al finalizar la saturación

L_i , lectura del extensómetro al iniciar la saturación

h_e , altura inicial del espécimen en mm

1.1.2.6 Equivalente de Arena

Todos los materiales térreos utilizados en terracerías y pavimentos contienen en menor o mayor grado partículas finas, de cuya cantidad y actividad depende en gran parte el comportamiento mecánico. La prueba de Equivalente de Arena fue desarrollada por Hveem para valuar en forma cualitativa la cantidad y la actividad de los finos que existen en la mezcla de partículas que constituyen el suelo que se va a analizar.

Equipo para la prueba.

- Una probeta transparente, graduada para medir volúmenes, con diámetro exterior de 3.18 cm (1 ¼”) y altura aproximada de 43 cm (17”).
- Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón, con un diámetro exterior de 0.64 cm (1/4”). Uno de los extremos del tubo estará cerrado formando una punta, a través del lado de la cuña. Cerca de la punta, a través del lado de la cuña se harán dos perforaciones laterales.
- Una botella con capacidad de 3.8 lts (un galón) con equipo de sifón, consistiendo en un tapón con dos orificios y un tubo doblado de cobre. La botella se colocará 91.8 cm (36.2”) arriba de la mesa de trabajo.

- Un tramo de manguera de hule de 0.48 cm (3/16”), con una pinza para obturarla. Esta tubería se utilizará para conectar el irrigador con el sifón.
- Un pisón tarado, consistente en una varilla metálica de 45.8 cm (18”) de longitud con un pie cónico de 2.5 cm (1”) de diámetro, en su extremo inferior. Este pie estará provisto de tres pequeños tornillos para centrarlo holgadamente dentro de la probeta.
- Un embudo de boca ancha para depositar la muestra dentro de la probeta.
- Reserva de solución consistente en:

Cloruro de calcio anhidro	454 g
Glicerina USP	2,050 g
Formaldehído	47 g

Disolver el cloruro de calcio en 1.89 lt de agua hervida.

Enfriar y filtrar la solución a través de papel filtro Whatman No. 12 o su equivalente. A la solución filtrada, agregar glicerina y formaldehído; mezclar el total y diluir hasta un galón.

- Solución de trabajo.

Diluir 3.8 lt de agua potable, 88 ml de la solución de reserva. La marca de 11.2 cm (4.4”) en el cilindro graduado corresponde a los 88 ml requeridos.

Descripción de la prueba.

1. Consiste tamizar una porción de suelo por la malla No. 4 (4.76 mm), disgregando en terrones al material más fino. Si la muestra original no está húmeda, deberá humedecerse con agua antes de tamizarse.
2. Agregar la solución de trabajo en la probeta por medio del sifón hasta una altura de 10.2 cm.
3. Vaciar dentro de la probeta el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada del suelo. Golpear el fondo de la probeta varias veces, para hacer que salga cualquier burbuja de aire, así como acelerar la saturación de la muestra. Dejar reposar por espacio de 10 minutos.

4. Transcurridos los 10 minutos, tapar con un tapón cilindro y agitar vigorosamente, longitudinalmente, de un lado a otro, manteniéndolo en posición horizontal. Se realizan 90 ciclos en aproximadamente 30 segundos, con una carrera aproximada de 20.5 cm (8"). Un ciclo consiste en un movimiento completo de oscilación. Para agitar satisfactoriamente la muestra a esta frecuencia, será necesario que el operador agite solamente con los antebrazos.
5. Quitar el tapón e insertar el tubo de irrigación. Enjuagar los lados hacia abajo y después insertar el tubo hasta el fonda de la probeta. Separar el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solución mediante un movimiento suave de picado con el tubo irrigador y simultáneamente girando lentamente el cilindro. Cuando el nivel del líquido llegue a 38.1 cm (15") subir lentamente el tubo de irrigador, sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 38.1 cm (15") mientras este secándose el tubo. Regular el chorro precisamente antes de que el tubo esté completamente fuera y ajustar el nivel final a 38.1 cm (15"). Dejar la probeta en reposo absoluto durante exactamente 20 minutos.
6. Transcurrido el periodo de 20 minutos, anotar el nivel superior de la arcilla en suspensión; hágase la lectura con aproximación de 0.2 cm (0.1").
7. Introducir lentamente el pisón tarado dentro del cilindro, hasta que éste descansa sobre la arena. Girar la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar. Anotar el nivel correspondiente al centro de tornillo.



Foto 1.6. Probeta lista para el proceso de sedimentación

El cálculo de equivalente de arena E.A., se realiza con la expresión:

$$E.A. = \frac{L_s}{L_i} \times 100 \quad (1.8)$$

donde:

L_s, lectura en el nivel superior de la arena

L_i, lectura en el nivel superior de la arcilla

1.1.2.7 Desgaste de los Ángeles

La prueba de desgaste tiene por objeto conocer la calidad del material pétreo y es una medición indirecta del grado de alteración alcanzado por éste, así como de la presencia de planos de debilitamiento o cristalización que provocan una desintegración de la partícula de material. También proporciona una idea de la presencia de partículas con forma de laja, cuyas aristas vivas sufren una fuerte abrasión durante la prueba.

Cuando la muestra está constituida por material heterogéneo y se tengan dudas de la calidad de algunos de los materiales, deberán efectuarse pruebas por separado del material sano y del material alterado o de diferente origen, así como una prueba en la muestra constituida por los mismos materiales, en la que estén representados en la misma proporción en que se encuentren en el banco, o en la que vayan a ser utilizados.

La prueba consiste en colocar una muestra del material con características granulométricas específicas dentro de un cilindro giratorio, en donde es sometida al impacto de esferas metálicas durante un tiempo determinado, midiendo la variación granulométrica de la muestra como la diferencia entre la masa que pasa la malla No. 12 (1.7 mm de abertura), antes y después de haber sido sometida a este tratamiento.

Equipo y materiales

- Máquina de los Ángeles. Constituida por un cilindro de acero, hueco y cerrado en ambos extremos, con diámetro interior de 710±5 mm y largo de 510±5 mm, montado sobre dos soportes ubicados al centro de sus caras paralelas, que le permiten girar sobre su eje de simetría en posición horizontal

con una velocidad angular de 30 a 33 rpm. El cilindro tiene una abertura que permite introducir la muestra de prueba y las esferas metálicas, con una tapa de cierre hermético diseñada con la misma curvatura del cilindro para que la superficie interior del mismo sea continua y uniforme; además tiene su parte interior una placa de acero removible de 2.54 cm (1") de espesor, que se proyecta radialmente 8.9 cm (3 ½") en toda la longitud del cilindro y consta con un dispositivo para registrar el número de revoluciones del cilindro (Fig. 1.3).

- Carga abrasiva. Esferas de hierro fundido o acero, con un diámetro promedio de 47 mm y una masa de entre 390 y 445 g cada una.
- Juego de mallas, con abertura determinada conforme a lo indicado en la Tabla 1.3.
- Horno, con capacidad mínima de 20 dm³, ventilado, con termostato capaz de mantener una temperatura constante de 110±5° C.
- Balanza, con capacidad de 20 kg y aproximación de 0.1 g.
- Máquina agitadora para mallas. De acción mecánica, mediante el cual se transmite un movimiento excéntrico controlado a un plato de soporte sobre el que se sujetan las mallas en orden descendente.
- Cucharón.
- Charolas, de lámina galvanizada, con forma rectangular.
- Agua.

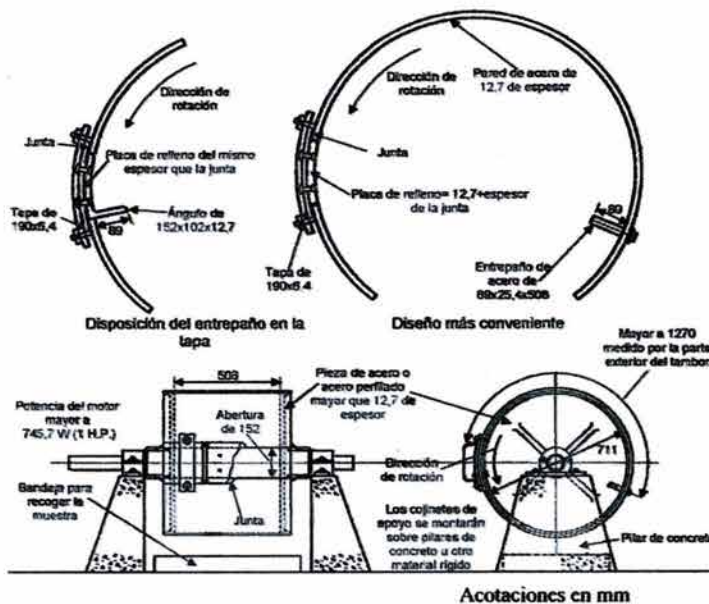


Fig. 1.3. Máquina para realizar la prueba de los Ángelos.

Tabla 1.3 Juegos de malla en la prueba VRS.

<i>Designación</i>	<i>Abertura , mm</i>
2"	51
1 ½"	37.5
1"	25
¾"	19
½"	12.5
3/8"	9.5
¼"	6.3
No. 4	4.75
No.10	2
No. 12 *	1.7

* Esta malla sólo se usará para el lavado del material posterior al tratamiento de desgaste, por lo que no se incluye en la obtención de la granulometría del material.

Preparación de la muestra.

De la muestra del material envasado que se recibe en laboratorio, la que presente grumos se le disgrega manualmente, teniendo la precaución de no fragmentarlos por la presión aplicada. Luego se cuarteo el material hasta obtener una muestra de aproximadamente 40 kg, como se describe:

1. Una vez que el material está disgregado, se apila hasta formar un cono.
2. Desde el eje del cono y hacia la periferia se extiende el material hasta formar un cono truncado de 15 a 20 cm de altura.
3. Se divide el cono truncado en cuatro partes iguales, de las cuales se toman dos cuartos opuestos para formar una muestra de aproximadamente 40 kg; en caso de exceder esta masa, se procede a reducir la cantidad de material mediante cuarteos sucesivos.

4. La muestra resultante se lava mediante un chorro de agua para eliminar el polvo adherido y posteriormente se seca en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$.
5. Considerando el arreglo de mallas indicado en la Tabla 1.3, se separa y clasifica el material de la muestra obteniendo su granulometría y eliminando el material que pase la malla No. 10.

Procedimiento de la prueba

Después de separado y clasificado el material de la muestra, de la Tabla 1.3 se elige el tipo de composición que se utilizará para integrar la muestra de prueba y que mejor asemeje a las características granulométricas obtenidas.

Se integra la muestra de prueba con las proporciones correspondientes a cada rango de tamaños, de acuerdo con las cantidades indicadas en la Tabla 1.4. Se obtiene la masa de la muestra de prueba integrada, registrándola como P_i , con aproximación de 1 g y se introduce a la máquina de Los Ángeles.

De acuerdo con lo indicado en la Tabla 1.4, se define la cantidad de esferas requeridas y se verifica que su masa total cumpla con lo establecido en dicha tabla. Enseguida, se introducen las esferas a la máquina de los Ángeles y se hace funcionar a una velocidad angular de 30 a 33 rpm, durante 500 revoluciones.

Se retira el material del interior de la máquina depositándolo en una charola. Se desecha la fracción de la muestra de prueba que pase la malla No. 12, para lo que se puede hacer pasar el material por todas las mallas. Una vez desechado el material menor de 1.7 mm, se lava la muestra de prueba con un chorro de agua y se seca en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$.

Tabla 1.4. Composición de la muestra y cargas abrasivas.

Tipo de composición de la muestra de prueba	Rango de tamaños		Masa de la fracción g	Carga abrasiva	
	mm	Designación		Número de esferas	Masa total g
A	37.5-25	1 ½"-1"	1250±25	12	5000±25
	25-19	1" - ¾"	1250±25		
	19-12.5	¾" - ½"	1250±10		
	12.5-9.5	½" - 3/8"	1250±10		
	Masa total de la muestra de prueba		5000±10		
B	19-12.5	¾" - ½"	2500±10	11	4584±25
	12.5-9.5	½" - 3/8"	2500±10		
	Masa total de la muestra de prueba		5000±10		
C	9.5-6.3	3/8" - ¼"	2500±10	8	3330±20
	6.3-4.75	¼" - No. 4	2500±10		
	Masa total de la muestra de prueba		5000±10		
D	4.75-2	No. 4 - No. 10	5000±10	6	2500±15

Finalmente se deja enfriar la muestra de prueba a temperatura ambiente, para determinar se masa con una aproximación de 0.1 g, registrándola como P_f .

Se calcula y reporta como resultado de la prueba, el desgaste por trituración, utilizando la expresión:

$$P_a = \left(\frac{P_i - P_f}{P_i} \right) \times 100 \quad (1.9)$$

donde:

P_a , desgaste por trituración Los Ángeles, en %

P_i , masa inicial de la muestra de prueba, en g

P_f , masa final del material de la muestra de prueba mayor de 1.7 mm (malla No. 12), en g.

1.2 Materiales de uso común en bases y sub-bases

Los materiales pétreos que se utilizan para bases y sub-bases (Ref. 3)⁺, pueden consistir en:

1. Materiales naturales que no requieren trituración ni cribado.
2. Materiales que requieren cribado.
3. Materiales naturales que requieren trituración y cribado.
4. Materiales que requieren lavado.

1.2.1 Materiales que no requieren trituración ni cribado

A este grupo pertenecen los siguientes materiales:

- a) Materiales con poco o nada de cohesión (con porcentaje de finos menor de 5%), que al extraerlos quedan sueltos y que contienen menos del 5% de partículas mayores de 51 mm (2”), tales como arenas gruesas y gravas. Se limita el tamaño máximo de 51 mm para lograr el mejor acomodo posible de las partículas durante la compactación y evitar concentraciones de cargas durante el tránsito, que ocasionarían ondulamientos y formación de baches. Pueden obtenerse en playones o márgenes de ríos y arroyos, así como en depósitos naturales o “graveras”. Se usan en bases y sub-bases, con buenos resultados cuando se mejoran sus propiedades al darles cierta capacidad cementante de la que generalmente carecen.
- b) Materiales con cohesión (con porcentaje de finos mayor de 20%), que al extraerlos forman terrones, pero al disgregarse con el equipo mecánico tienen menos del 5% de partículas mayores de 51 mm (2”). Entre estos materiales se encuentran los tepetates¹, caliches², areniscas³, conglomerados⁴ poco cementados y aglomerados. Se encuentran en bancos y pueden utilizarse en sub-bases y bases descubiertas o expuestas al tránsito.

⁺Ref. 3. Normas para Construcción. Carreteras. Pavimentos. Calidad de los materiales para bases y sub-bases. Secretaria de Comunicaciones y Transportes. N-CMT-4-02-003. México 2003.

¹ Material arenoso con menos del 25% de finos.

² Acumulación blanquecina de carbonato de calcio en el perfil del suelo.

³ Roca sedimentaria detritica formada por la cementación de tamaños individuales del tamaño de la arena.

⁴ Roca sedimentaria detritica formada de fragmentos más o menos redondeados.

1.2.2 Materiales que requieren cribado.

A estos materiales pertenecen las mezclas de gravas, arenas y limos, que al extraerlos quedan sueltos y con material mayor de 51 mm (2") comprendido entre 5 y 25%. El cribado de materiales se realiza, con una, dos o varias mallas, según la granulometría que tengan y/o el uso que vayan a tener.

Estos materiales se agrupan en:

- a) Materiales con poco o nada de cohesión, extraídos en seco, pero húmedos y que requieren de cribado por una, dos o más mallas.
- b) Materiales con cohesión, que al extraerse forman terrones que pueden disgregarse pero que necesitan cribarse por una, dos o más mallas.

Para elegir el número de mallas se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Se criban por una malla cuando el porcentaje de partículas mayores de 51 mm (2") se encuentra entre 5 y 25% .
- Se criban por dos mallas cuando existan sobrantes de materiales gruesos y finos, para aprovechar los intermedios. El exceso de finos es ocasionado por la contaminación del material con limo o tierra vegetal.
- El cribado por tres mallas se usa principalmente en materiales para pavimentación, ya sea para riegos superficiales o para ajustar las curvas granulométricas en el diseño de mezclas. Se usan poco en bases aunque pueden utilizarse esporádicamente cuando exceden algunos tamaños intermedios del máximo permitido

1.2.3 Materiales que requieren trituración

De acuerdo a su uso los materiales se dividen en los que requieren trituración parcial y/o total. La trituración se realiza para ajustarlos a las especificaciones granulométricas

Entre los materiales que requieren trituración parcial se encuentran:

- a) Materiales con poco o nada de cohesión que al extraerse quedan sueltos, pero que el contenido de partículas mayores de 51 mm (2") es mayor de 25%.
- b) Materiales con cohesión que al extraerlos quedan disgregados con el peso del equipo mecánico pero que contienen más del 25 % de partículas mayores de 51 mm (2") y que por lo tanto conviene económicamente triturarlos a un tamaño máximo de 38 mm (1 ½").

Los materiales que requieren trituración total comprenden fragmentos de calidad adecuada, pero que necesitan reducir su tamaño a 38 mm (1 ½") como máximo. Se agrupan en: a) fragmentos extraídos de mantos rocosos; b) piedra pepena suelta; c) piedra suelta.

1.2.4 Materiales que requieren lavado.

Se refiere a aquellos con poco a nada de cohesión, como los mencionados en el punto 1.2.1 a) y 1.2.2 a), que requieren lavado para eliminar materia orgánica, exceso de arcilla y elementos extraños al pétreo. En términos generales, se debe recurrir al procedimiento de lavado cuando sea imposible localizar bancos que sean económicos por sus acarreo.

1.3 Normas de calidad para sub-bases y bases

Antes de iniciar la construcción de la sub-base y base debe determinarse la calidad de los materiales que las constituirán para escoger los más convenientes de acuerdo al proyecto.

1.3.1 Normas de calidad para sub-bases en pavimentos asfálticos

El aspecto económico, es importante en la elección de los espesores de las capas del pavimento. Todo el espesor del pavimento podría construirse con un material de alta calidad, pero se prefiere hacerlo más delgado y sustituirlo parcialmente por una capa de menor calidad, que es la sub-base.

Los siguientes aspectos de una sub-base son importantes:

- a) Sirve de transición entre el material de base, generalmente granular grueso y el de la subrasante, que tiende a ser mucho más fino, impidiendo la incrustación de la primera en la segunda.
- b) Absorbe deformaciones que afectan a la subrasante, por ejemplo, cambios volumétricos asociados a cambios de humedad.
- c) Actúa como dren para desalojar el agua que se infiltre desde arriba y para impedir la ascensión capilar hacia la base.

Los materiales que se utilizan como sub-base en pavimentos asfálticos deben cumplir las siguientes especificaciones:

- a) Composición granulométrica. La Fig. 1.4 muestra las zonas granulométricas en que deben estar los materiales para sub-bases. Se trata de tres zonas identificadas como 1, 2, 3. Los materiales deben quedar comprendidos entre el límite inferior de la Zona 1 y el superior de la Zona número 3, y su curva granulométrica debe ser de forma semejante a las que limitan esas zonas del gráfico sin presentar cambios bruscos de pendiente y sin estar indistintamente en una y otra zona. En caso de quedar comprendida en partes iguales en dos zonas, se clasificará dentro de la zona superior. La relación de porcentaje, en peso, que pasa la malla No. 200 respecto al que pasa la malla No. 40 no debe exceder de 65%. El tamaño máximo del material debe ser de 51 mm (2").

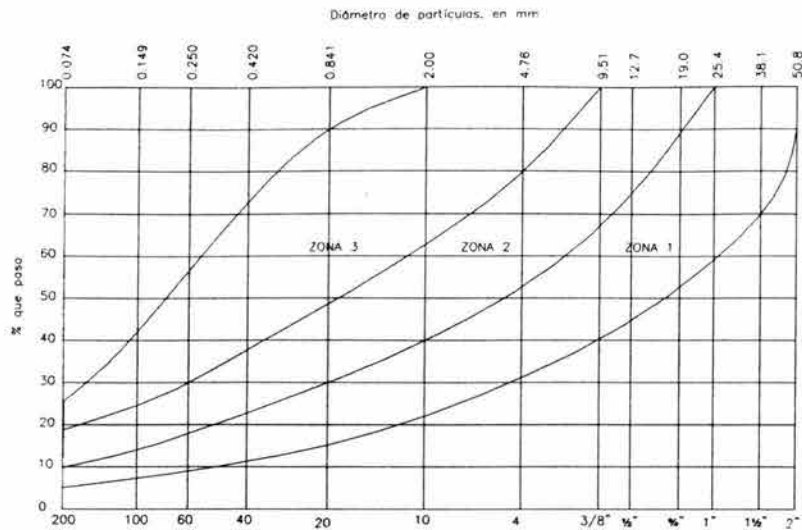


Fig. 1.4 Zonas de distribución granulométrica.

- b) La contracción lineal, determinada con la humedad correspondiente al límite líquido, y el valor cementante del material deben de satisfacer lo indicado en la Tabla 1.5.

Tabla 1.5 Valores de cementantes para diferentes tipos de materiales.

Parámetro	Zona granulométrica		
	1	2	3
Contracción lineal en %	6.0 máx.	4.5 máx.	3.0 máx.
Valor de cementante, en kg/cm^2 , para materiales angulosos	3.5 mín.	3.0 mín.	2.5 mín.
Valor de cementante, en kg/cm^2 , para materiales redondeados y lisos	3.5 mín.	4.5 mín.	3.5 mín.

- c) Compactación. Los materiales que conforman a la sub-base deben compactarse como mínimo al 100% respecto a su peso volumétrico seco máximo (PVSM), de la prueba AASHTO modificada. La modalidad empleada será para materiales que queden comprendidos entre las mallas 3/4" y la No. 4.

En los materiales para sub-base básicamente conviene buscar dos cualidades principales: resistencia friccionante y capacidad drenante. La primera beneficiará la resistencia del conjunto y, a la vez, es garantía de un buen comportamiento en cuanto a deformabilidad, pues un material que posee esa calidad de resistencia será poco deformable siempre que este bien compactado. La capacidad drenante es deseable ya que permitirá al pavimento eliminar el agua que se filtre por la carpeta, como la que asciende por capilaridad.

La Tabla 1.6 resume los valores de calidad requeridos para materiales de sub-base.

Tabla 1.6 Valores de calidad para materiales de sub-base en pavimentos asfálticos (Ref. 4)[†].

<i>Característica</i>	<i>Calidad</i>	
	<i>Deseable</i>	<i>Adecuada</i>
Granulometría Zona granulométrica (ver Fig. 1.4)	1 - 2	1 - 3
Tamaño máx. (mm)	51	51
% Finos (mat. < 0.074 mm)	15 máx.	25 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx.	30 máx.
Índice Plástico (IP) (%)	6 máx.	6 máx.
Compactación (%) (AASHTO Modificada.)	100 mín.	100 mín.
Equivalente de Arena (%)	40 mín.	30 mín.
VRS (%) (Compactación por impactos*)	40 mín.	30 mín.
Desgaste de los Ángeles (%)	40 máx.	--

*Al porcentaje de compactación indicado.

1.3.2 Normas de calidad para bases en pavimentos asfálticos

En los materiales para bases son de importancia los siguientes aspectos:

[†]Ref. 4. Manual de Calidad de los Materiales en Secciones Estructurales de Pavimentos Carreteros. Instituto Mexicano del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Querétaro, Qro.1991.

1. El material debe ser friccionante y suficientemente provisto de vacíos. Estas características garantizarán la resistencia estructural y la poca deformabilidad cuando haya sido bien compactado.
2. La base tiene también una importante función drenante, capaz de eliminar fácil y rápidamente el agua que llegue a infiltrarse a través de la carpeta, así como la ascensión capilar del agua que provenga de las capas inferiores.
3. Cuando los materiales son agregados pétreos o fragmentos, deben someterse a trituración y cribado. La primera produce efectos favorables en la resistencia y en la deformabilidad, debido a que las partículas de aristas angulosas permiten un mejor acomodo estructural. El segundo permite alcanzar mayor compactación y resistencia.
4. El lavado de materiales provenientes de bancos es otra operación favorable que permite eliminar los finos que afectarían la resistencia estructural. El exceso de finos es indeseable en las bases, ya que disminuyen la resistencia, aumentan la deformabilidad y disminuyen la acción drenante. Estos efectos son más severos si los finos son arcillosos o activos desde el punto de vista de la plasticidad. Sin embargo, las bases formadas con materiales friccionantes sin finos compactados, pierden rápidamente su compactación en la zona superior y quedan sin resistencia al desplazamiento lateral.

Los materiales pétreos de las bases deben cumplir además con los siguientes requisitos:

- a) Granulometría dentro de las zonas granulométricas de la Fig 1.4, de preferencia entre las Zonas 1 ó 2, y tener forma parecida a las fronteras señaladas, sin cambios bruscos de curvatura. Se acepta la Zona 3, sólo en casos especiales. En la Fig. 1.4 se indica como mínimo un 5 % de material fino y como máximo valores en el orden de 18 a 20 %. Cantidades de finos superiores a estos límites conduciría a un material inadecuado. En caminos de alto tránsito se manejan bases prácticamente sin finos (menor al 5%). En los de bajo tránsito, la incorporación de finos (mayor al 5%) estabiliza a los materiales granulares proporcionándoles cierta resistencia cohesiva, sin perjudicar sus características de

resistencia, sin embargo, pueden desfavorecer las características de deformabilidad e hidráulica. La cantidad que haya de admitirse en cada caso particular, dentro de los límites expuestos dependerá de la naturaleza de los finos que se empleen y de las condiciones ambientales a las que vaya estar expuesto el camino. Se recomienda que el contenido de finos se encuentre entre el 8 y el 10%.

- b) La relación del porcentaje, en peso, del material que pasa la malla 200 (0.074 mm) respecto al material que pasa la malla 40 (0.42 mm) no debe ser mayor de 65%. El tamaño máximo del agregado pétreo que se recomienda es de 51 mm (2") para materiales que no requieran trituración o cribado y de 38 mm (1 ½") en materiales que lo requieran.
- c) La contracción lineal, determinada con la humedad correspondiente al límite líquido, y el valor cementante del material, deben de satisfacer lo indicado en la Tabla 1.7.

Tabla 1.7. Valores de cementantes

<i>Parámetro</i>	<i>Zona granulométrica</i>		
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
Contracción lineal en %	4.5 máx	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor de cementante, en kg/cm ² , para materiales angulosos	4.5 mín.	3.5 mín.	2.5 mín.
Valor de cementante, en kg/cm ² , para materiales redondeados y lisos	7.0 mín.	5.0 mín.	4.0 mín.

- d) El espesor de las bases esta en función del tamaño máximo del agregado pétreo que contiene la mezcla y de la carga que se aplique de acuerdo con el proyecto de que se trate, pero suele considerarse 3 veces el tamaño del agregado como el espesor mínimo que conviene construir.

La Tabla 1.8 resume los valores de calidad requeridos para materiales de base.

Tabla 1.8. Valores de calidad para materiales de base en pavimentos asfálticos (Ref.3)⁺

<i>Característica</i>	<i>Calidad</i>	
	<i>Deseable</i>	<i>Adecuada</i>
Granulometría Zona granulométrica (ver Fig. 1.4)	1 - 2	1 - 3
Tamaño máximo (mm)	38	51
% Finos (mat. < 0.074 mm)	10 máx.	15 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx.	30 máx.
Índice Plástico (IP) (%)	6 máx.	6 máx.
Compactación (%) (AASHTO modificada.)	100 mín.	100 mín.
Equivalente de Arena (%)	50 mín.	40 mín.
VRS (%) (Compactación por impactos*)	100 mín.	80 mín.
Desgaste de los Ángeles (%)	40 máx.	40 máx.

*Al porcentaje de compactación indicado.

2. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS.

Con frecuencia para un proyecto no son adecuados los suelos que utilizarán para un determinado fin. Esto abre tres posibilidades de decisión.

- Aceptar el material tal como se encuentra, pero tomando en cuenta su calidad en el diseño.
- Eliminar el material o prescindir de usarlo, substituyéndolo por otro de características adecuadas.
- Modificar las propiedades del suelo existente, para cumplir con los requerimientos.

La tercera posibilidad da lugar a las técnicas de estabilización de suelos. Son muchos los procedimientos que pueden seguirse para lograr la mejoría en las propiedades de los suelos, una de las cuales es la estabilización por medios químicos, generalmente lograda por la adición de agentes específicos, como cemento, cal, asfalto u otros.

Las propiedades de los suelos que se estudian en problemas de estabilización son:

1. Estabilidad volumétrica. Este problema está relacionado con los suelos expansivos por cambios de humedad, relacionados con variaciones estacionales. Una forma de estabilización es transformar la masa de arcilla expansiva, con tratamientos químicos o térmicos.
2. Resistencia. Existen varios métodos de estabilización que son útiles para mejorar la resistencia de muchos suelos.
3. Compresibilidad. La compactación es una forma rutinaria de estabilización que modifica la compresibilidad de los suelos. Sin embargo, no es la única.
4. Permeabilidad. En términos generales, y eliminando la estabilización mecánica, los métodos de estabilización que influyen en la permeabilidad de los suelos suelen estar muy desligados de los métodos que modifican la estabilidad volumétrica o la resistencia.

5. Durabilidad. En este concepto suelen involucrarse aquellos factores que se refieren a la resistencia al intemperismo, a la erosión o a la abrasión por el tráfico.

2.1 Diseño de mezclas de suelos.

Al diseñar mezclas de suelos para lograr determinadas propiedades, la granulometría la propiedad más relevante en la fracción gruesa, en tanto que la plasticidad lo es en la fina. El tamaño máximo de las partículas de la mezcla tiene importancia, ya que los tamaños grandes son difíciles de trabajar y producen superficies rugosas. Por otro lado, la presencia de contenidos altos finos dificulta la obtención de buenas características de resistencia y de deformabilidad.

El criterio para valuar las virtudes de una mezcla de suelo debe ser la incidencia de la manipulación en las propiedades fundamentales del suelo, que usualmente serán la resistencia y la relación esfuerzo-deformación, aunque en algunos casos, es la permeabilidad.

La preparación de mezclas de dos suelos para producir un tercero con una granulometría que garantice dichas propiedades, puede establecerse como se trata a continuación:

Si A, B, C... son los porcentajes de un material que pasan por cierta malla de un conjunto de suelos 1, 2, 3... y se van a combinar para conformar un suelo único y si a, b, c... son los porcentajes en que dichos suelos van a entrar en combinación, el porcentaje, p, de la mezcla que pasará por una cierta malla estará dado por la ecuación:

$$p = aA + bB + cC \dots \quad (2.1)$$

Suponiendo una mezcla de sólo dos suelos; la ecuación (2.1) queda:

$$p = aA + bB \quad (2.2)$$

en donde: $a + b = 100 \%$.

Por lo tanto: $a = 1 - b$

Sustituyendo en la ecuación (2.2) y simplificando se obtiene:

$$b = \left(\frac{p - A}{B - A} \right) \quad (2.3)$$

y

$$a = \left(\frac{p - B}{A - B} \right) \quad (2.4)$$

Las ecuaciones (2.3) y (2.4) permiten obtener los porcentajes en que deben combinarse los suelos 1 y 2 para obtener el porcentaje “p” que pase la malla que se haya elegido como base de cálculo.

Para ilustrar el procedimiento anterior se plantea el siguiente ejemplo. La Tabla 2.1 contiene los datos de los suelos 1 y 2, con cuya mezcla se desea obtener un material que cumpla las especificaciones que se señalan en la misma tabla.

Tabla 2.1 Datos del ejemplo.

No. de malla	Tipo de suelo		Mezcla, %
	1	2	
¾"	100	100	100
½"	90	100	80-100
3/8"	59	100	70-90
No. 4	16	96	50-70
No. 10	3.2	82	35-50
No. 20	1.1	51	18-29
No. 60	0	36	13-23
No. 100	0	21	8-16
No. 200	0	9.2	4-10

La Fig. 2.1 muestra la granulometría individual de los suelos 1 y 2. Para ilustrar el cálculo, se toma el caso de fijar el porcentaje que debe pasar la malla No. 10. Se intenta que dicho porcentaje sea el promedio aritmético de los límites señalados, es decir:

$$p = \left(\frac{35 + 50}{2} \right) * 100 = 42.5\%$$

Aplicando la ecuación (2.3) se llega a:

$$b = \frac{p - A}{B - A} = \frac{42.5 - 3.2}{82 - 3.2} = \frac{39.3}{78.8} = 50\%$$

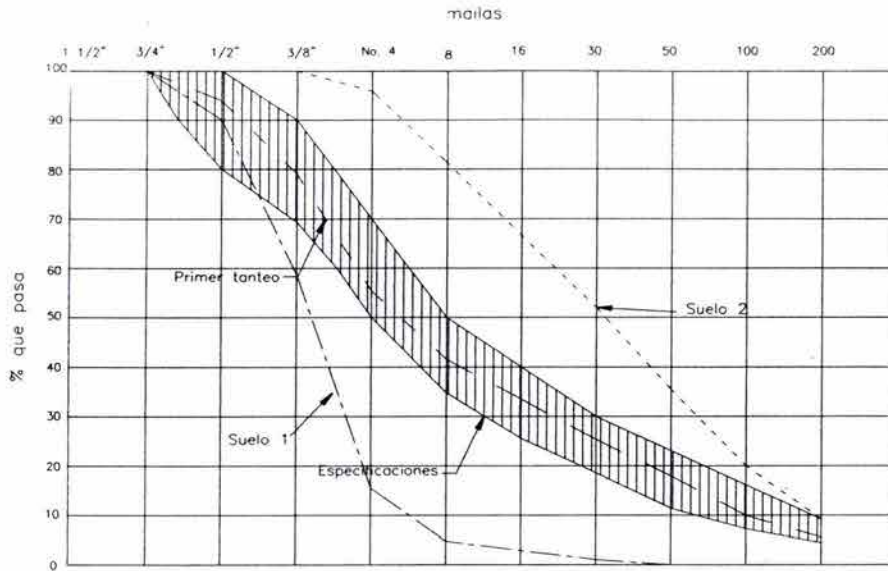


Fig. 2.1. Granulometría de los suelos 1 y 2 de la mezcla resultante

Por lo tanto, si se utiliza el 50% de cada suelo, se estará atendiendo al requerimiento de dicha mezcla en lo referente a la malla No. 10, pero sin poder garantizar lo mismo para todas las mallas, aunque esto podrá utilizarse como primer tanteo. Con este primer tanteo se obtienen los valores anotados en la Tabla 2.2. Puede observarse que la mezcla queda dentro de las especificaciones deseadas. Si ésta se hubiera excedido, un modo de corregirlo sería efectuar un segundo tanteo, aumentando un poco el porcentaje del material 1 y disminuyendo el del material 2.

Tabla 2.2. Primer tanteo del ejemplo.

<i>No. de malla</i>	<i>Suelo 1, 50%</i>	<i>Suelo 2, 50%</i>	<i>Mezcla</i>	<i>Especificación</i>
3/4"	50.0	50.0	100.0	100.0
1/2"	45.0	50.0	95.0	80-100
3/8"	29.5	50.0	79.5	70-90
No. 4	8.0	48.0	56.0	50-70
No.10	1.6	41.0	42.6	35-50
No. 20	0.6	25.5	26.1	18-29
No. 60	0.0	18.0	18.0	13-23
No. 100	0.0	10.5	10.5	8-16
No. 200	0.0	4.6	4.6	4-10

El método anterior puede ser interpretado por una solución gráfica, que es útil para aquellos casos en que no es fácil visualizar cuál de los suelos contribuye más a la formación de diferentes fracciones de la mezcla. El método consiste en lo siguiente:

- Se dibuja un cuadro, en cuyos lados se anotan las escalas de los porcentajes granulométricos en la disposición mostrada en la Fig. 2.2. En la escala vertical de la derecha se dibujan puntos según la granulometría del material 1, señalando en cada porcentaje la malla correspondiente. Lo mismo se hace con el material 2 en la escala vertical izquierda. Si se unen tales puntos, se obtiene una recta para cada malla. Sobre las líneas y con base en las escalas verticales de porcentajes que pasan, se colocan, en cada una, los límites de la especificación a que se desea se sujete la mezcla.
- La figura está construida de manera que un punto cualquiera de los señalados en una de las líneas inclinadas, que representan un cierto porcentaje, en el tamaño correspondiente a la línea, permite leer en las escalas horizontales los respectivos porcentajes que deberán usarse en la mezcla los materiales 1 y 2 para producir un porcentaje señalado.
- Así, si se trazan dos líneas verticales (por los puntos más próximos entre sí) de todos los que corresponden a límites de especificación de la mezcla, se habrá limitado una zona tal que si los porcentajes en que se mezclan los suelos 1 y 2 quedan dentro de ella, se producirá una mezcla que se encuentra dentro de todas las especificaciones señaladas.

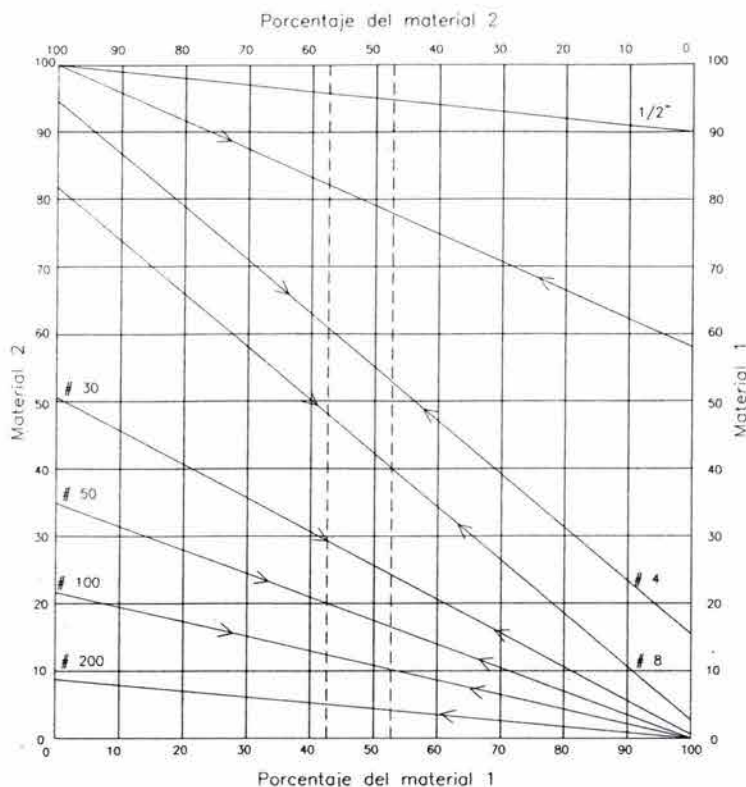


Fig. 2.2. Método gráfico para el diseño de mezclas.

2.2 Estabilización de suelos con cemento

Los fenómenos químicos que ocurren entre los suelos y el cemento cuando se mezclan con un contenido apropiado de agua, consisten en reacciones de este último con los componentes silicosos de los primeros, produciendo aglomerantes que ligan a las gravas, arenas y limos. El hidrato de calcio, que se forma como consecuencia del contacto del cemento con el agua, libera iones de calcio, muy ávidos de agua. El resultado de este proceso es la disminución de vacíos y de la plasticidad en suelo arcilloso, así como el aumento de su resistencia y durabilidad.

Prácticamente todos los tipos de cemento son útiles para la estabilización de suelos, aunque generalmente se usan los de fraguado y resistencia normales. Cualquier suelo que no contenga cantidades excesivas de materia orgánica puede ser tratado con cemento para mejorar su comportamiento mecánico.

Es común especificar que el suelo no contenga más del 50% de finos, que su límite líquido sea inferior a 50 % y su índice de plástico menor de 18%. No existe un requisito específico para la calidad del agua que se utilice en la estabilización, excepto la que tenga alto contenido de materia orgánica, de sulfatos o de sales. La cantidad de agua que se añade está regida por las necesidades de compactación.

El proporcionamiento de las mezclas de suelo-cemento es fundamental, ya que este último es el elemento más costoso en la estabilización.

Los ensayos realizados a las mezclas de suelo-cemento tienden a determinar tres aspectos fundamentales en éstas: a) La cantidad de cemento necesaria para dar al suelo las características deseadas, b) La cantidad de agua que debe agregarse al momento de la compactación y c) El peso volumétrico al que debe compactarse la mezcla según los requerimientos de la capa en que vaya a utilizarse

No existe un criterio específico y confiable para definir el contenido de cemento en las mezclas. En el laboratorio se presenta el problema de establecer las primeras dosificaciones para la preparación de las diferentes pruebas. La Tabla 2.3 proporciona una ayuda para la elección de esos primeros porcentajes.

Tabla 2.3. Porcentajes de cemento a probar inicialmente en los diferentes tipos de suelo.

<i>Suelo</i>	<i>Porcentaje de cemento, en peso, usualmente requerido por capa terminada.</i>	<i>Porcentaje de cemento, en peso, a usar inicialmente en pruebas de compactación.</i>	<i>Porcentaje de cemento, en peso, a usar inicialmente en pruebas de durabilidad.</i>
GW, GP, GM y SW	3-8	5-6	3-7
SC, GC	5-9	7	5-9
SP, SM	7-11	9	7-11
ML	7-12	10	8-12
CL, OL, MH	8-13	10	8-12
CH	9-15	12	10-14
OH, P _t	10-16	13	11-15

Algunas características mecánicas de las mezclas suelo-cemento son las siguientes:

1. En materiales gruesos (gravas) con contenidos de cemento usuales, que dan a la mezcla la consistencia de un concreto pobre no es raro alcanzar resistencias en pruebas de compresión simple de 100 kg/cm^2 . Estas mezclas con resistencias altas suelen tener un comportamiento rígido y por tanto son susceptibles al agrietamiento. Para contrarrestar este fenómeno suelen proponerse resistencias a la compresión simple que no excedan de 55 kg/cm^2 .
2. En pruebas de Valor Relativo de Soporte (VRS) no se ha llegado a resultados concluyentes, ya que las mezclas de suelo-cemento con suelos gruesos alcanzan valores altos y su interpretación no es muy clara.
3. El retraso de compactación, después de mezclados los materiales es de suma importancia. Es muy común que las especificaciones señalan que no debe transcurrir más de dos horas entre el momento en que la mezcla es tendida en la obra y el término de su compactación.
4. La resistencia obtenida, aumenta cuando el tiempo de curado a que se somete la mezcla es mayor después de su compactación.
5. El efecto de la temperatura de curado, combinado con el tiempo de curado, es mayor en una capa de suelo-cemento cuanto mayor es la temperatura a la que se cura esa capa. Este fenómeno se traduce en el hecho de que se obtienen mejores resistencias cuando las capas de suelo-cemento se curan en épocas de calor.
6. Es de interés el fenómeno de fatiga causada por efectos de carga repetida. El número de repeticiones de carga que llega a causar la falla se ha relacionado con el radio de curvatura de la parte de la capa tratada que se flexiona bajo una llanta cargada. Se ha observado que el efecto del módulo de reacción de la subrasante (K) es pequeño y que el contenido de cemento tiene una influencia menor de lo que se pensaba.

2.3 Estabilización de suelos con cal

La estabilización con cal es similar a la estabilización con cemento, aunque hay dos aspectos diferentes que conviene destacar: 1) la cal tiene más aplicación hacia los materiales arcillosos; 2) el uso de la cal se ha extendido más como un pretratamiento, ya que en ocasiones no satisface todos los requerimientos de una estabilización. Comúnmente en estabilizaciones se usa cal hidratada, como óxido o hidróxido de calcio. La cal viva se utiliza con frecuencia en el pretratamiento de suelos húmedos.

Hay dos tipos de reacciones químicas entre la cal y el suelo. Una es inmediata e incluye una fuerte captación de iones de calcio por las partículas de suelo. La segunda reacción tiene lugar a lo largo de un lapso considerable de tiempo y es la reacción propiamente de cementante, que se atribuye a una interrelación entre los iones de calcio de la cal y los componentes aluminicos y silicosos de los suelos; esta última reacción puede reforzarse añadiendo cenizas ricas en sílice. La reacción cementante tiene lugar a través de la formación de silicatos de calcio y es dependiente del tipo de suelo que en ella intervenga; en esto, la estabilización con cal difiere de la estabilización con cemento.

La cal tiene poco efecto en suelos orgánicos o en suelos sin arcilla. Alcanza su máximo efecto en gravas arcillosas, en las que se pueden producir mezclas más resistentes que las obtenidas con cemento. Su utilización más frecuente es en arcillas plásticas, a las que hace más trabajables y fáciles de compactar, razón por la cual se usa frecuentemente como pretratamiento. La cal tiene también un importante efecto en la estabilidad volumétrica de arcillas ante el agua.

La cantidad de agua que se utilice en la estabilización con cal está regida por los procedimientos de compactación, pero si se usa cal viva pudieran requerirse cantidades adicionales de agua en mezclas con menos de 50% de contenido de suelos.

Algunas de las propiedades de las mezclas suelo-cal son las siguientes:

1. La cal disminuye el índice plástico de los suelos de alta plasticidad, aunque tiene poca influencia en los suelos de plasticidad media y puede incrementarlo en los suelos menos plásticos.

2. La variación de la resistencia a la compresión simple de varios suelos puede aumentar en términos generales con contenidos de cal hasta del orden de 8%, en peso; más allá de ese límite, es común que la resistencia permanezca relativamente insensible al aumento en la proporción, excepto en los materiales más arcillosos en los que la resistencia puede seguir aumentando para contenidos de 10%.

3. La resistencia en mezclas de suelo-cal aumenta con el tiempo en forma similar a como sucede con el cemento, aunque el efecto del tiempo transcurrido tiene mucha menor importancia por su reacción química.

Un aspecto importante es la trabajabilidad. Se ha observado que, a medida que el tiempo transcurre, las mezclas con cal requieren más agua para su compactación. Se presenta información de una arcilla con límite líquido de 73% y límite plástico de 27%. Después de tratada con 5% de cal, la arcilla presentó el mismo límite líquido, pero su límite plástico ascendió a 40%. La Tabla 2.4 reporta los porcentajes de grumos de diferentes tamaños obtenidos en uno y otro caso.

Tabla 2.4. Efecto de la cal en la trabajabilidad de una arcilla.

<i>Malla</i>	<i>Porcentaje de grumos de suelo que pasan la malla, %</i>	
	<i>Arcilla sin tratar</i>	<i>Arcilla tratada con 5% de cal</i>
2"	80	83
1"	40	50
1/2"	17	28
1/4"	7	19
1/8"	4	15

2.4 Estabilización de suelos con ceniza

Desde hace tiempo se observó que algunos materiales silíceos, al ser mezclados con cal, formaban compuestos cementantes. Uno de los primeros materiales observados fue la ceniza volcánica encontrada cerca de Pozzuoli, Italia, por lo que a este material se le designó como "puzolana".

Se define a las puzolanas como materiales silicosos o silicoaluminosos, que en sí mismos no tienen propiedades cementantes, pero al encontrarse finamente divididos y en presencia del agua reaccionan

químicamente con el hidróxido de calcio, a temperaturas normales, para formar compuestos insolubles con propiedades cementantes. Las puzolanas se clasifican en:

1. de origen natural, que pueden agruparse en: a) cenizas y tobas volcánicas, b) rocas silíceas sedimentarias y c) arcillas y pizarras.
2. de origen artificial, obtenidas como subproductos industriales, como las “cenizas volantes” de altos hornos y las escorias molidas.

Las puzolanas naturales se encuentran en suelos que requieren de molienda y calcinación. Las puzolanas artificiales son las obtenidas mediante procesos industriales. De estas últimas las más populares son las cenizas volantes producidas como desechos en la industria de altos hornos, en condiciones similares a las naturales de los yacimientos de Pozzuoli, Italia. Las cenizas volantes forman un residuo muy fino obtenido al quemar carbón en polvo. En la mayoría de las veces su finura es semejante a la del cemento Portland. La composición química y propiedades físicas de las cenizas volantes dependen del tipo de carbón empleado, del método de quemado, del equipo de combustión y del método de recolección, por lo que tienen fuertes variaciones entre diferentes plantas, aunque puede considerarse que el producto de una sola planta es bastante uniforme.

Las cenizas volantes tienen las siguientes ventajas sobre las puzolanas naturales:

- Son partículas muy finas, lo que es vital para la acción puzolánica.
- Se encuentran en un estado químicamente adecuado, mientras que muchas puzolanas naturales requieren ser calcinadas para activarlas.
- Se trata de un producto de desecho, mientras que a las naturales hay que extraerlas de su yacimiento y molerlas.
- Es más sencillo controlar su calidad.

Existe una gran variedad de puzolanas; al seleccionar alguna debe tomarse en cuenta la resistencia y durabilidad de la mezcla obtenida (concreto o suelo-cemento). En Francia se han empleado cementantes puzolánicos obtenidos de la molienda de escorias de altos hornos mezclados con cal; la aplicación ha sido muy exitosa sobre todo con gravas, pues además de presentar una gran estabilidad y resistencia, tienen una acción cementante.

El Instituto del Asfalto de Estados Unidos de América reporta que en arenas se han empleado con éxito las cenizas volantes para proporcionarles trabajabilidad y estabilidad. La aplicación de las cenizas se ha llevado a cabo principalmente en Inglaterra, siendo más efectivas a medida que contienen mayor porcentaje de cal libre, resultado de la calcinación de algunos fósiles.

En Francia, para estabilizar gravas, arenas y aún materiales empleados en subrasantes, se ha empleado una relación de 3 a 30% de cal con respecto a la ceniza (Ref 5)⁺. Como se muestra en la Fig. 2.3, la resistencia a la compresión simple se empieza a desarrollar prácticamente a partir del día 14 de curado, aunque es necesario esperar períodos relativamente largos para lograr altas resistencias. En los estudios se empleó cal apagada, si bien la cal viva tiene algunas ventajas inherentes, como el de usarse en menor cantidad al contener más iones de calcio y mayor peso volumétrico.

También es una práctica común estabilizar las gravas con una mezcla compuesta por 80% de cenizas y 20% de cal. Los porcentajes que usualmente se emplean en la estabilización son del orden de 85% de grava y 15% de la mezcla ceniza con cal. En estudios de laboratorio se encontró que al variar la granulometría de los materiales, también varían las resistencias; sin embargo, para una misma granulometría con cementantes distintos, las resistencias resultaron casi iguales.

⁺ Ref. 5. P Andrieux, J.H. Colombel. Utilization des Cendres Volantes en Technique Routiere. Bulletin de Liaison. Des Laboratoires des Ponts Chaussées. No. 83. Mayo-Junio 1976.

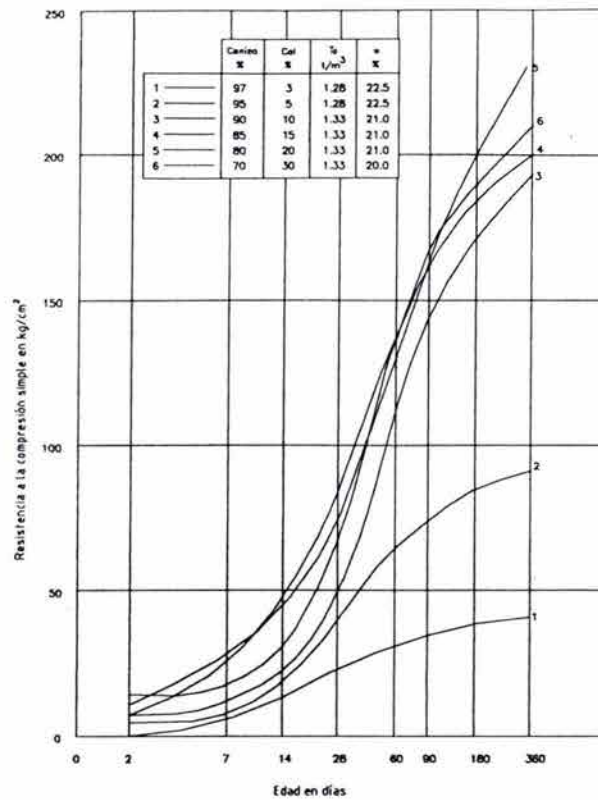


Fig. 2.3. Evolución de las resistencias con el tiempo

También se conoce que para edades menores de 28 días, emplear humedades de compactación 3% mayor o menor con respecto a la óptima en pruebas Proctor modificadas, no se traduce en diferencias notables en la resistencia; sin embargo, para edades superiores a 28 días, la humedad óptima sí produce las mayores resistencias. Por otra parte, a medida que se tienen mayores pesos volumétricos la resistencia es mayor.

Mateos y Dabidson (Ref. 6)⁺ llevaron a cabo una investigación sobre el empleo de puzolanas en la estabilización de los suelos, indicados en la Tabla 2.5. Se hace notar que los finos de todos los materiales son del tipo montmorilonítico.

⁺ Ref. 6. Manuel Mateos, Donald T. Dabidson. Lime and Fly Ash Proportions in Soil, Lime, and Fly Ash Mixtures, and Some Aspects of Soil Lime Stabilization. Highway Research Board. 1959

Tabla 2.5. Suelos empleados por Mateos y Dabidson en sus estudios (Ref. 4).

<i>Propiedad</i>	<i>Arena de duna</i>	<i>Loess</i>	<i>Arcilla aluvial</i>	<i>Arcilla de Kansas</i>
Grava (%)	0.0	0.0	0.0	0.0
Arena (%)	95.5	0.7	2.4	19.4
Limo (%)	1.5	82.3	25.6	14.6
Arcilla (%)	3.0	17	72	66
Coloides (%)	2.6	14	61	63
Límite líquido (%)	--	32	72	76
Límite plástico (%)	--	25	26	26
Índice plástico (%)	--	7	46	50
PH	1.0	14.5	44.4	39.2
Carbonatos (%)	0.4	10.4	3.6	2.0
Materia orgánica (%)	0.1	0.1	1.6	0.1
Mineral arcilloso predominante	Traza de Montmorilonita	Montmorilonita	Montmorilonita	Montmorilonita

Se emplearon ocho puzolanas del tipo de cenizas volantes, de características diferentes entre sí, y dos tipos de cal, una calcítica hidratada y otra dolomítica. Se establecieron comparaciones entre los resultados obtenidos, destacando lo siguiente:

1. No existe un proporcionamiento óptimo en la relación cal-puzolana que pueda establecerse como norma general, pues ésta depende del tipo de puzolana, del suelo y de la cal empleados.
2. La cal dolomítica generalmente produce mayores resistencias al mezclarla con suelos y puzolana que la cal calcítica, cuando el curado se produce a temperaturas ambiente normales. Sin embargo, para porcentajes de cal bajos, la cal calcítica resulta más adecuada.
3. La mezcla de cal y puzolana produce un aumento lento en la resistencia, que sigue incrementándose aún después de varios años.
4. El empleo de puzolanas y cal en arcillas resulta es más efectivo, pero compite económicamente con el uso exclusivo de cemento ó cal. Sin embargo, es más recomendable el empleo de la cal sola.

3. EJEMPLOS DE APLICACIÓN.

En este capítulo se describen dos casos de estabilización de materiales granulares en laboratorio con varios cementantes, señalando en cada uno las pruebas efectuadas y los resultados obtenidos.

3.1 Características de los materiales y cementantes

3.1.1 Materiales

Los materiales procedieron de bancos de préstamo y se identificaron como “Material C” y “Material T”.

El Material C es una mezcla de dos suelos diferentes, denominados C-1 y C-2, en proporción de 90% el primero y 10% el segundo. El suelo C-1 es una grava arenosa, con poca arcilla, de los grupos GW-GC y GP-GC según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el suelo C-2 es una arcilla arenosa del grupo CL. La mezcla de esos suelos da por resultado una grava arenosa del grupo GC.

Por su parte el Material T es una grava arcillosa con arena, del grupo GC, extraído de un banco comercial.

3.1.2 Cementantes

Los cementantes básicos fueron de tres tipos: a) cemento Pórtland, b) cal hidratada y c) ceniza producto de la escoria de fundición, que en su estado natural, seca, se identifica como “ceniza viva” y después de hacerla reaccionar con agua se le denomina “ceniza apagada”. La ceniza fue cribada previamente por la malla No. 20.

Con el Material C se efectuaron mezclas con cemento, cal, ceniza viva, así como con una combinación de 50% cemento + 50% ceniza viva y otra de 50% cemento + 50% ceniza apagada.

En el Material T, además de cemento, cal y ceniza viva, se empleó una combinación 50% de cemento + 50% de ceniza viva y otra de 70% cemento + 30% ceniza viva.

3.2 Ensayes de laboratorio

Para investigar las propiedades de los materiales en estado natural, se realizaron los siguientes ensayos:

- a) Granulometría por el método de mallas
- b) Límites de consistencia, límite líquido y plástico
- c) Compactación Proctor estándar
- d) Resistencia a la compresión simple
- e) Valor relativo de soporte.

A los materiales mezclados con cementantes se les hicieron únicamente las pruebas c) a e).

Los ensayos se efectuaron conforme a los estándares establecidos (véanse los subincisos 1.1.2.1 a 1.1.2.7); en algunos de ellos se variaron ciertos parámetros para determinar su influencia en las propiedades.

Los Materiales C y T se cribaron por las mallas de 0.95 cm (3/8"), 1.91cm (3/4") y 2.54 cm (1"); en los dos primeros casos fueron compactados en moldes de 10.2 cm (4") de diámetro, y en el tercero en moldes de 15.2 cm (6") de diámetro.

La mezcla de los materiales y cementantes se realizó en seco. La ceniza apagada, a la que previamente se le había agregado agua, se dejó secar al ambiente, antes de ser mezclada.

Con fin de reducir la influencia del tiempo de fraguado del cemento y de la cal en la elaboración de los especímenes, las mezclas de los materiales con estos cementantes se efectuaron inmediatamente antes de cada prueba, sin que transcurrieran más de 1.5 horas.

Los especímenes para las pruebas de compresión simple se fabricaron con el contenido de agua óptimo más 2%, con las dimensiones de los moldes utilizados en su compactación. Para conocer el efecto del tipo de curado en la resistencia a la compresión simple, aquél se realizó en cuarto húmedo y en horno eléctrico (a 50 y 60°C) con períodos de 7 y 28 días. En algunos especímenes el curado se efectuó durante 13 y 90 días.

Para las pruebas de valor relativo de soporte también se elaboraron especímenes compactados en moldes de 10.2 cm y 15.2 cm de diámetro, con el contenido de agua óptimo más 2%. Las pruebas se realizaron tanto en estado natural como saturadas durante 3 días; algunas probetas se saturaron 7 días.

3.2.1 Ensayes con el Material C

Las proporciones en las mezclas del Material C con cemento, cal y ceniza viva fueron de 2, 4 y 6%. Para la mezcla con 50% cemento + 50% ceniza viva, además de las anteriores, se utilizaron las proporciones de 8 y 10% y para la de 50% cemento + 50% ceniza apagada, las de 6, 8 y 10%.

Los procedimientos y resultados obtenidos con mezclas del Material C y los cementantes, ya indicados, se tratan a continuación:

a) Granulometría y límites de consistencia

Estas pruebas se realizaron únicamente en el Material C en estado natural y en los suelos C-1 y C-2 con los que se formó. Para las pruebas granulométricas el Material C se cribó primero por la malla de 2.54 cm (1”), mientras que el Material C-1 se pasó por la malla No.4 y el C-2 por la malla de 3.81 cm (1 ½”). Para los límites únicamente se utilizó la fracción fina de C-2. En la Tabla 3.1 se anotan los resultados simplificados de las pruebas.

Tabla 3.1 Granulometría de los Materiales C, C-1 y C-2 y límites de consistencia de la fracción fina de C-1 y C-2.

<i>Material</i>	<i>Granulometría</i> %			<i>Límites de consistencia</i>		
	G	S	F	LL	LP	Ip
C-1	53	42	5	-	-	-
C-2	0	24	76	33	15	18
*C	44	43	13	-	-	-

Notas:

*mezcla de 90% del material C-1 y 10% del material C-2.

G, grava.

S, arena.

F, finos.

LL, límite líquido.

LP, límite plástico.

Ip, índice plástico

b) Compactación Proctor estándar

Para las pruebas de compactación Proctor estándar, parte del Material C en estado natural se cribó por la malla de 0.95 cm y otra por la de 2.54 cm, apartando 3 kg de cada porción en charolas de acero, donde se les agregó agua y homogenizaron según lo indicado en 1.1.2.4. Los materiales se compactaron con el contenido de agua óptimo, en 3 capas: el cribado por la malla de 0.95 cm en el molde de 10.2 cm de diámetro y el cribado por la malla de 2.54 cm en el de 15.2 cm. Las mezclas con cemento, cal y ceniza viva, así como con la combinación de 50% cemento + 50% ceniza viva, se realizaron con las proporciones mencionadas con anterioridad.

La Tabla 3.2 contiene los valores del contenido de agua óptimo, w_o , y peso volumétrico seco máximo, PVSM, obtenidos en las pruebas de compactación con el Material C en estado natural y mezclado con los cementantes.

Tabla 3.2. Contenido de agua óptimo, w_o , y peso volumétrico seco máximo, PVSM, en pruebas de compactación con el Material C en estado natural y mezclado con cinco cementantes.

Material	Mezcla	Proporción %	Prueba Proctor estándar			
			molde de 4" ⁽¹⁾		molde de 6" ⁽²⁾	
			w_o %	PVSM (kg/m ³)	w_o %	PVSM (kg/m ³)
C	natural	-	9.8	2065	-	-
					9.7	2040
	con cemento	2 4 6	11.2	2025	-	-
			9.6	2040	10.0	2020
			10.2	2055	10.5	2020
	con cal	2 4 6	11.1	1985	-	-
			11.2	1995	-	-
			11.3	1990	-	-
	con ceniza viva	2 4 6	10.0	2025	-	-
			10.1	2045	-	-
			10.4	2050	-	-
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2 4 6 8 10	10.2	2020	9.3	2015
			9.3	2065	8.8	2015
			10.5	2045	8.3	2110
			-	-	7.8	2085
			-	-	7.5	2110
	con 50% cemento + 50% ceniza apagada	6 8 10	-	-	9.2	2060
			-	-	8.0	2115
			-	-	7.8	2125

Notas:

(1) Los materiales ensayados en el molde de 4" se cribaron por la malla de 3/8".

(2) Los materiales ensayados en el molde de 6" se cribaron por la malla de 1".

c) Resistencia a la compresión simple

Los especímenes para las pruebas de compresión simple, q_u , se compactaron de acuerdo con el procedimiento Proctor estándar en moldes de 10.2 y 15.2 cm de diámetro, con el contenido de agua óptimo más 2%. Después de extraerse del molde, y antes de ensayarlas, todas las probetas se curaron durante 7 y 28 días en cuarto húmedo. En la Tablas 3.3 y 3.4 se resumen los valores de q_u obtenidos.

Tabla 3.3. Prueba de compresión simple, q_u , del Material C sin mezclar y mezclado con cinco cementantes con 7 días de curado en cuarto húmedo.

Material	Mezcla	Tamaño máx. del agregado	Molde	Proporción %	Resistencia a la compresión simple, q_u (kg/cm ²)			
					Única ⁺	7 días de curado en cuarto húmedo		
						prueba 1	prueba 2	promedio
C	natural	3/8"	4"	-	0.6	-	-	-
		1"	6"	-	0.6	-	-	-
	con cemento	3/8"	4"	2	-	6.4	6.9	6.6
				4	-	18.7	21.3	20.0
				6	-	28.0	32.6	30.3
	con cal	3/8"	4"	2	-	1.0	1.2	1.1
				4	-	1.4	1.5	1.4
				6	-	1.3	1.6	1.4
	con ceniza viva	3/8"	4"	2	-	1.6	1.5	1.5
				4	-	2.8	2.4	2.6
				6	-	5.1	6.4	5.7
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	3/8"	4"	2	-	6.5	7.9	7.2
				4	-	12.9	13.3	13.1
				6	-	13.1	13.4	13.2
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	1"	6"	2	-	11.0	13.4	12.2
				4	-	13.6	19.2	16.4
				6	-	19.4	20.3	19.8
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	1"	6"	*6	-	21.3	25.7	23.5
8				-	27.9	33.1	30.5	
10				-	36.4	40.7	38.5	
con 50% cemento + 50% ceniza apagada	1"	6"	6	-	16.2	16.4	16.3	
			8	-	26.0	29.4	27.7	
			10	-	33.4	36.0	34.7	

Notas:

⁺ Probeta fallada después de ser compactada.

*2ª determinación de q_u con esta proporción en esta mezcla.

Tabla 3.4. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material C mezclado con cinco cementantes con 28 días de curado en cuarto húmedo.

Material	Mezcla	Tamaño máx. del agregado	Molde	Proporción %	Resistencia a la compresión simple, q_u , 28 días de curado en cuarto húmedo		
					prueba 1	prueba 2	promedio
C	con cemento	3/8"	4"	2	8.3	9.6	9.0
				4	15.2	26.4	20.8
				6	30.4	33.3	31.8
	con cal	3/8"	4"	2	1.7	2.0	1.8
				4	2.4	2.6	2.5
				6	2.9	3.9	3.4
	con ceniza viva	3/8"	4"	2	1.4	2.2	1.8
				4	3.6	5.0	4.3
				6	9.5	14.4	11.9
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	3/8"	4"	2	4.9	4.9	4.9
				4	19.5	23.4	21.4
				6	18.6	26.9	22.8
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	1"	6"	2	15.9	18.9	17.4
				4	23.1	33.2	28.1
				6	35.3	37.2	36.3
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	1"	6"	*6	29.3	48.2	38.8
				8	27.1	27.6	27.4
				10	53.8	59.1	56.4
con 50% cemento + 50% ceniza apagada	1"	6"	6	41.0	44.7	42.8	
			8	22.8	24.4	23.6	
			10	42.7	43.6	43.2	

Notas:

*2ª Determinación con esta proporción en esta mezcla.

d) Valor relativo de soporte

A los materiales C-1 y C en estado natural se les determinó su valor relativo de soporte, VRS, cribándolas previamente por la malla de 2.54 cm y compactándolos según la prueba Proctor estándar, con el contenido de agua óptimo más 2%, en moldes de 15.2 cm de diámetro. También se realizaron determinaciones de VRS en mezclas del Material C con cemento, cal, ceniza viva y con la combinación de 50% cemento + 50% ceniza viva. Los especímenes se penetraron tanto en estado natural como después de saturarlos 3 días. La Tabla 3.5 resume los valores de VRS obtenidos en estas pruebas.

Tabla 3.5. Valores relativos de soporte, VRS, de los Materiales C-1, C en estado natural y del Material C mezclado con cuatro cementantes, compactados en moldes de 15.2 cm de diámetro

Material	Mezcla	Prop. %	VRS, en % (molde 6")	
			natural	saturado*
			%	%
C-1	natural	-	113	115
C	natural	-	128	107
	con cemento	2	101	144
		4	123	162
		6	94	388
	con cal	2	130	171
		4	122	142
		6	123	222
	con ceniza viva	2	120	104
		4	149	175
		6	129	96
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	202	268
		4	176	216
6		111	214	

*Condición saturada de 3 días.

Como variante, el Material C, mezclado con 50% cemento + 50% ceniza viva y con 50% cemento + 50% ceniza apagada en las proporciones ya mencionadas, se ensayaron en dos series de pruebas VRS con especímenes saturados a 3 y 7 días. La Tabla 3.6 resume los valores obtenidos en la prueba de VRS para esta condición.

Tabla 3.6. Valores relativos de soporte, VRS, del Material C, mezclado con dos cementantes, compactados en moldes de 15.2 cm de diámetro, saturados durante 3 y 7 días.

Material	Mezcla	Prop. %	VRS saturado, en % (molde de 6")	
			3 d	7 d
			C	con 50% cemento + 50% ceniza viva
8	529.0	595.0		
10	789.0	811.0		
con 50% cemento + 50% ceniza apagada	6	344.0		525.0
	8	435.0		548.0
	10	550.0		680.0

3.2.2 Ensayes con el material T

En el Material T se utilizaron proporciones de 2, 3, 5 y 10% para mezclas con cemento, ceniza viva y 50% cemento + 50% ceniza viva; además, en este último caso, se emplearon también proporciones de 4, 6 y 10%. Para la combinación 70% cemento + 30% ceniza viva se usaron proporciones de 7.15 y 10%. Los procedimientos y resultados obtenidos con mezclas del Material T y los cementantes, indicados, se tratan a continuación:

a) Granulometrías y límites de consistencia

Para la prueba granulométrica el Material T en estado natural se cribó por la malla de 7.62 cm (3"). En la determinación de los límites de consistencia se utilizó solo la fracción fina. La Tabla 3.7 muestra los resultados de estas pruebas.

Tabla 3.7. Granulometría y límites de consistencia del Material T.

<i>Material</i>	<i>Granulometría %</i>			<i>Límites de consistencia</i>		
	G	S	F	LL	LP	Ip
T	57	23	20	26	7	19

b) Compactación Proctor Estándar

En la prueba de compactación Proctor estándar se cribó el Material T por la malla de 1.91 mm. Se utilizaron moldes de 10.2 cm de diámetro, colocando el material en tres capas, con el contenido de agua óptimo, tanto en estado natural como mezclado con los cementantes. La Tabla 3.8 muestra los resultados obtenidos para el contenido de agua óptimo, w_o , y el PVSM.

Tabla 3.8. Contenido de agua óptimo, w_o , y peso volumétrico máximo, PVSM, en prueba de compactación para el Material T, en estado natural y mezclado con cuatro cementantes.

Material	Mezcla	Proporción %	Compactación en molde de (4")	
			w_o %	PVSM kg/m^3
T	natural	-	9.2	2045
	con cemento	2	8.5	2075
		3	8.9	2080
		5	9.1	2090
		10	9.5	2070
	con ceniza viva	2	9.4	2095
		3	10.0	2060
		5	11.7	2025
		10	9.5	2000
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	9.7	2075
		3	10.3	2111
		4	8.5	2115
		5	9.1	2080
		6	10.7	2035
		10	9.0	2030
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	10.2	2055
		10	9.5	2065

c) Resistencia a la compresión simple

Para las pruebas de compresión simple, el Material T en estado natural y mezclado con cementantes también, se cribó por la malla de 1.91 cm. Las probetas se compactaron según la prueba Proctor estándar con el contenido de agua óptimo más 2%, en moldes de 10.2 cm de diámetro. Se realizó una serie de dos probetas en estado natural, que se fallaron después de ser compactadas, y series de tres probetas de cada mezcla con los cementantes, con 7, 13 y 28 días de curado en cuarto húmedo antes de ensayarlos. Las Tablas 3.9 a 3.11 contienen los valores de resistencia a la compresión simple de dichas probetas.

Tabla 3.9. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T, natural y mezclado con cuatro cementantes (probetas falladas después de ser compactadas y al finalizar 7 días de curado en cuarto húmedo respectivamente).

Material	Tipo de probeta		Resistencia a la compresión simple, q_u (kg/cm ²)			
			Falladas después de ser compactadas			
			prueba 1	prueba 2	promedio	
T	natural		1.4	1.3	1.3	
	Mezcla	Proporción (%)	7 días de curado en cuarto húmedo			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
	con cemento	2	20.4	23.3	25.2	23.0
		3	22.2	25.8	27.2	25.1
		5	30.3	30.6	31.0	30.6
	con ceniza viva	5	8.2	8.8	9.1	8.7
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	12.9	14.6	14.9	14.1
		3	11.0	11.4	12.5	11.6
		4	11.5	13.5	16.8	13.9
		5	10.7	10.9	11.3	11.0
6		12.0	15.3	21.6	16.3	
	10	33.3	36.3	36.3	35.3	
con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	33.3	34.9	35.3	34.5	

Tabla 3.10. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T, mezclado con dos cementantes, curado 13 días en cuarto húmedo.

Material	Mezcla	Proporción (%)	Resistencia a la compresión simple, q_u , 13 días de curado en cuarto húmedo (kg/cm ²)			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
T	con 50% cemento + 50% ceniza viva	10	43.9	44.0	45.0	44.3
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	23.1	32.4	35.3	30.3

Tabla 3.11. Resistencia a la compresión simple, q_w , del Material T, mezclado con cuatro cementantes, con 28 días de curado en cuarto húmedo.

Material	Mezcla	Proporción (%)	Resistencia a la compresión simple, q_w 28 días de curado en cuarto húmedo (kg/cm ²)			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
T	con cemento	2	25.8	26.9	29.6	27.4
		3	22.7	30.6	34.0	29.1
		5	45.0	46.1	55.0	48.7
	con ceniza viva	5	11.3	13.0	13.1	12.4
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	21.0	21.5	21.7	21.4
		3	13.6	17.3	21.4	17.4
		4	32.0	34.5	34.6	33.7
		5	27.5	30.4	31.2	29.7
		6	31.0	32.2	33.3	32.2
	10	60.8	62.3	64.3	62.4	
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	56.1	56.3	59.6	57.3

Para conocer la influencia del tipo de curado, como variante se colocaron las probetas dentro de bolsas de polietileno en horno eléctrico, unas a 50°C durante 7 días y otras a 60°C durante 7, 13 y 28 días. En las Tablas 3.12 a 3.15 se resumen los resultados de la resistencia a la compresión simple de cada caso.

Tabla 3.12. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T, mezclado con cuatro cementantes, 7 días de curado en horno a 50°C.

Material	Mezcla	Proporción (%)	Resistencia a la compresión simple, q_u , 7 días de curado en horno a 50°C (kg/cm ²)			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
T	con cemento	2	37.9	41.1	44.9	41.3
		3	56.0	56.2	56.5	56.2
		5	69.8	70.2	71.5	70.5
	con ceniza viva	2	10.5	13.9	14.0	12.8
		3	21.7	24.2	24.8	23.5
		5	41.4	42.1	46.5	43.3
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	31.3	32.5	32.5	32.1
		3	35.7	36.9	37.0	36.5
		4	45.1	54.0	63.8	54.3
		5	35.0	38.7	55.4	43.1
		6	39.3	63.8	73.1	58.7
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	10	41.0	42.8	47.7	43.8
		7.15	77.2	102.2	109.3	96.2

Tabla 3.13. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T, mezclado con dos cementantes, 7 días de curado en horno a 60°C.

Material	Mezcla	Proporción (%)	Resistencia a la compresión simple, q_u , 7 días de curado en horno a 60° (kg/cm ²)			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
T	con cemento	5	65.1	69.4	79.6	71.4
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	85.1	108.1	111.1	101.4

Tabla 3.14. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T, mezclado con tres cementantes, 13 días de curado en horno a 60°C.

Material	Mezcla	Proporción (%)	Resistencia a la compresión simple, q_u , 13 días de curado en horno a 60°C (kg/cm ²)			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
T	con cemento	5	81.5	84.2	92.2	86.0
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	10	99.4	108.2	123.8	92.2
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	93.6	107.7	131.8	123.8

Tabla 3.15. Resistencia a la compresión simple, q_w , del material T, mezclado con tres cementantes, 28 días de curado en horno a 60°C.

Material	Mezcla	Proporción (%)	Resistencia a la compresión simple, q_w 28 días de curado en horno a 60°C (kg/cm ²)			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	promedio
T	con cemento	2	41.7	41.9	44.2	42.6
		3	56.8	59.5	62.5	59.6
		5	91.7	92.9	94.1	92.9
	con ceniza viva	2	15.0	15.9	16.1	15.7
		3	25.5	31.9	32.1	29.8
		5	24.5	29.1	29.6	27.7
	con cemento 50 % + 50% ceniza viva	2	24.0	28.2	28.6	26.9
		3	33.6	41.0	55.5	43.4
		5	61.9	63.8	71.6	65.8
		6	62.0	62.1	67.9	64.0
		10	58.2	64.3	76.1	66.2

Efecto del tiempo de retraso en la resistencia a la compresión simple

Para investigar la influencia del tiempo de retraso en la resistencia a la compresión simple, se prepararon probetas con el Material T cribado por la malla de 1.91 cm y mezclado en seco con tres tipos de cementantes: uno formado únicamente por cemento, otro por 50% cemento + 50% ceniza viva y el último con 70% cemento + 30% ceniza viva.

Las probetas se compactaron según pruebas Proctor estándar en moldes de 10.2 cm de diámetro y se curaron durante 28 días dentro de bolsas de polietileno, a una temperatura de 50°C en horno eléctrico. Se elaboraron doce probetas para cada una de las mezclas mencionadas. Tres probetas se compactaron inmediatamente después de homogenizar la mezcla y tres más por cada hora subsecuente, es decir, después de transcurridas 1, 2, 3 horas de iniciado el proceso. La elaboración de cada probeta compactada tomó 12 minutos, por lo que en un juego de tres especímenes el desfase entre la terminación de éstos respecto a la hora establecida, fue de 12 minutos en el primero, 24 en el segundo y 36 minutos en el tercero.

Para compensar la pérdida de agua de humedad de las mezclas durante el proceso, a cada hora, a partir del inicio de éste, se agregó agua mediante un rociado (atomizado) ligero y se remezclaron las muestras

con espátula. Además, cada 20 minutos después de iniciado el proceso, se remezcló la muestra y se determinó el contenido de agua.

En las Tablas 3.16 y 3.17 se muestran los valores obtenidos en la prueba de retraso.

Tabla 3.16. Proporciones y contenido de agua en prueba efecto en la compresión simple del tiempo de retraso, en Material T mezclado con tres cementantes.

Material	Cementante	Proporción, %	Contenido de agua, %				
			0 min.	20 min.	80 min.	140 min.	
T	con cemento	5		8	9	9	
			9	8	8	8	
				9	9	10	
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	10	10		10	9	10
				10	9	9	9
					10	10	11
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	10		10	10	10
				10	10	10	10
					11	11	11

Tabla 3.17. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T mezclado con tres cementantes, 28 días de curado en horno a 50°C (efecto de retraso).

Material	Mezcla	Prop. %	Resistencia a la compresión simple, q_u , curado en horno a 50 °C durante 28 días (kg/cm ²).															
			t = 0 h				t = 1 h				t = 2 h				t = 3 h			
			prueba 1	prueba 2	prueba 3	Prom.	prueba 1	prueba 2	prueba 3	Prom.	prueba 1	prueba 2	prueba 3	Prom.	prueba 1	prueba 2	prueba 3	Prom.
T	con cemento	5	38.5 ^a	46.0 ^b	41.7 ^c	42.1	41.3 ^a	44.6 ^b	60.0 ^c	48.6	50.6 ^a	56.1 ^b	60.8 ^c	55.8	52.9 ^a	53.2 ^b	51.8 ^c	52.6
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	10	67.7 ^a	69.2 ^b	68.8 ^c	68.6	45.9 ^a	39.6 ^b	53.8 ^c	46.4	71.2 ^a	64.3 ^b	61.0 ^c	65.5	103.3 ^a	115.4 ^b	97.4 ^c	105.4
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	126.7 ^a	115.7 ^b	124.2 ^c	122.2	96.7 ^a	91.7 ^b	107.4 ^c	98.6	94.3 ^a	118.2 ^b	126.5 ^c	113.0	91.5 ^a	100.6 ^b	90.0 ^c	94.0

Notas:

^a La probeta se terminó de compactar 12 min. después de iniciado el lapso de tiempo indicado

^b La probeta se terminó de compactar 12 min. después de la probeta a), es decir 24 min. después de iniciado el lapso de tiempo indicado

^c La probeta se terminó de compactar 12 min. después de la probeta b), es decir 36 min. después de iniciado el lapso de tiempo indicado

Efecto del tiempo y tipo de curado (durabilidad) en la resistencia a la compresión simple

También se investigó el efecto del tiempo y tipo de curado en la resistencia a la compresión simple. En estas pruebas se utilizó el procedimiento de elaboración para probetas ya descrito, pero con la variante de que, una vez concluido el curado de 28 días en el horno a 50°C, nueve probetas se ensayaron inmediatamente en compresión simple (tres por cada mezcla con cementante), otras 36 probetas (también 3 por mezcla) se introdujeron en cuarto húmedo para un curado adicional durante 28 y 90 días; la mitad de ellas se cubrieron con película autoadherente y el resto no. En la Tabla 3.18 se muestran los valores de q_u obtenidos en estos ensayos.

Tabla 3.18. Resistencia a la compresión simple, q_u , del Material T mezclado con tres cementantes, 28 días de curado en horno 50°C (efecto de durabilidad)

Material	Mezcla	Prop. %	Resistencia a la compresión simple, q_u , curado en horno a 50 °C durante 28 días (kg/cm ²)																			
			al salir del horno (H)				con 28 días en cuarto húmedo						con 90 días en cuarto húmedo									
						Prom.	Probeta protegida (28P)			Prom.	Probeta sin proteger (28S)*			Prom.	Probeta protegida (90P)			Prom.	Probeta sin proteger (90S)*			Prom.
T	con cemento	5	75.8	77.2	89.5	80.8	62.8	69.7	75.0	69.2	72.7	72.5	77.3	75.2	71.8	80.5	87.9	80.1	63.2	79.4	87.2	76.6
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	10	89.2	111.5	112.8	104.5	56.9	72.8	83.6	71.1	64.3	87.2	107.6	86.4	70.7	90.0	100.1	86.9	80.8	105.9	127.0	104.6
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	7.15	72.5	77.4	97.3	82.4	63.1	77.0	85.3	75.1	78.8	86.4	103.0	89.4	77.6	91.7	92.7	87.3	82.0	83.7	85.6	83.8

Notas:

H, probeta fallada al salir del horno; 28P, probeta fallada con protección a los 28 días de curado en cuarto húmedo; 28S, Probeta fallada sin protección a los 28 días de curado en cuarto húmedo; 90P, probeta fallada con protección a los 90 días de curado en cuarto húmedo; 90S, probeta fallada sin protección a los 90 días de curado en cuarto húmedo.

* recubrimiento con película autoadherente (Kleen Pack)

d) Valor relativo de soporte.

Para las pruebas de valor relativo de soporte (VRS), el Material T en estado natural y mezclado con cemento, cal, ceniza viva, 50% cemento + 50% ceniza viva y 70% cemento + 30% ceniza viva también se cribó por la malla de 2.54 cm y se prepararon los especímenes compactándolos en pruebas Proctor estándar, usando moldes de 15.2 cm de diámetro. Para investigar su comportamiento en la condición saturada, los especímenes se dejaron saturar durante 3 días. La Tabla 3.19 resume los valores de VRS obtenidos.

Tabla 3.19. Valores relativos de soporte, VRS, del material T, natural y mezclado con cuatro cementantes, compactados en moldes de 15.2 cm de diámetro.

<i>Material</i>	<i>Mezcla</i>	<i>Proporción %</i>	<i>Valor relativo de soporte, %</i>	
			<i>natural</i>	<i>*saturado</i>
T	natural	0	137	107
	con cemento	2	167	330
		3	149	388
		5	129	461
	con ceniza viva	3	120	341
		5	154	270
		10	149	195
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	169	289
		3	145	322
		5	150	391
	con 70% cemento + 30% ceniza viva	10	157	512
		7.15	221	475

*Condición saturada de 3 días

3.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

A continuación se discuten los resultados de los ensayos de laboratorio realizados de acuerdo al tipo de material y mezcla con cementantes.

3.3.1 Material C

a) Estado natural

La Tabla 3.20 resume las características del Material C en estado natural.

Tabla 3.20. Resultados de las pruebas de laboratorio para Material C en estado natural

<i>Material</i>	<i>Tam. máx. agreg. mm</i>	<i>Zona granulométrica</i>	<i>% de finos</i>	<i>% VRS</i>
C	25.4	2	13	128% natural y 107% saturado

Puede observarse que este material tiene una distribución granulométrica aceptable para ser usado en bases y sub-bases según especificaciones de la SCT (Tablas 1.6 y 1.8), ubicándose en la Zona 2 (Fig. 3.1), con tamaño máximo de agregado de 2.54 cm (1") y contenido de finos de 13%.

Como se aprecia en la Tabla 3.2 y Figs. 3.2 y 3.3, el contenido de agua óptimo, w_o , y el peso volumétrico seco máximo, PSVM, determinado en ensayos de compactación Proctor estándar con moldes de 10.2 cm (4") de diámetro tienen valores de 9.8% y 2065 kg/m³, respectivamente y son semejantes (9.7% y 2040 kg/m³) a los obtenidos en moldes de 15.2 cm (6") de diámetro.

La resistencia a la compresión simple fue de 0.60 kg/cm² en especímenes ensayados tanto en moldes de 10.2 cm como de 15.2 cm de diámetro.

Por su parte el valor relativo de soporte (VRS) es alto, de 148% y 107% para las condiciones natural y saturada respectivamente, mayor al requerido en las Normas de la SCT.

b) Mezcla con cemento

El Material C mezclado con cemento no presenta grandes cambios en su contenido de agua óptimo con respecto al de estado natural, tanto para especímenes compactados en moldes de 10.2 cm como de 15.2 cm de diámetro. El contenido de agua óptimo más alto se observó en la mezcla con proporción de 2% para el molde de 10.2 cm y es 11.2%; el mínimo fue 9.6%. El PVSM se redujo ligeramente (menos del 1%) con respecto al obtenido en estado natural, prácticamente sin influencia del tamaño del molde (Figs. 3.2 y 3.3).

La resistencia a la compresión simple, q_u , aumentó a medida que se incrementó la proporción de cemento y el tiempo de curado en cuarto húmedo (Tablas 3.3 y 3.4). Para el curado de 7 días (Fig. 3.4) los valores de q_u son mayores que los determinados en estado natural, alcanzando valores medios de 6.6 kg/cm² para la proporción de 2%, de 20 kg/cm² para 4% y de 30.3 kg/cm² para 6%. Con el curado de 28 días dicha resistencia se incrementó aún más, hasta en un 36 y 44% para las proporciones 2 y 4%, respectivamente (Fig. 3.5), aunque solo aumentó 5% en la proporción de 6%. Este último valor se atribuye a deficiencias en la mezcla.

El valor relativo de soporte en estado natural disminuyó erráticamente hasta un 26% con respecto al material sin cemento, pero al saturarse aumentó entre 34 y 269% (Figs. 3.6 y 3.7). La reacción que se presenta al entrar el cementante en contacto con el agua es la causa de este aumento y se vio favorecida al incrementar la proporción.

c) Mezcla con cal

En la mezcla con cal el contenido de agua óptimo del Material C aumentó ligeramente respecto al observado en el estado natural y va de 11.1 a 11.3%. Por otra parte, los valores de PVSM son menores, sin llegar a 2000 kg/m³ (Figs. 3.2. y 3.3).

La resistencia a la compresión simple, aunque es mayor respecto a la del material natural, es menor a la obtenida en la mezcla con cemento. Comparada con esta última, es hasta 95% menor para la

proporción de 6% con 7 días de curado y 91% para 4% en 28 días de curado (Figs. 3.4 y 3.5). Al mezclar el suelo con cal sólo se ganó manejabilidad, pero no resistencia a la compresión simple.

El VRS del material mezclado con cal presenta valores ligeramente mayores a los observados en el material sin cementante o mezclado con cemento y ensayado sin saturar (Fig.3.6), con valores que van de 123 a 130%; sin embargo para la condición saturada, aunque aumenta respecto al material sin mezclar, es menor que el mezclado con cemento para las proporciones de 4 y 6% (Fig.3.7).

d) Mezcla con ceniza viva.

En la mezcla con ceniza viva el contenido de agua óptimo tampoco presentó cambios significativos, con valores un poco mayores a los obtenidos en el material sin cementante en un 0.2 y 0.6%. Por otra parte, el peso volumétrico seco máximo alcanza valores de 2025 a 2050 kg/m³, muy parecidos a los obtenidos con cemento (Tabla 3.2 y Fig. 3.3); las curvas que representan el PVSM de la mezcla con ceniza viva y cemento se entrelazan siguiendo un comportamiento muy similar.

La resistencia a la compresión simple es mayor que la del material sin cementante, con valores intermedios a los obtenidos en las mezclas con cemento y cal. La resistencia para curado de 7 días fue de 1.5, 2.6 y 5.7 kg/cm² para 2%, 4% y 6%, respectivamente y aumentó a 1.8, 4.3 y 11.9 kg/cm² para 28 días de curado. En las Figs. 3.4 y 3.5 se observa que el valor de q_u en la mezcla con ceniza viva aumenta gradualmente apenas por encima del registrado en la cal, hasta la proporción de 6%, donde se distingue una notoria diferencia entre ambas.

Respecto al valor relativo de soporte, éste varió entre 120 y 149% para especímenes sin saturar y entre 96 y 175% saturados, notándose disminución en esta segunda condición para las proporciones de 2 y 6%. En esta condición saturada los valores son menores a los obtenidos en mezclas con cemento o con cal.

e) Mezcla con 50% cemento + 50% ceniza viva

El peso volumétrico seco máximo en moldes de 10.2 cm de diámetro varió entre 2020 y 2065 kg/m³, similares a los obtenidos en las proporciones 2, 4 y 6% de las mezclas con cemento y ceniza viva. Se aprecia un aumento de 2.2% como máximo en los valores de PVSM al aumentar la proporción a 8 y 10% y al cambiar el molde de 10.2 cm al de 15.2 cm de diámetro. En moldes de 15.2 cm de diámetro, el incremento de PVSM con respecto al Material C sin cementante fue de 45 kg/m³ para la proporción de 8% y 70 kg/m³ para 6 y 10%. Por otra parte, el contenido de agua óptimo no tuvo cambios significativos en el molde de 10.2 cm, con valores de 9.3 a 10.5%, aunque sí disminuyó al usar moldes de 15.2 cm hasta 7.5 y 8.3% debido al mayor tamaño admitido de las partículas.

La resistencia a la compresión simple en las proporciones de 2, 4, y 6% para 7 días de curado, en los moldes de 10.2 cm y 15.2 cm de diámetro, es mayor que la obtenida en estado natural, y al de su mezcla con cal y con ceniza viva (Tabla 3.3); el incremento para probetas de 10.2 cm fue de 6.6, 12.1 y 12.2 kg/cm² para las proporciones de 2%, 4% y 6%, respectivamente. Las probetas de 15.2 cm tienen mayor resistencia en la proporción de 6% con valor de 19.8 kg/cm². Las resistencias anteriores son mayores a la de mezclas ya discutidas, a excepción de las de cemento (Fig. 3.4). Para 28 días de curado el incremento de resistencia con respecto al curado de 7 días es: en probetas 10.2 cm de diámetro hasta 63% y en probetas de 15.2 cm de diámetro hasta 83% (Fig. 3.5).

Al aumentar las proporciones a 8 y 10% utilizando únicamente moldes de 15.2 cm de diámetro, la resistencia a la compresión simple se incrementó notablemente; el valor de q_u para 7 días de curado fue de 30.5 y 38.5 kg/cm² para 8 y 10% respectivamente y para curado de 28 días alcanzó hasta 56.4 kg/cm² para la proporción de 10%.

El valor relativo de soporte de estos especímenes aumentó notablemente en la condición de material saturado 3 días con respecto a especímenes sin saturar; estos incrementos fueron de 32, 22 y 92% para las proporciones de 2, 4 y 6%, respectivamente. Los valores son mayores a los obtenidos con mezclas anteriores, aunque se nota decremento conforme aumenta la cantidad de cementante (Figs. 3.6 y 3.7). Sin embargo, con las proporciones de 8 y 10% los valores de VRS se van incrementando en los especímenes saturados 3 y 7 días, hasta en 811% para la proporción de 10% con 7 días de saturación.

En esta mezcla el aumento de proporción y el tiempo de saturación favorecieron notablemente el VRS según se observa en la Fig. 3.8.

f) Mezcla con 50% cemento + 50% ceniza apagada

Los valores de PVSM muestran ligero incremento con respecto al estado natural, y son muy similares a la mezcla de 50% cemento + 50% ceniza viva. Por otra parte, el contenido de agua óptimo disminuyó conforme aumentó la proporción de cementante.

La resistencia a la compresión simple es menor a la determinada en las mezclas de 50% cemento + 50% ceniza viva, en un 10 a 30% (Figs. 3.4 y 3.5) aunque mayor a la obtenida en las demás mezclas. Como en los casos anteriores, la resistencia aumentó con los días de curado.

En el valor relativo de soporte también se observan incrementos similares a los de compresión simple, mayores a las mezclas con cemento, cal y ceniza, pero menores a los de 50% cemento + 50% ceniza viva. Igualmente se observa incremento al saturar los especímenes, en particular a los 7 días.

Tabla 3.2.1. Resumen de valores obtenidos en pruebas laboratorio de laboratorio para el Material C en estado natural y mezclado con 5 cementantes.

Material	Mezcla	Proporción, %.	Compactación Proctor estándar, (kg/m ³)						Resistencia a la compresión simple, q _{ub} (kg/cm ²)				Valor relativo de soporte, VRS %.		
			Molde de 4"		Molde de 6"		Molde	curado en cuarto húmedo			Natural	Sat. 3 d	Sat. 7 d		
			w _o	PVSM	w _o	PVSM		0 d	7 d	28 d					
C	natural	-	9.8	2065	9.7	2040	4 y 6"	0.6	-	-	128	107	-		
	con cemento	2	11.2	2025	-	-	4"	-	6.6	9.0	101	144	-		
		4	9.6	2040	10.0	2020	4"	-	20.0	28.8	123	162	-		
		6	10.2	2055	10.5	2020	4"	-	30.3	31.8	94	388	-		
	con cal	2	11.1	1985	-	-	4"	-	1.1	1.8	130	171	-		
		4	11.2	1995	-	-	4"	-	1.4	2.5	122	142	-		
		6	11.3	1990	-	-	4"	-	1.4	3.4	123	222	-		
	con ceniza viva	2	10.0	2025	-	-	4"	-	1.5	1.8	120	104	-		
		4	10.1	2045	-	-	4"	-	2.6	4.3	149	175	-		
		6	10.4	2050	-	-	4"	-	5.7	11.9	129	96	-		
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	10.2	2020	-	-	4"	-	7.2	4.9	202	268	-		
		4	9.3	2065	-	-	4"	-	13.1	21.4	176	216	-		
		6	10.5	2045	-	-	6"	-	12.2	17.4	111	214	-		
		6	-	-	8.3	2110	6"	-	16.4	28.1	-	443	753		
		8	-	-	7.8	2085	6"	-	19.8	36.3	-	529	595		
		10	-	-	7.5	2110	6"	-	23.5	38.8	-	789	811		
	con 50% cemento + 50% ceniza apagada	6	-	-	9.2	2060	6"	-	16.3	42.8	-	344	525		
		8	-	-	8.0	2115	6"	-	27.7	23.6	-	435	548		
10		-	-	7.8	2125	6"	-	34.7	43.2	-	550	680			

Notas:

Al utilizarse molde de 10.2 cm (4") de diámetro el Material C se cribó por la malla de 3/8" y cuándo se utilizó molde de 15.2 cm (6") se cribó por la malla de 1". En la prueba de valor relativo de soporte, VRS, el Material C se cribó por la malla de 1" y se compactó en moldes 15.2 cm (6")

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

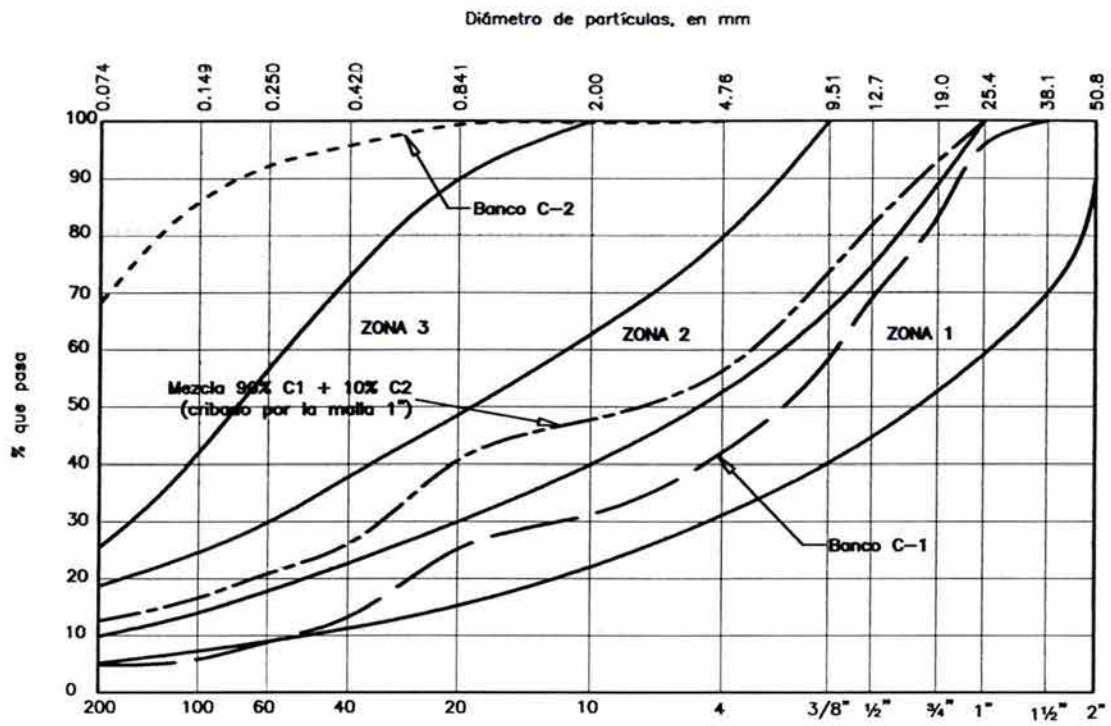
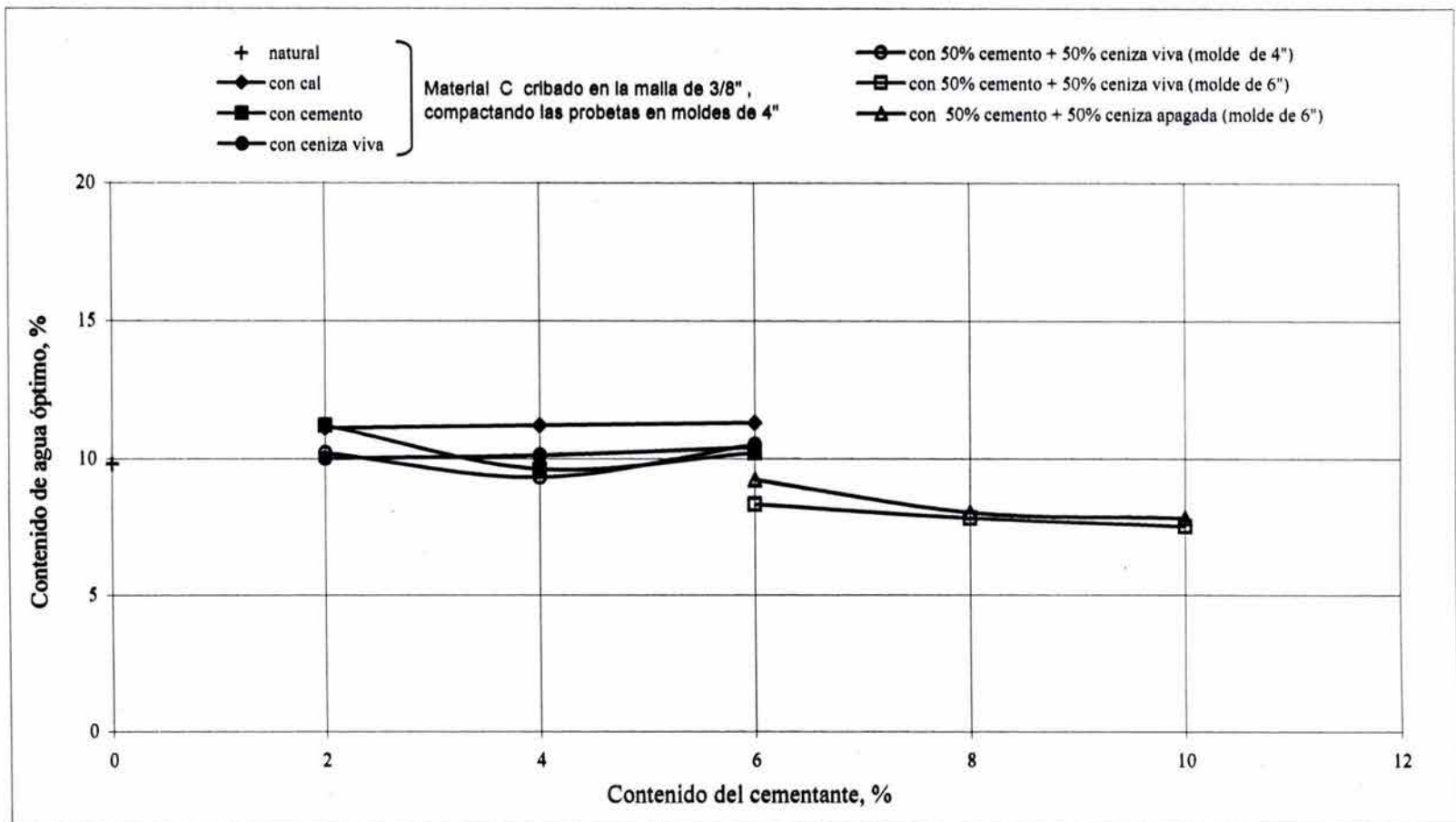
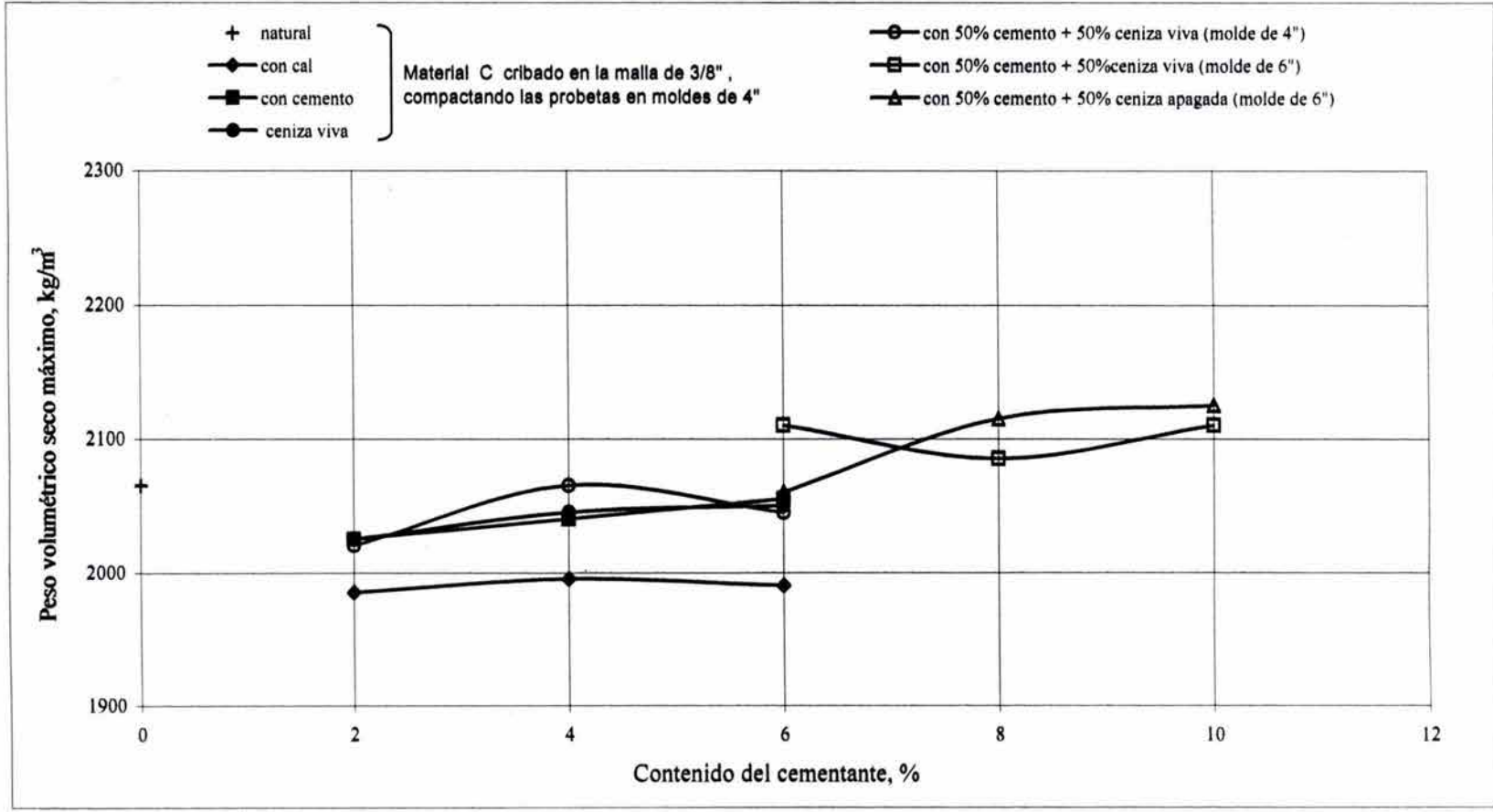


Fig. 3.1. Composición granulométrica del Material C



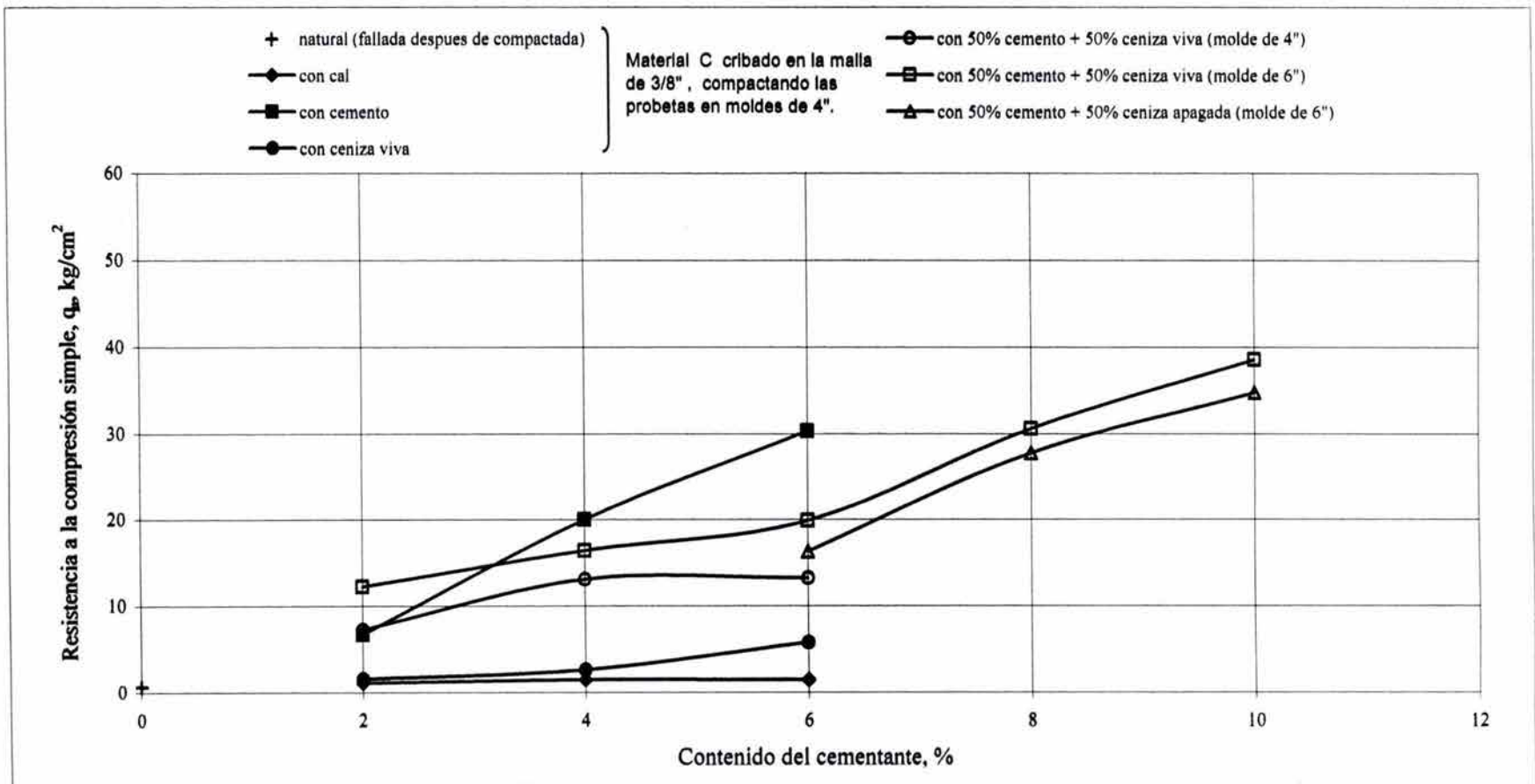
Nota: Para las mezclas compactadas en moldes de 6", el Material C fue cribado por la malla de 1", en el resto de las mezclas se cribó por la de 3/8" y se compactó en moldes de 4".

Fig. 3.2. Variación del contenido de agua óptimo, w_o , con el contenido de cementante para el Material C.



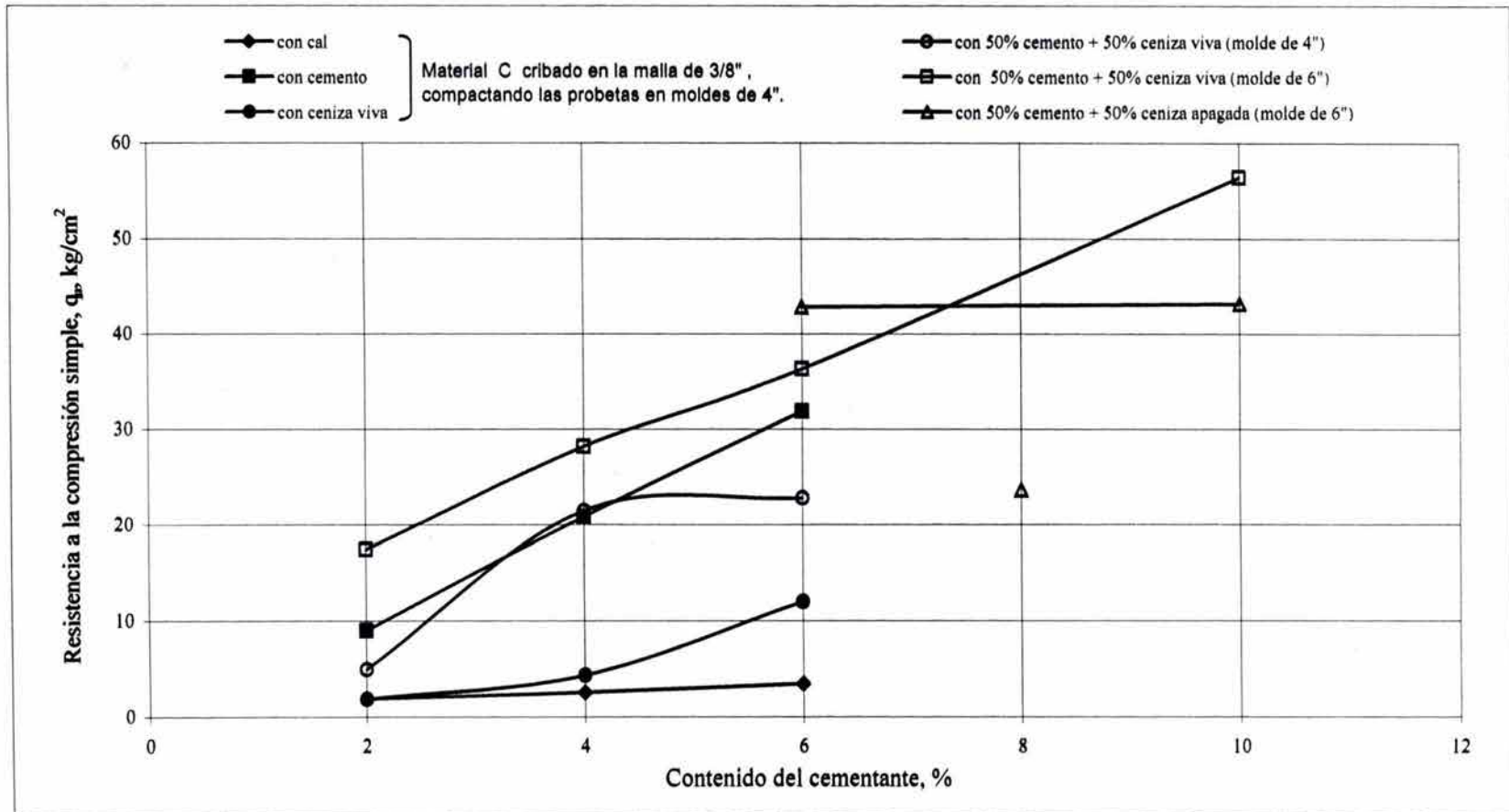
Nota: Para las mezclas compactadas en moldes de 6", el Material C fue cribado por la malla de 1", en el resto de las mezclas se cribó por la de 3/8" y se compactó en moldes de 4".

Fig. 3.3. Variación del peso volumétrico máximo, PVSVM, con el contenido de cementante para el Material C



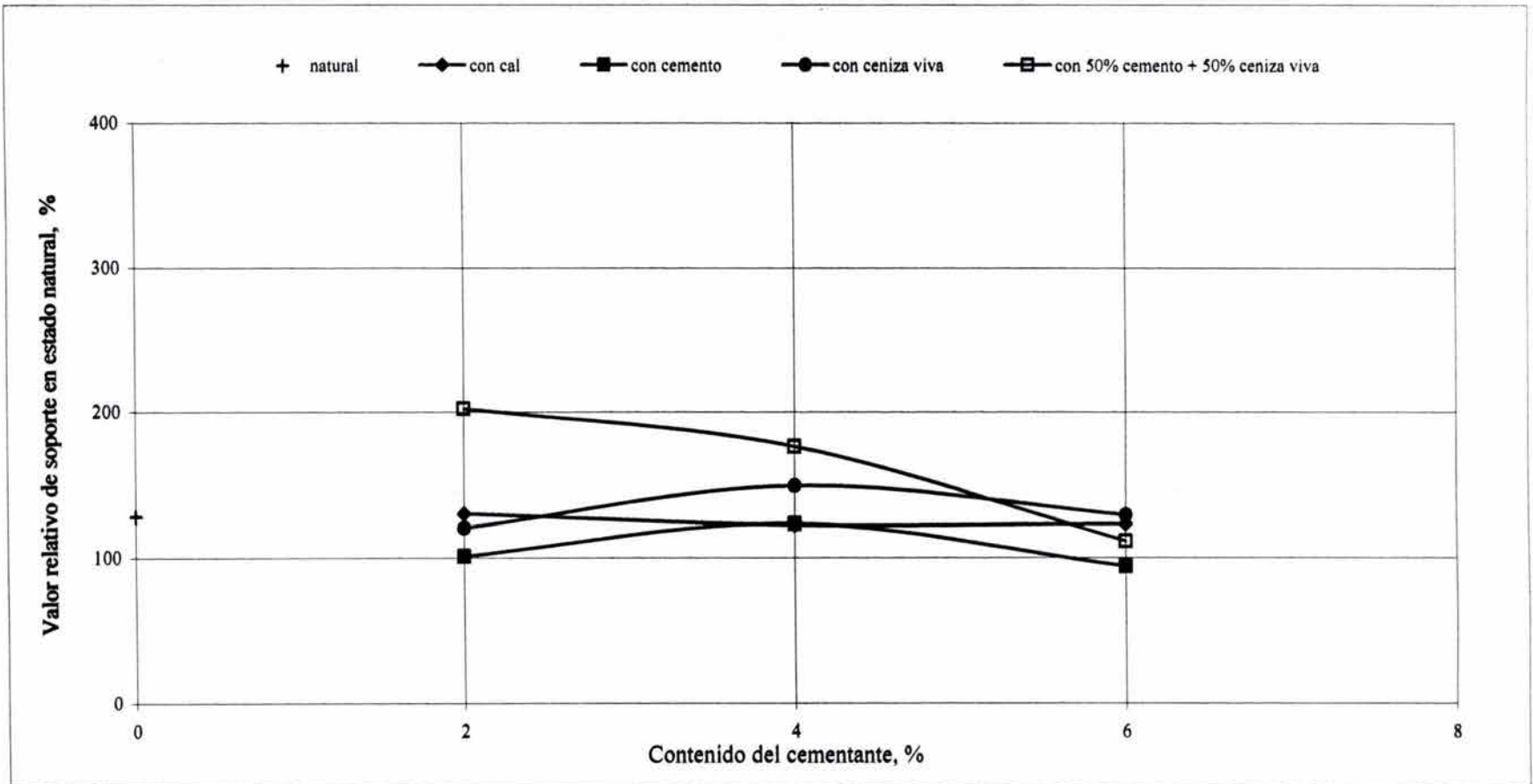
Nota: El Material C se cribó en las mallas de 3/8" y 1", para compactarlo en moldes de 4" y 6", respectivamente, de acuerdo a las mezclas.

Fig. 3.4. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material C, con 7 días de curado en cuarto húmedo.



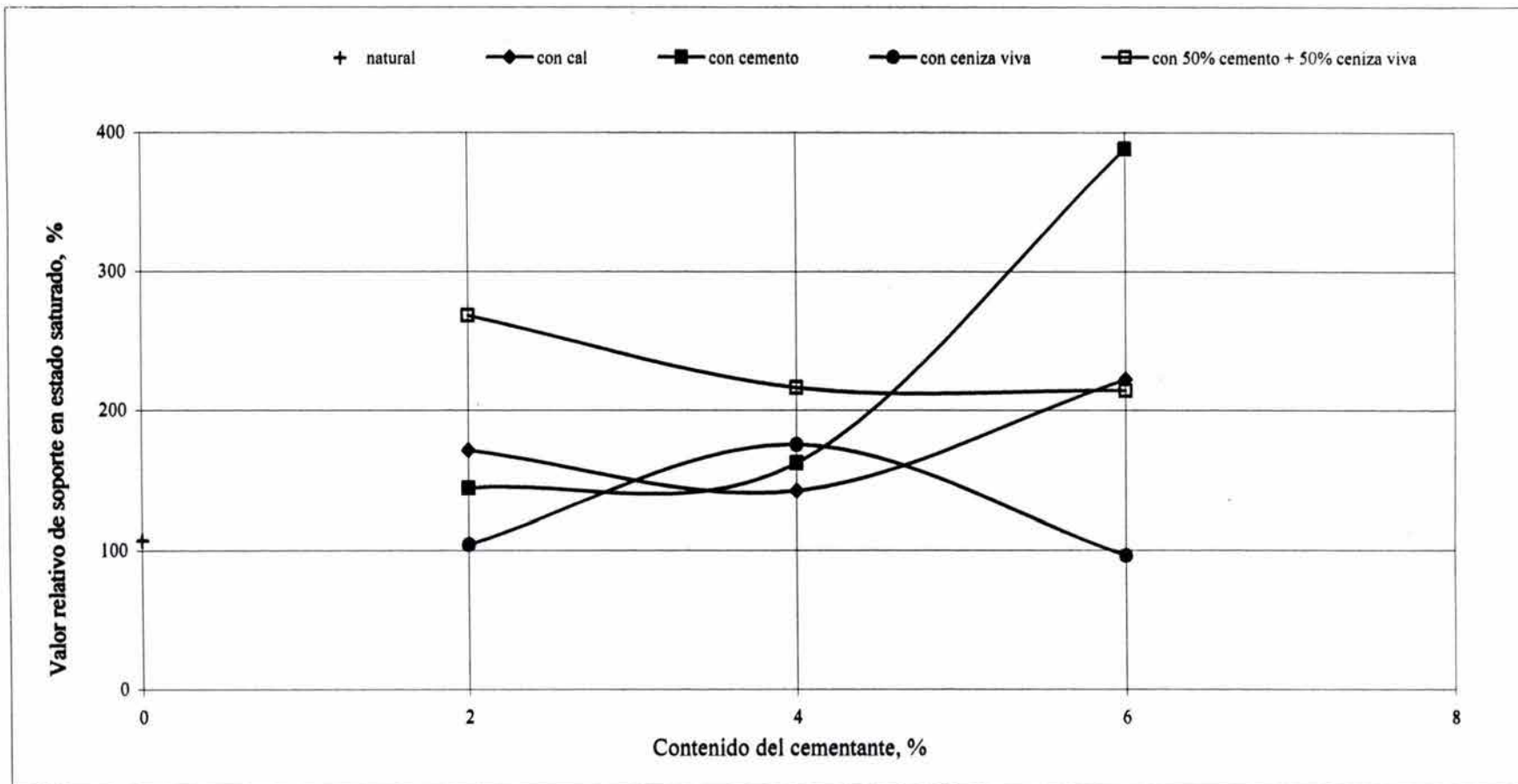
Nota: El Material C se cribó en las mallas de 3/8" y 1", para compactarlo en moldes de 4" y 6", respectivamente, de acuerdo a las mezclas.

Fig. 3.5. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material C, con 28 días de curado en cuarto húmedo.



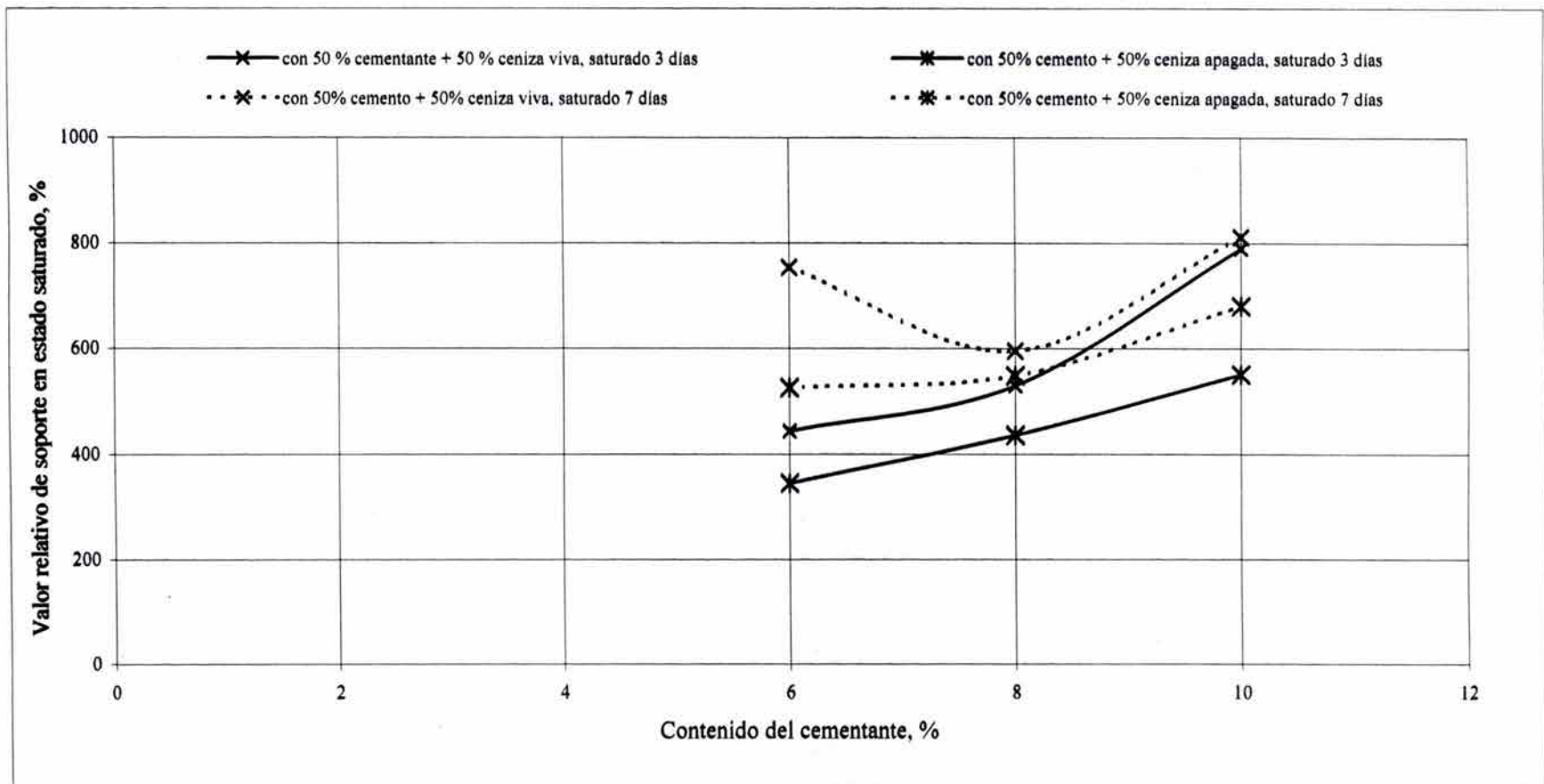
Nota: El Material C se cribó en la malla de 1" y las probetas fueron compactadas en moldes de 6".

Fig. 3.6 . Variación del valor relativo de soporte, VRS, en estado natural, con el contenido de cementante para el Material C.



Nota: El Material C se cribó en la malla de 1" y las probetas fueron compactadas en moldes de 6".

Fig. 3.7. Variación del valor relativo de soporte, VRS, saturado 3 días, con el contenido de cementante para el Material C.



Nota: El Material C se cribó en la malla de 1" y las probetas fueron compactadas en moldes de 6".

Fig. 3.8. Variación del valor relativo de soporte, VRS, saturado 3 y 7 días, con el contenido de cementante para el Material C.

3.2.2 Material T.

a) Estado natural

La Tabla 3.22 resume las características obtenidas en laboratorio en el Material T en estado natural.

Tabla 3.22. Resultados de las pruebas de laboratorio para Material T en estado natural

<i>Material</i>	<i>Tam. máx. agreg. mm</i>	<i>Zona granulométrica</i>	<i>% de finos</i>	<i>% Límite líquido</i>	<i>% Índice plástico</i>	<i>% VRS</i>
T	19.1	2-3	20	26	19	137% natural y 107% saturado

Se aprecia que este material posee una distribución granulométrica que se encuentra entre las Zonas 2 y 3 (Fig. 3.9) con 20% de finos y tamaño máximo de agregado de 1.91 cm, que lo hacen aceptable para bases y sub-bases (Tablas 1.6 y 1.8). Rebase, sin embargo, la norma de plasticidad.

En la prueba de compactación Proctor estándar realizada en molde de 10.2 cm de diámetro, el contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco son 9.2% y 2045 kg/m³, respectivamente. La resistencia a la compresión simple es de 1.3 kg/cm² y el valor relativo de soporte (VRS) es de 137% en estado natural y 107% saturado, superior a lo establecido en las normas de la SCT.

b) Mezcla con cemento

En esta mezcla el contenido de agua óptimo es del orden del determinado en estado natural aunque se nota un incremento ligero al aumentar el contenido de cemento, de 8.5 a 9.5% (Fig. 3.10). El peso volumétrico seco máximo también es mayor al del Material C natural, con valores que van de 2075 a 2090 kg/m³ (Fig. 3.11).

La resistencia a la compresión simple con 7 días de curado en cuarto húmedo es mayor hasta en 20 veces en comparación con la del estado natural; el valor de q_u fue de 23.0, 25.1 y 30.6 kg/cm² para 2, 3 y 5% de contenido de cemento, respectivamente (Fig. 3.12). A los 28 días de curado en cuarto húmedo (Fig. 3.14), el valor de resistencia aumentó entre 15 y 58% en comparación con el obtenido en 7 días.

Al curar las probetas en horno eléctrico durante 7 días a 50°C (Fig. 3.15), la resistencia se duplicó respecto a la obtenida a las curadas en cuarto húmedo en el mismo tiempo, con valores de 41.3 hasta 70.5 kg/cm². Además, al aumentar a 60°C la temperatura del curado en horno, el incremento de resistencia se hizo más evidente con el tiempo (Fig. 3.18); la resistencia obtenida con 5% de contenido de cemento fue 71.4, 86.0 y 92.9 kg/cm² para 7, 13 y 28 días, respectivamente.

En las pruebas realizadas para conocer el efecto del tiempo de retraso en la resistencia a la compresión simple, se observó que la variación en los contenidos de agua al fabricar las probetas fue reducido y estuvo comprendido entre 8 y 10%. La resistencia a la compresión simple mostró incrementos de 13 y 33% entre el tiempo cero y la primera y segunda hora, y de sólo 25% en la tercera hora (Figs. 3.19 a 3.21).

En la prueba de durabilidad, la probeta fallada inmediatamente después de sacarla del horno mostró una resistencia a la compresión simple media de 80.8 kg/cm²; al curarla 28 días adicionales en cuarto húmedo se redujo a 69.2 kg/cm² en la probeta protegida y 75.2 kg/cm² en la no protegida. Cuando se curó 90 días en cuarto húmedo la resistencia fue de 80.1 kg/cm² en muestras protegidas y 76.6 kg/cm² en muestras sin proteger (Tabla 3.18 y Fig. 3.22).

El valor relativo de soporte en las mezclas con cemento alcanza hasta 137% en especímenes sin saturar y 330% a los 3 días de saturados, además, se registraron valores de 388% y 461% para proporciones de cementantes de 3 y 5% (Figs. 3.23 y 3.24).

c) Mezcla con ceniza viva

En la mezcla del Material T con ceniza viva se observaron en general ligeros incrementos en el contenido de agua óptimo y en el PVSM, siendo el más significativo el de la proporción de 5% con 11.7% y 2025 kg/m³. El peso volumétrico disminuyó al aumentar la proporción de la ceniza viva, como se observa en la Fig. 3.11.

Para valorar la resistencia a la compresión simple en especímenes curados en cuarto húmedo sólo se realizaron ensayos con la proporción de 5%, obteniéndose valores de 8.7 kg/cm² para 7 días de curado y 12.4 kg/cm² para 28 días.

En los ensayos de q_u en probetas curadas en horno eléctrico a 50°C se usaron las proporciones de 2, 3 y 5% para su comparación con los resultados obtenidos en la mezcla con cemento. La mayor resistencia que se obtuvo fue 43.3 kg/cm² con 5% del cementante, lo que refleja un incremento de 34.6 kg/cm² respecto a la obtenida en los especímenes curados en cuarto húmedo y una disminución de 27.2 kg/cm² con respecto a la obtenida con cemento para las mismas condiciones. Al aumentar la temperatura del horno eléctrico a 60°C y 28 días de curado, sólo se apreciaron hay incrementos para 2 y 3% de contenido del cementante (Figs. 3.15 y 3.18).

El valor relativo de soporte más bajo se obtuvo en la probeta sin saturar y fue de 120% con la proporción de 3% y que fue menor al determinado con el Material T en estado natural. Al saturar los especímenes se observó un incremento en el VRS, pero va disminuyendo de 341 a 195% conforme aumentó la proporción de cementante (Figs. 3.23 y 3.24).

d) Mezcla con 50% cemento + 50% ceniza viva

El contenido de agua óptimo mínimo con esta mezcla fue de 8.5 % y correspondió a la proporción de 3%. Por otra parte, el PVSM disminuyó hasta 2030 kg/m³ para la proporción de 10%, esto es, 15 kg/m³ menor al obtenido en estado natural; para las demás proporciones se apreció aumento en el PVSM de 30, 66 y de 35 kg/m³ para las proporciones 2, 3, 5%, respectivamente.

En la resistencia a la compresión simple de especímenes curados en cuarto húmedo durante 7 días, se apreció una disminución de su valor, hasta de 64% respecto al obtenido en la mezcla con cemento. El valor más alto fue de 35.3 kg/cm² para la proporción de 10%. A partir de la proporción de 5% aumentó la resistencia al incrementarse el contenido de cementante. (Fig. 3.12). Para el curado de 13 días en cuarto húmedo q_u aumentó 9.0 kg/cm² con respecto a la obtenida en 7 días de curado (Fig. 3.13), y para 28 días de curado (Fig. 3.14) hay un incremento de 51 a 76% con respecto al de 7 días con resistencias hasta de 62.4 kg/cm² para la proporción de 10%.

Al curarse en horno eléctrico a 50°C durante 7 días, el valor de q_u mostró un incremento (Fig. 3.15) con relación al obtenido en el mismo tiempo pero curado en cuarto húmedo; el valor más alto fue 40.4 kg/cm² para 4% de proporción y el menor 8.5 kg/cm² para 10%. Al incrementarse la temperatura a 60°C la resistencia aumentó significativamente respecto a las pruebas anteriores; con 13 días de curado alcanzó 92.2 kg/cm² (Figs. 3.17 y 3.18) y con 28 días aumentó hasta 50% para las proporciones 5, 6 y 10% con respecto al obtenido con 7 días de curado en cuarto húmedo.

Los valores de resistencia a la compresión simple en las pruebas para conocer el efecto de retraso, fueron en promedio 68.6 kg/cm² para el tiempo cero, se redujeron a 46.4 kg/cm² para la primera hora, a 65.5 kg/cm² para la segunda hora y aumentaron a 105.4 kg/cm² para la tercera hora (Tabla 3.17 y Figs. 3.19 a 3.21). En general se observa disminución del valor de q_u entre 0 y 2 horas de la elaboración de cada probeta, aunque dichos valores son mucho mayores que los obtenidos con la mezcla con solo cemento.

La resistencia a la compresión simple en la prueba de durabilidad fue errática al salir del horno eléctrico, fue de 104.5 kg/cm² disminuyendo a 71.1 kg/cm² en muestras protegidas, curadas 28 días más en cuarto húmedo y a 86.4 kg/cm² en las no protegidas. Para 90 días de curado los valores de q_u en muestras protegidas y si proteger fueron de 86.9 kg/cm² y 104.6 kg/cm², respectivamente (Tabla 3.18 y Fig. 3.22).

El valor relativo de soporte en especímenes ensayados después de saturarse, mostraron los valores más altos, que aumentaron al incrementarse el contenido de cementante; estos van de 289 a 512% para las proporciones de 2 y 10% respectivamente (Figs. 3.23 y 3.24).

e) Mezcla con 70% cemento + 30% ceniza viva

Hay un aumento del contenido de agua óptimo con respecto a los especímenes son cementante, de 0.3 a 1.0 % y del peso volumétrico seco máximo de 10.0 a 20.0 kg/m³ (Figs. 3.9 y 3.10).

La resistencia a la compresión simple en probetas curadas en cuarto húmedo fue: de 34.5, 30.3 y 57.3 kg/cm² para 7, 13 y 28 días respectivamente. Como se observa, hasta los 28 días se obtiene un

incremento importante de q_u respecto a los valores obtenidos anteriormente con el mismo curado (Figs. 3.12 a 3.14).

Por su parte, para el curado en horno eléctrico a 50°C durante 7 días, la q_u resultó de 96.2 kg/cm^2 . Al aumentar a 60°C , su valor se incrementó 5% en probetas curadas 7 días y 29% para las curadas 13 días (Figs. 3.16 a 3.18).

El efecto de tiempo de retraso en la resistencia a la compresión simple también mostró un comportamiento errático. Para $t = 0$, el valor de q_u medio fue de 122.2 kg/cm^2 , y para $t = 1, 2, 3$ horas fue, respectivamente, de $98.6, 113.1$ y 94.0 kg/cm^2 (Tabla 3.17 y Fig. 3.21).

El valor q_u en pruebas para conocer el efecto de durabilidad se obtuvo un valor medio de 82.4 kg/cm^2 al salir del horno. Después de curarse en cuarto húmedo por 28 días más la resistencia bajo a 75.1 kg/cm^2 en muestras protegidas pero aumento a 89.4 kg/cm^2 en las no protegidas. Las probetas curadas 90 días en cuarto húmedo mostraron incremento en la resistencia, con valores de 87.3 kg/cm^2 en muestras protegidas y 83.8 kg/cm^2 en las sin proteger (Tabla 3.18 y Fig. 3.22).

En el valor relativo de soporte para la única prueba realizada en un espécimen con esta mezcla ceniza fue de 221% en estado natural y 475% después de saturado 3 días. El valor del VRS sin saturar es mayor al obtenido en las mezclas anteriores (Fig. 3.22 y 3.23)

Tabla 3.23. Resumen de valores obtenidos en pruebas laboratorio de laboratorio para el Material T en estado natural y mezclado con 4 cementantes.

Material	Mezcla	Proporción, %.	Compactación Proctor estándar, (kg/m ³)		Resistencia a la compresión simple, q _w (kg/cm ²)								Valor relativo de soporte, VRS, %	
			Molde de 4"		Curado en cuarto húmedo				Curado en horno eléctrico					
			w _o	PVSM	0 d	7 d	13 d	28 d	50°C		60°C		Sat. 3	Sat. 7d
									7 d	7 d	13 d	28 d		
T	natural	-	9.2	2045	1.3	-	-	-	-	-	-	-	137	107
	con cemento	2	8.5	2075	-	23.0	-	27.4	41.3	-	-	42.6	167	330
		3	8.9	2080	-	25.1	-	29.1	56.2	-	-	59.6	149	388
		5	9.1	2090	-	30.6	-	48.7	70.5	71.4	86.0	92.9	129	461
		10	9.5	2070	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	con ceniza viva	2	9.4	2095	-	-	-	-	12.8	-	-	15.7	-	-
		3	10.0	2060	-	-	-	-	23.5	-	-	29.8	120	341
		5	11.7	2025	-	8.7	-	12.4	43.3	-	-	27.7	154	270
		10	9.5	2000	-	-	-	-	-	-	-	-	149	195
	con 50% cemento + 50% ceniza viva	2	9.7	2075	-	14.1	-	21.4	32.1	-	-	26.9	169	284
		3	10.3	2111	-	11.6	-	17.4	36.5	-	-	43.9	145	322
		4	8.5	2115	-	13.9	-	33.7	54.3	-	-	-	-	-
		5	9.1	2080	-	11.0	-	29.7	43.1	-	-	65.8	150	391
		6	10.7	2035	-	16.3	-	32.2	58.7	-	-	64.0	-	-
		10	9.0	2030	-	35.3	44.3	62.4	43.8	-	92.2	66.2	157	512
	con 70% cemento + 30% ceniza apagada	7.15	10.2	2055	-	34.5	30.3	57.3	96.2	101.4	123.8	-	221	475
		10	9.5	2065	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Notas:

El Material T se cribó por la malla de 3/4" y se utilizaron moldes de 10.2 cm (4") de diámetro.

En la prueba de valor relativo de soporte, VRS, el Material T se cribó por la malla de 1" y se realizó la compactación en moldes 15.2 cm (6").

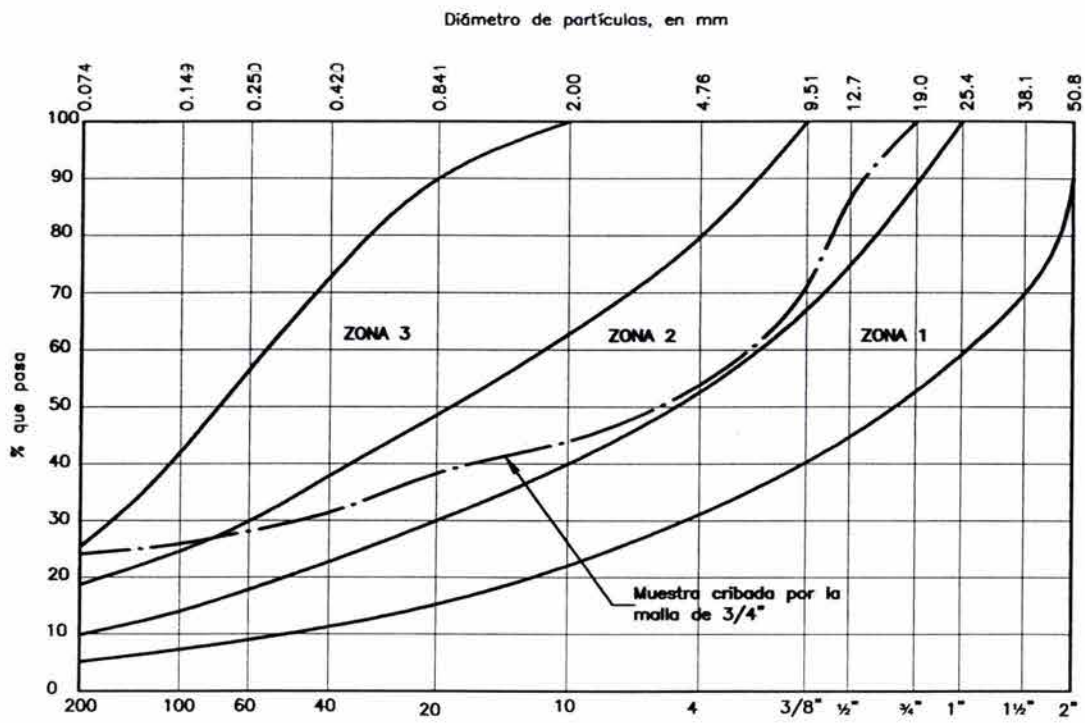


Fig. 3.9. Composición granulométrica del Material T

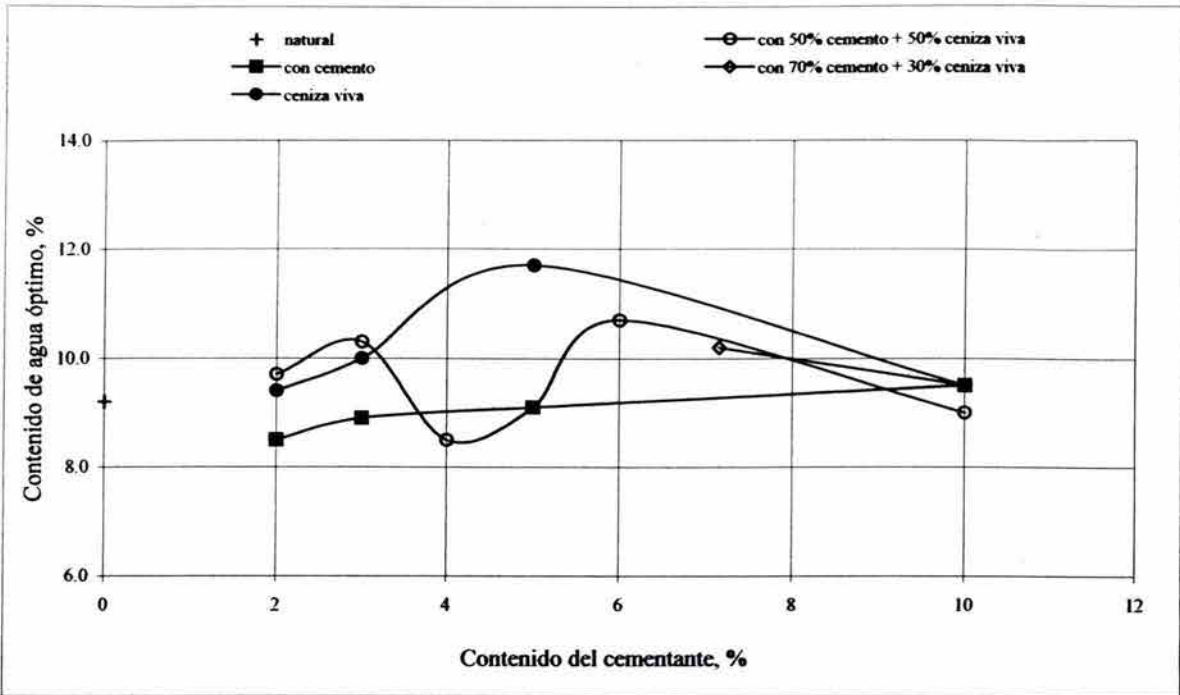
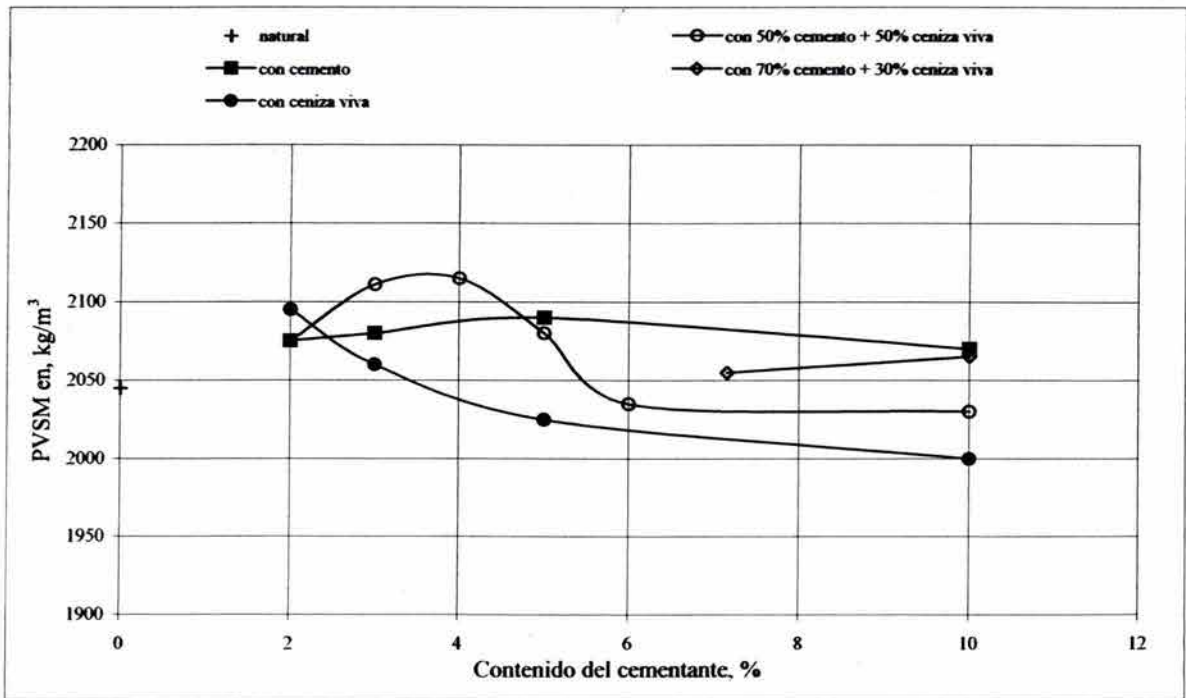


Fig. 3.10. Variación del contenido de agua óptimo, w_o , con el contenido de cementante para el Material T.



Nota: El Material T se cribó en la malla de 3/4" y las probetas fueron compactadas en moldes de 4".

Fig. 3.11. Variación del peso volumétrico máximo, PVSM, con el contenido de cementante para el Material T.

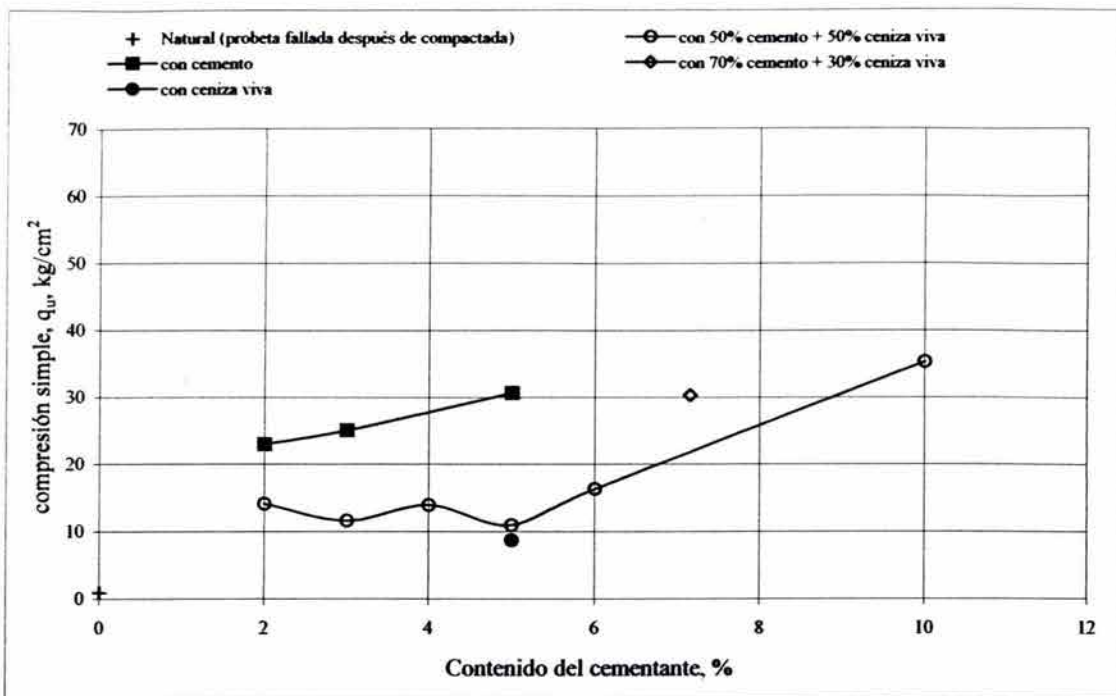
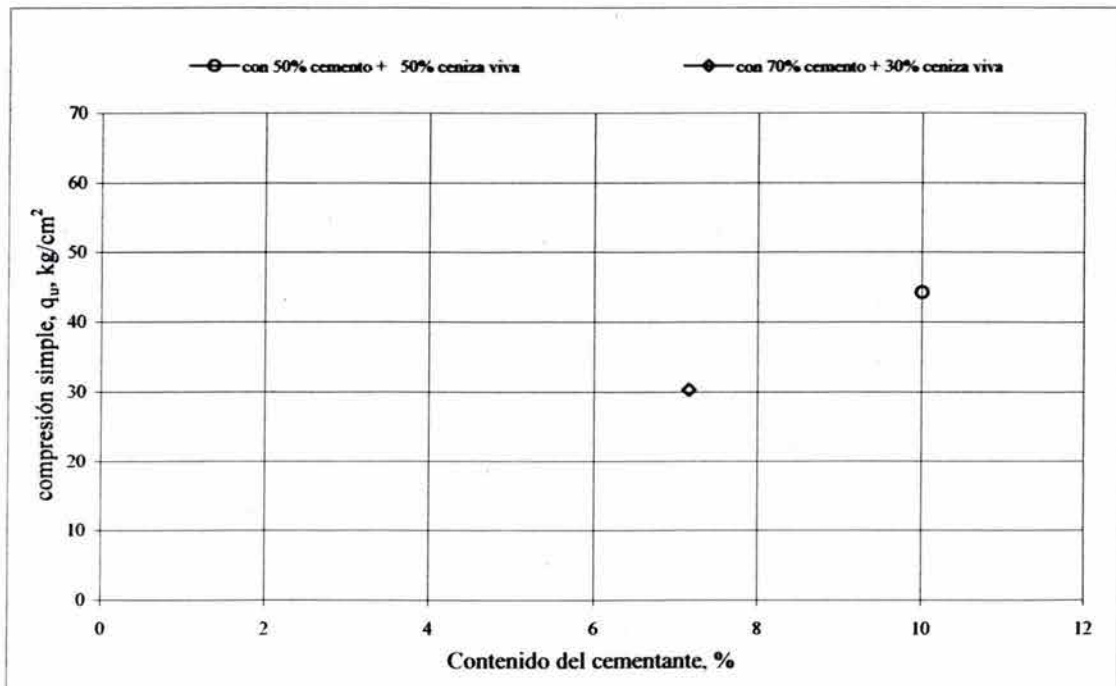
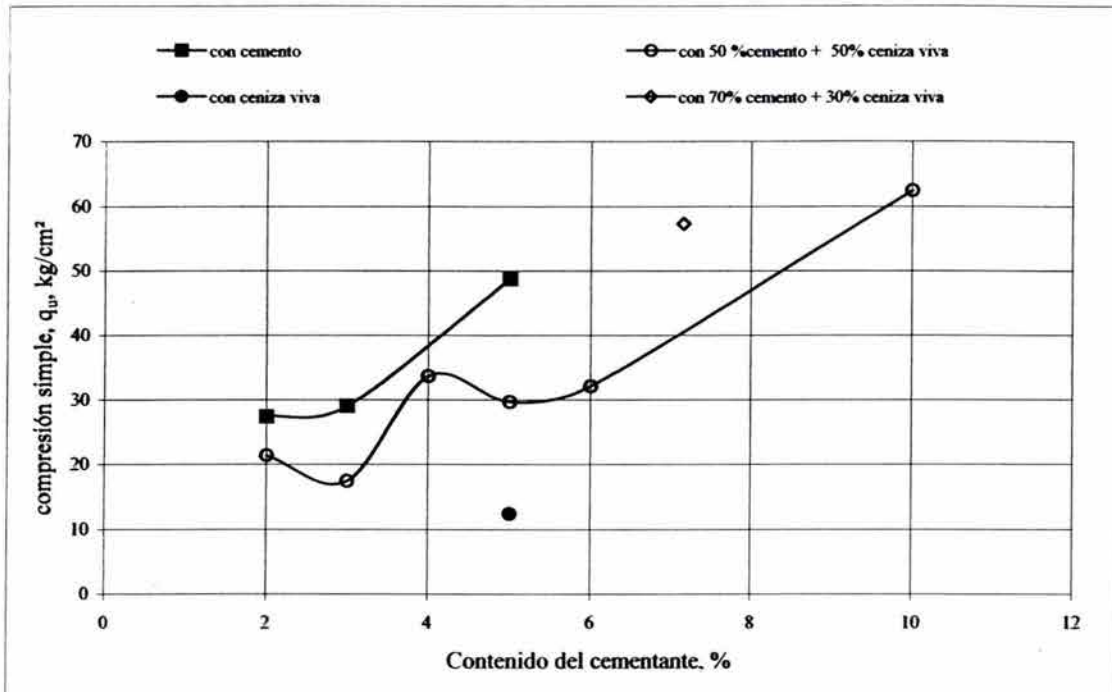


Fig. 3.12 Variación de la resistencia a la compresión simple en el contenido de cementante para el Material T, con 7 días de curado en cuarto húmedo.



Nota: El material T se cribó en la malla de 3/4" y las probetas fueron compactadas en moldes de 4".

Fig. 3.13. Variación de la resistencia a la compresión simple en el contenido de cementante para el Material T, con 13 días de curado en cuarto húmedo.



Nota: El Material T se cribó en la malla de 3/4" y las probetas fueron compactadas en moldes de 10.2 cm (4") de diámetro.

Fig. 3.14. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material T, con 28 días de curado en cuarto húmedo.

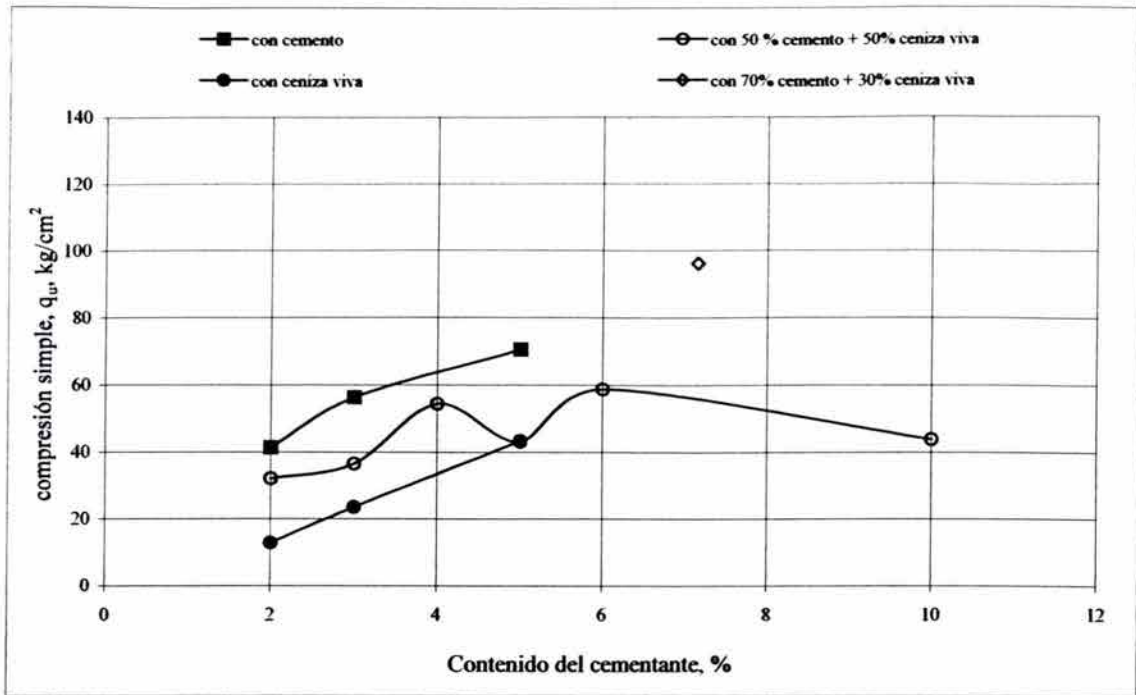
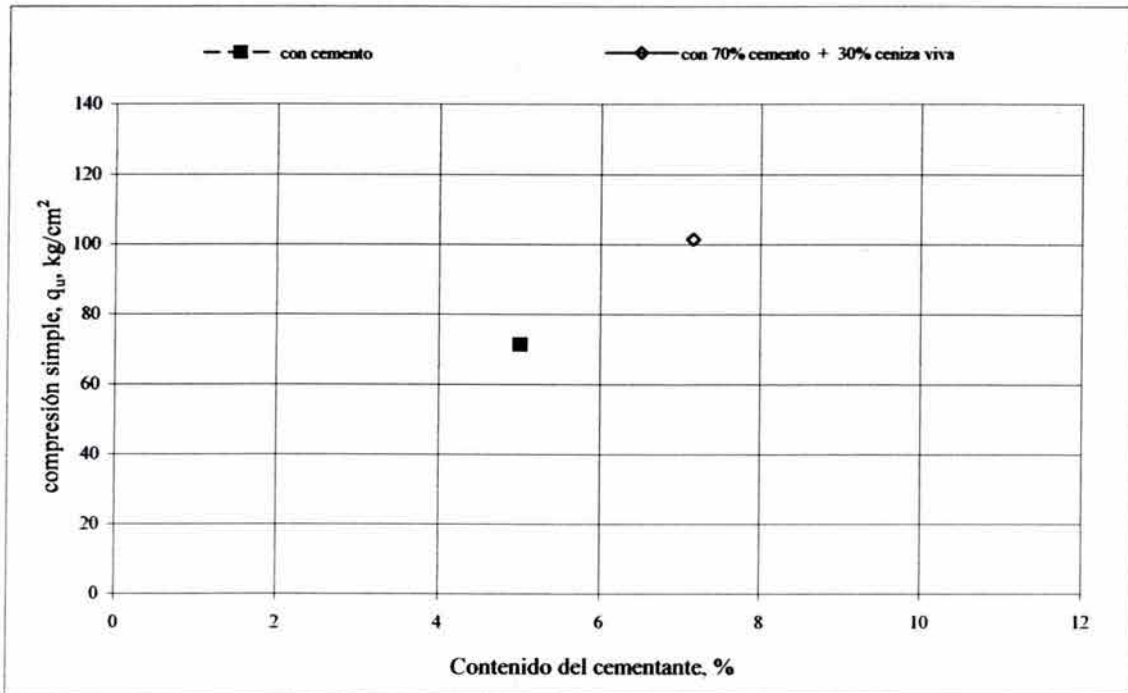


Fig. 3.15. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material T, con 7 días de curado en horno a 50°C.



Nota: Todas las probetas se protegieron con bolsas de polietileno y fueron introducidas al horno a 50 y 60°C

Fig. 3.16. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material T, con 7 días de curado en horno a 60°C.

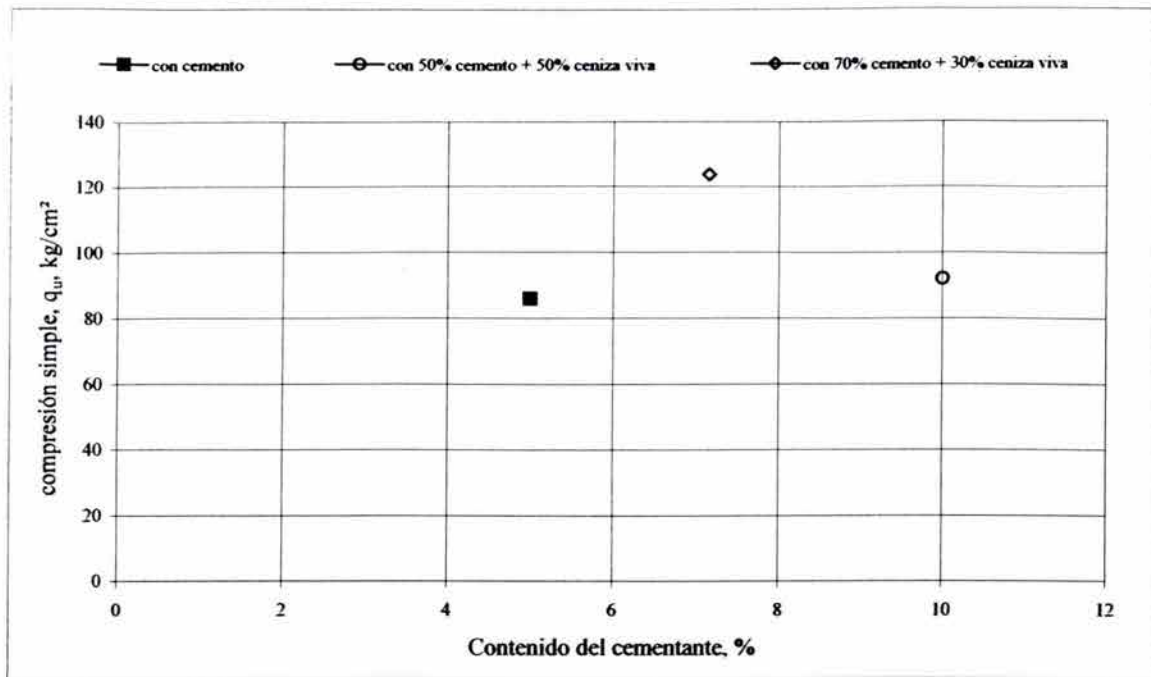
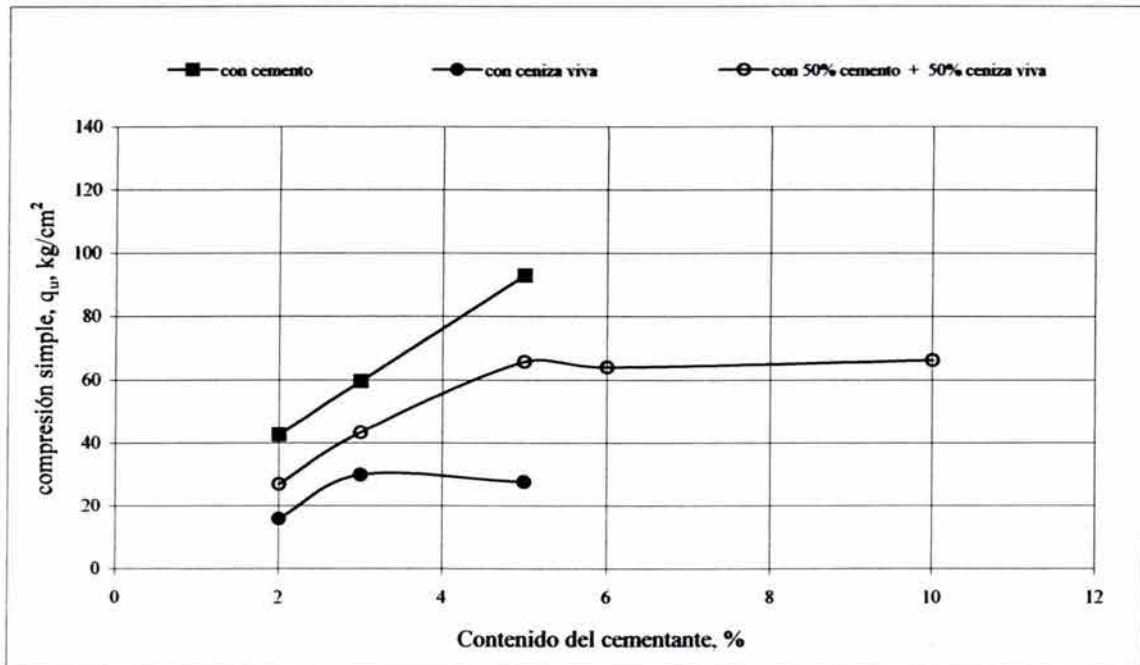


Fig. 3.17. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material T, con 13 días de curado en horno a 60°C.



Nota: Todas las probetas se protegieron con bolsas de polietileno y fueron introducidas al horno a 50 y 60°C

Fig. 3.18. Variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cementante para el Material T, con 28 días de curado en horno a 60°C.

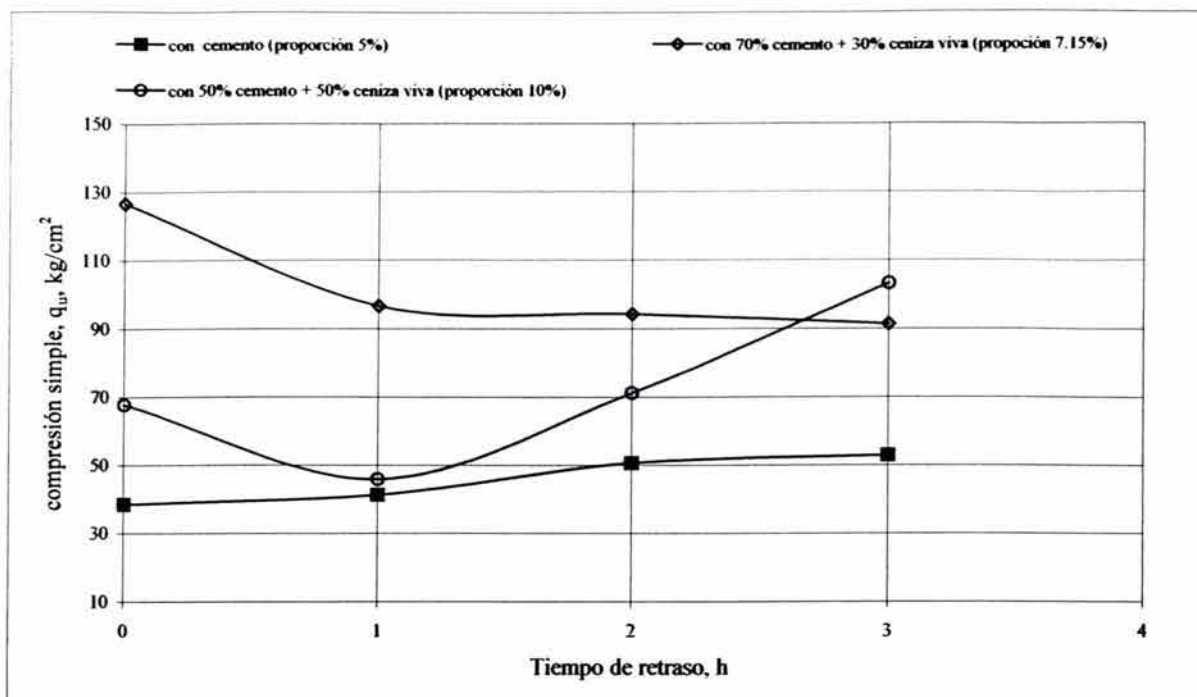
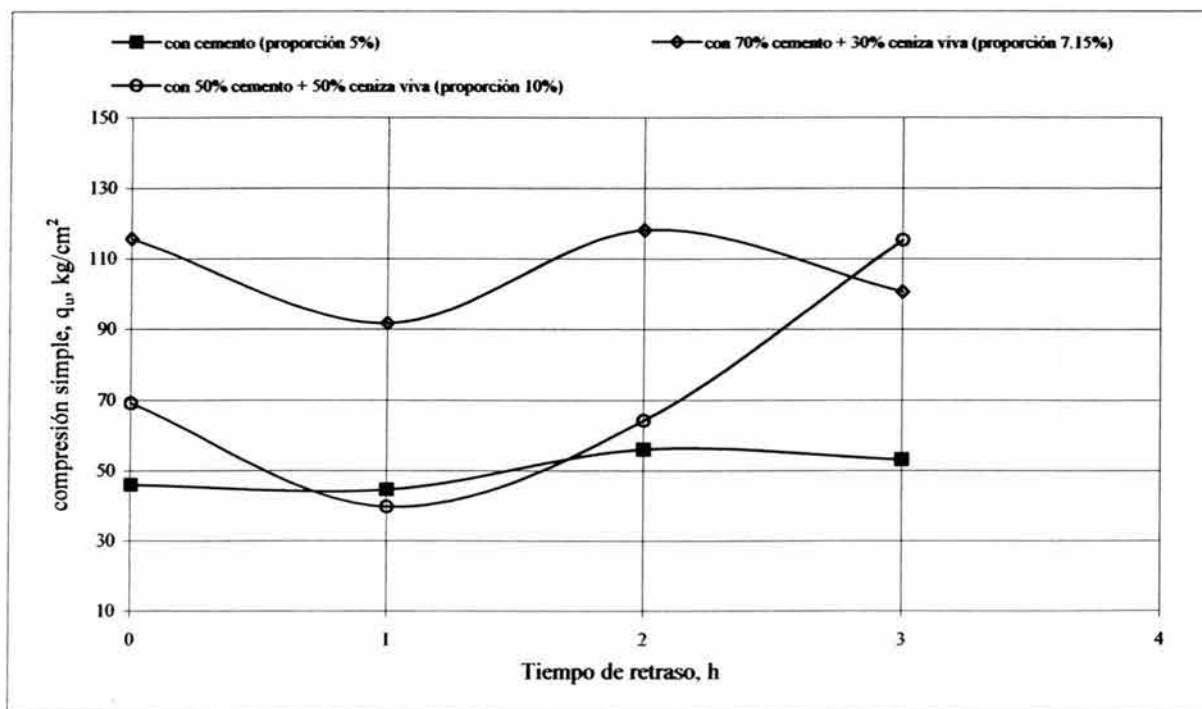
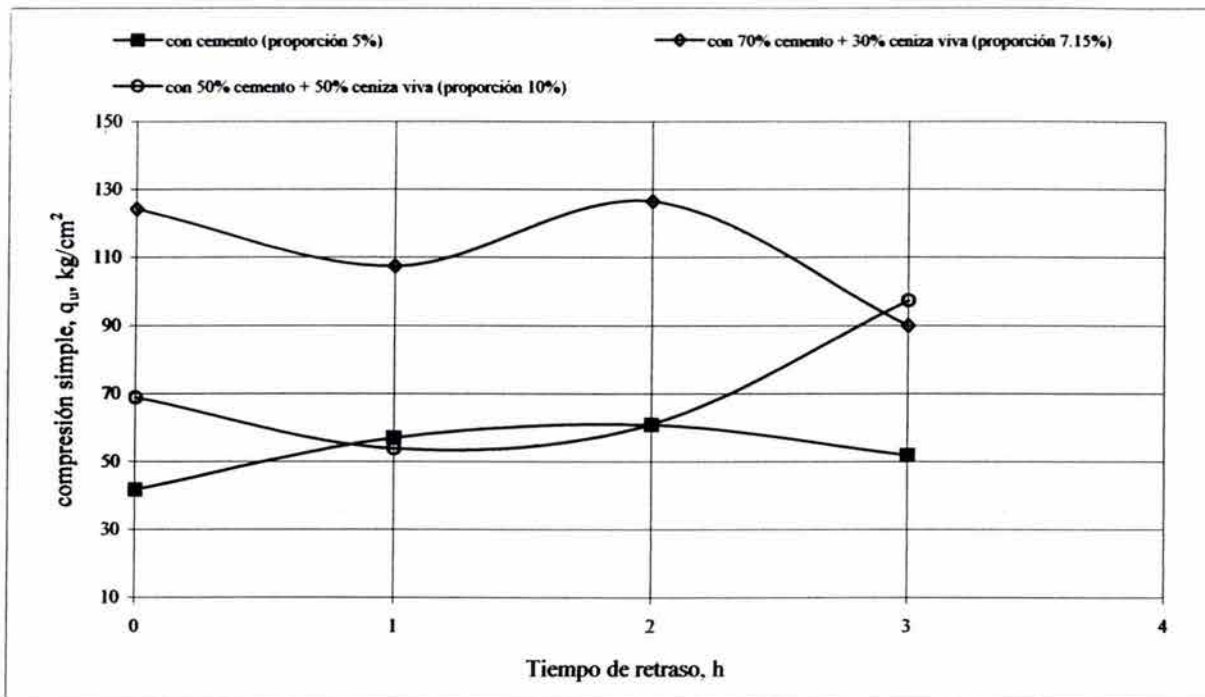


Fig. 3.19. Variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de retraso para el Material T, para probetas compactadas 12 minutos después de iniciado el tiempo indicado.



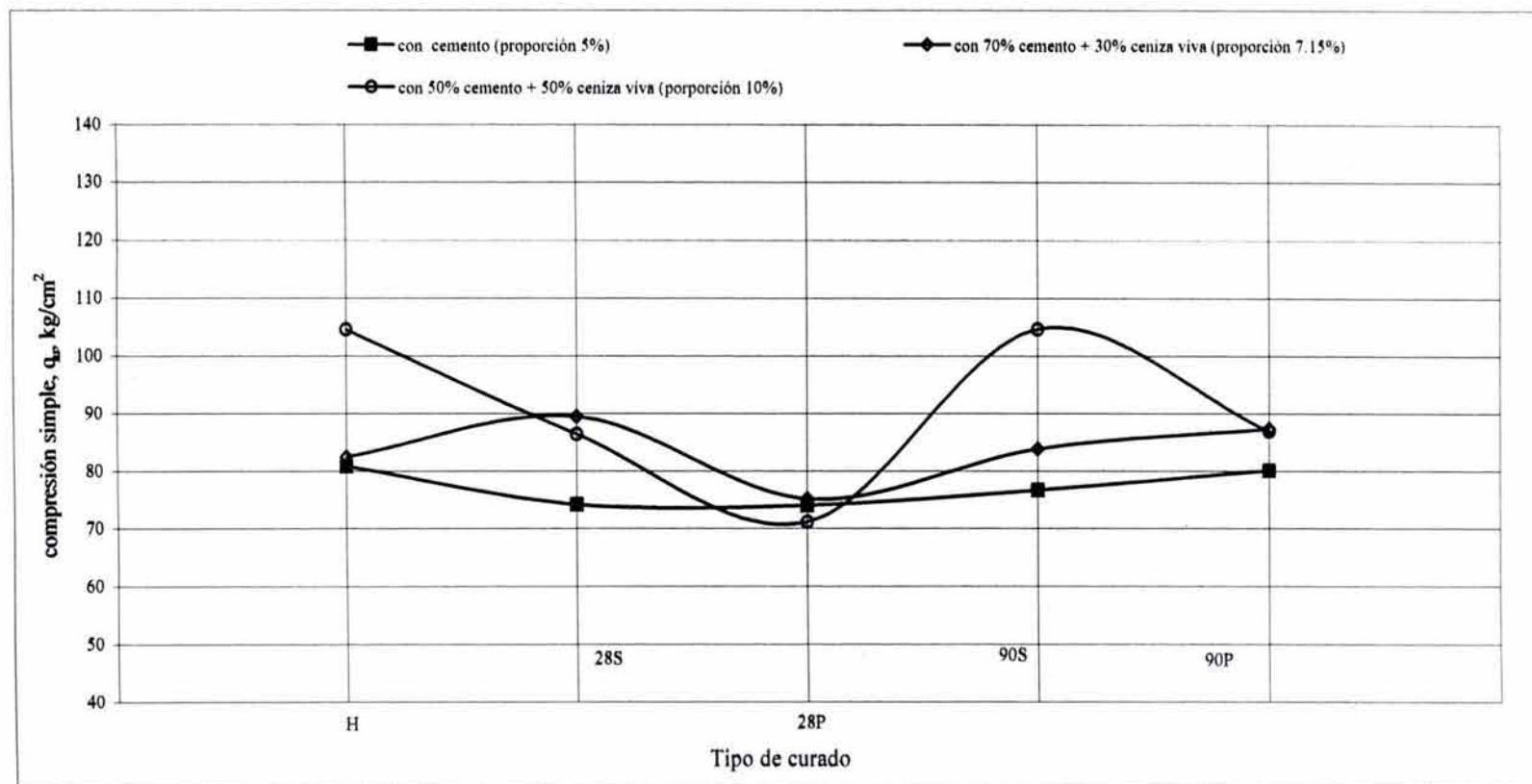
Nota: Todas las probetas se curaron en horno a 50 C° durante 28 días. El material T está cribado por la malla de 3/4"

Fig. 3.20. Variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de retraso para el Material T, para probetas compactadas 24 minutos después de iniciado el tiempo indicado.



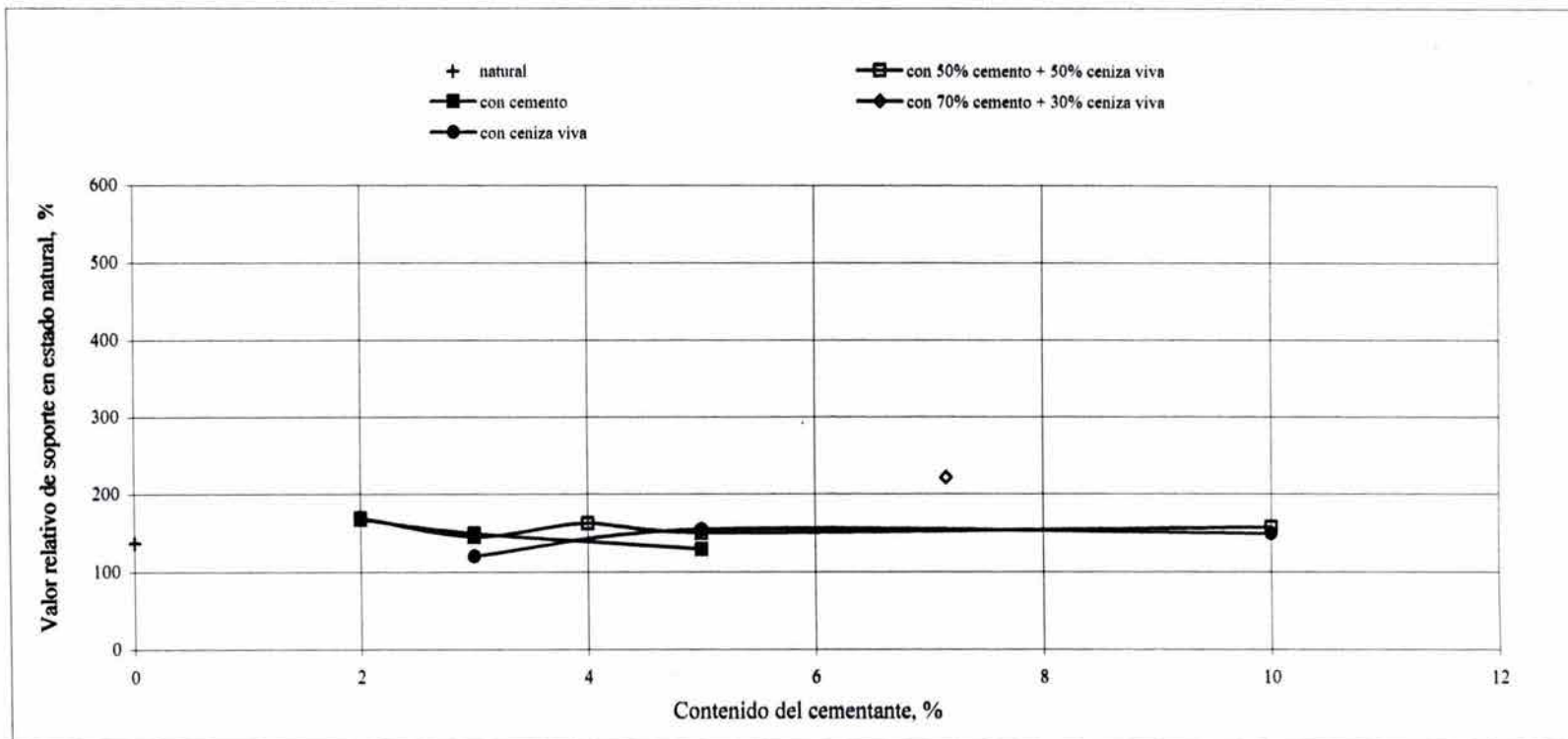
Nota: Todas las probetas se curaron en horno a 50 C° durante 28 días. El material T está cribado por la malla de 3/4"

Fig. 3.21. Variación de la resistencia a la compresión simple con el tiempo de retraso para el Material T, para probetas compactadas 36 minutos después de iniciado el tiempo indicado.



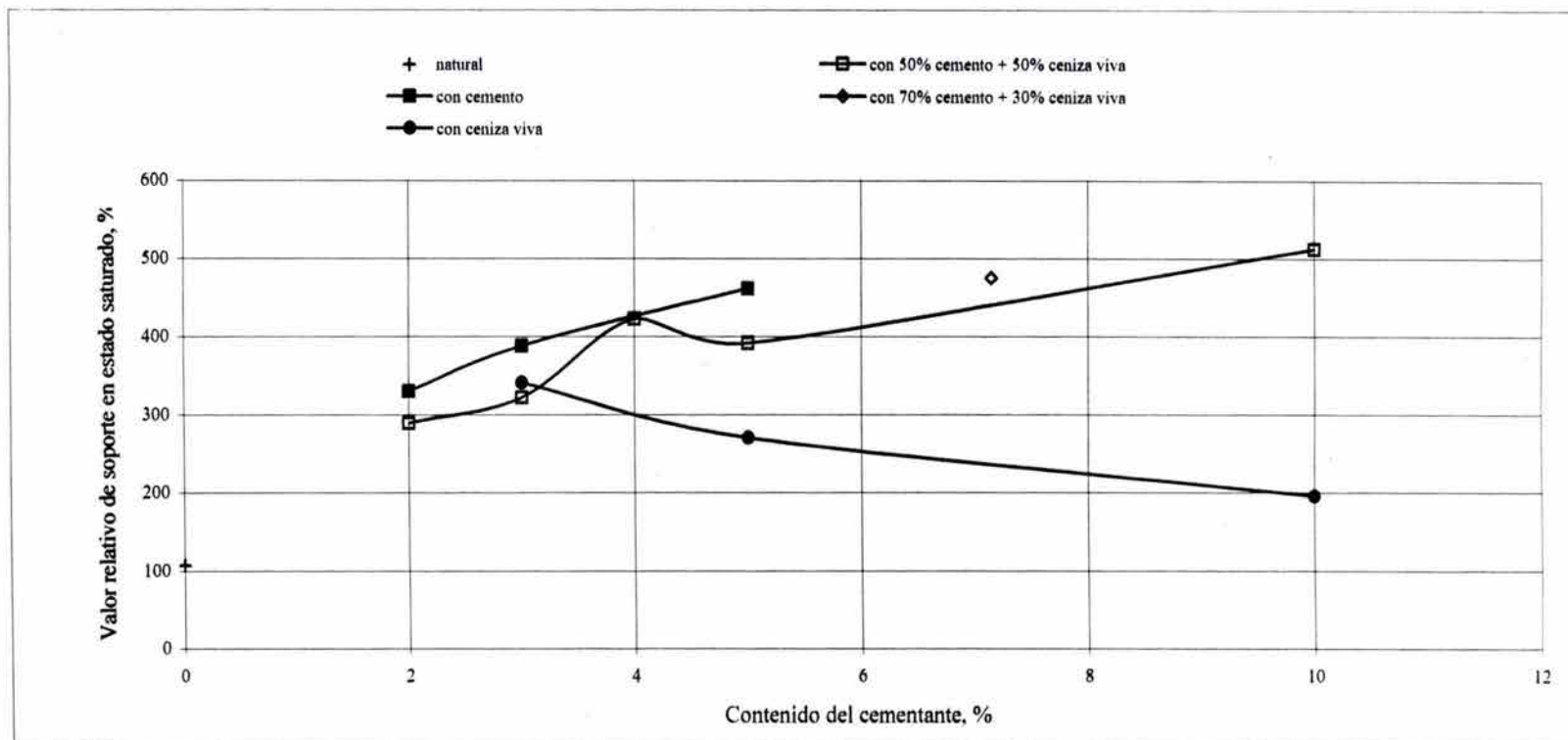
Nota: H, probeta fallada al salir del horno; 28P, probeta fallada con protección a los 28 días de curado en cuarto húmedo; 28S, Probeta fallada sin protección a los 28 días de curado en cuarto húmedo; 90P, probeta fallada con protección a los 90 días de curado en cuarto húmedo; 90S, probeta fallada sin protección a los 90 días de curado en cuarto húmedo.

Fig.3.22. Variación de la resistencia a la compresión simple con la durabilidad.



Nota: El Material T está cribado por la malla de 1" y se utilizaron moldes de 6" para elaborar las probetas. La saturación fue a tres días

Fig. 3.23 . Variación del valor relativo de soporte, VRS, en estado natural, con el contenido de cementante para el Material T.



Nota: El Material T está cribado por la malla de 1" y se utilizaron moldes de 6" para elaborar las probetas. El tiempo de saturación fué de tres días

Fig.3.24. Variación del valor relativo de soporte, VRS, en estado saturado, con el contenido de cementante para el Material T.

4. CONCLUSIONES

1. Los materiales para sub-bases y bases deben cumplir con las normas de calidad especificadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para un proyecto dado. En caso contrario, existen tres alternativas para solventar esta deficiencia: a) aceptar el material tal como es y tomar en cuenta su condición en el proyecto, b) cambiar el material por otro que cumpla los requisitos de diseño, c) adecuar las propiedades del material por medio de técnicas de estabilización.
2. A los materiales extraídos de bancos de préstamo se les investiga en campo y se les determinan sus propiedades en laboratorio. En campo se obtienen las características generales de los bancos, la manera de extracción y acarreo de material, volúmenes y cantidades disponibles. En laboratorio se determinan las propiedades índice y mecánicas, estableciendo si cumplen con los requisitos de un proyecto dado.
3. Entre las características principales que deben tener los materiales para sub-bases y bases están la resistencia friccionante y la capacidad drenante. Para estos fines, los materiales pétreos son sometidos a procesos de tratamiento, en particular de trituración, lavado y cribado. Por otro lado los finos son indeseables en los materiales para bases, pero pueden admitirse porcentajes entre 5% y 10% sin afectar las características de resistencia, deformabilidad y condición hidráulica.
4. El factor económico es otro punto importante en la selección de materiales para sub-bases y bases. Una base puede formarse con material barato, de baja calidad, pero ello implicará un aumento de su espesor, o bien con materiales de alta calidad, lo que reduciría dicho espesor. Cuando se opte por el mejoramiento de los materiales, debe buscarse la alternativa más económica sin sacrificar la calidad.
5. En suelos gruesos la estabilización con cemento disminuye la plasticidad y aumenta la resistencia al esfuerzo cortante, produciendo conglomerados que ligan a las gravas y arenas. En suelos arcillosos la reacción química producida es más compleja, pero finalmente la transforma en un material resistente.

6. Las estabilizaciones con cal tiene mayor aplicación en suelos arcillosos; la reacción de este cementante ayuda a reducir el índice plástico de dichos suelos. Con la adición de cal se obtienen pesos volumétricos menores; mientras más alto sea el contenido de cal, el suelo se vuelve menos sensible al agua. En general la resistencia a la compresión simple y el valor relativo de soporte aumentan con la proporción de cal utilizada, debiéndose siempre efectuar ensayos de laboratorio para determinar sus efectos.
7. El empleo de cenizas “volantes” o de fundición con las actuales tecnologías ha tenido resultados exitosos, sobre todo en gravas. Provocan una gran acción cementante, aunque se necesitan periodos más largos para alcanzar valores altos de resistencia a la compresión simple.
8. En los ensayos realizados en laboratorio a los materiales descritos en esta tesis constituidos por gravas arenosas (Material C) y gravas arcillosas (Material T) mezclados con cemento, cal, ceniza apagada o viva y combinaciones del primero y la última, se observó lo siguiente:
 - a) El Material C en estado natural cumple con los requisitos de la SCT y puede utilizarse como material de base y sub-base. Al realizarse la mezcla con los distintos cementantes, las propiedades mejoraron de manera significativa.
 - b) Por su parte, el Material T en estado natural no cumple con la cantidad de finos y valores de plasticidad establecidos por las normas de la SCT; por tanto, no es apropiado por si solo como material de base y sub-base. La mezcla con los cementantes citados permitió mejorar esas propiedades.
 - c) Las mezclas con cemento tienen mayor resistencia a la compresión simple a medida que se incrementa la proporción utilizada; sin embargo, el uso de exclusivo de este cementante y en proporciones crecientes implica mayor costo. El valor relativo de soporte es más alto para la condición de mezcla saturada, incrementándose con la proporción utilizada de cementante.
 - d) En las mezclas con cal se no aprecia una mejora significativa de la resistencia a la compresión simple; lo mismo ocurre con el valor relativo de soporte.

- e) Las mezclas con ceniza viva presentan poca mejoría en la resistencia a la compresión simple, aunque denotan cierto aumento del valor relativo de soporte.
- f) La combinación 50% cemento + 50% ceniza viva es el cementante que mezclado con los Materiales C y T mostró mejores resultados, en particular con las proporciones de 6 a 10%.
- g) Las mezclas 50% cemento + 50% ceniza apagada y su variante 70% cemento + 30% ceniza apagada pueden ser también una opción de estabilización para los citados materiales, con menor ventaja que cuando se utiliza ceniza viva.
- h) No se observó un cambio sustancial en la resistencia a la compresión simple de las mezclas con 50% cemento + 50% ceniza viva y con 70% cemento + 30% ceniza viva por el efecto del tiempo de retraso, aunque aquella podría ascender mientras el tiempo transcurre. Es conveniente la realización de pruebas adicionales con diferentes temperaturas y días de curado.
- i) El proceso al que se sometieron los especímenes de las mezclas citadas en el punto h) anterior, llamadas pruebas de durabilidad, dan una idea sobre el comportamiento en condiciones reales en campo. Si existen altas temperaturas durante la construcción, debe tomarse en cuenta la proporción a utilizar.
- j) Las condiciones de curado influyen en los valores de resistencia a la compresión simple. Se obtienen mayores resistencias a medida que crece el tiempo de curado en cuarto húmedo. Esta condición se incrementa si el curado se efectúa en horno a temperaturas de 50-60°C; sin embargo, es importante que el curado reproduzca las condiciones de campo para obtener resultados más realistas.
- k) No se observó una influencia directa en la resistencia a la compresión simple por el tamaño de partículas de materiales hasta de 3/4", 3/8" y 1" y su ensayo en moldes de compactación con diámetro de 10.2 cm para los dos primeros y 15.2 cm para el tercero. Los resultados de

los ensayos están gobernados principalmente por el tipo y proporción del cementante utilizado y del tipo de curado.

- l) En el valor relativo de soporte la influencia del tiempo de saturación es más significativa en materiales mezclados con cementantes que en materiales en estado natural y notoria a medida que las proporciones de los primeros aumenten.
9. De las estabilizaciones propuestas con diferentes tipos de cementantes debe realizarse un análisis de costos y facilidad constructiva, para seleccionar la más conveniente para un proyecto dado.
10. Se deben estudiar los métodos de construcción y control de calidad, empleando los equipos disponibles. Además, es de suma importancia evaluar los resultados obtenidos en el transcurso del tiempo, para cerciorarse del debido comportamiento de la estabilización.
11. Una futura línea de investigación que podrá ayudar a reducir los costos de estabilizaciones con cemento contemplaría la búsqueda de aditivos que reduzcan el porcentaje de aquél. Dada la problemática de contaminación producida por desechos industriales, y la escasez de materiales para bases y sub-bases en algunas regiones de nuestro país, la búsqueda de cementantes derivados de aquellos es relevante.
12. En nuestro país no existe un criterio específico sobre el diseño de mezclas de estabilización; los procedimientos que se usan están muchas veces sujetos a la experiencia e interpretación. Faltan estudios sobre el comportamiento de las mezclas ante diferentes condiciones específicas, como cargas repetidas, efectos de deformación acumulativa, entre otros, y que son también un campo abierto a futuras investigaciones.

BIBLIOGRAFÍA

I. Normatividad

AASHTO Guide For Design of Pavement Structures”, The American Association of State Highway and Transportation Officials, Washigton, D.C. 1996.

Normas para Construcción e Instalaciones, Carreteras. Pavimentos, Calidad de los materiales para bases y sub-bases, Secretaria de Comunicaciones y Transportes. N-CMT-4-02-003, México 2003.

II. Obras consultadas

Manuel Mateos, Donald T. Dabidson, Lime and Fly Ash Proportions in Soil, Lime, and Fly Ash Mixtures, and Some Aspects of Soil lime Stabilation, Highway Research Board. 1959.

P Andrieux, J.H. Colombel, Utilization des Cendres Volantes en Tecnique Routiere, Bulletin de Liaison. Des Laboratories des Ponts Chaussées, No. 83, Mayo-Junio 1976.

Secretaria de Obras Públicas, El impacto de los caminos en el ambiente, Julio 1976.

Carlos Fernández Loaiza. Mejoramiento y Estabilización de suelos, Ed. Limusa, México 1982.

Normas para construcción e instalaciones Carreteras y Aeropistas, Secretaria de Comunicaciones y Transportes SCT, Libro 3 Titulo 3.01.03, Pavimentos México 1983.

Guía para el diseño y construcción de pavimentos, Aurelio Salazar Rodríguez, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México 1990.

Manual de Calidad de los Materiales en Secciones Estructurales de Pavimentos Carreteros. Instituto Mexicano del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Querétaro, Qro. 1991, Documento no publicado.

Vías de Comunicación, Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y puertos. Carlos Crespo V. Ed. Limusa. México 1998.

Alfonso Rico y Hermilo del Castillo, La Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres, Tomo I y II, Limusa, Decimoctava edición, México 2002.

III. Tesis

Hernández Santoyo, David, Análisis de Impacto Ambiental generado por la construcción y operación de carreteras, Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 2002.

ANEXOS

ANEXO A

CONSTITUCION DE UN PAVIMENTO

CONSTITUCIÓN DE UN PAVIMENTO

Un pavimento se define como la capa o conjunto de capas de materiales adecuados entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento. Tiene como función proporcionar a una superficie de rodamiento resistencia a la acción del tránsito, a los factores climáticos, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas producidas por el tránsito.

La disposición de los elementos que lo constituyen y las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una número de variantes, de manera que puede estar formado por una sola capa o por varias; dichas capas pueden estar compuestas por materiales sometidos a tratamientos. La superficie de rodamiento puede ser una carpeta asfáltica losa de concreto.

Se acostumbra a dividir a los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. Se considera un pavimento rígido cuando la superficie de rodamiento sea una losa de concreto hidráulico, en cualquier otro caso se considera como flexible.

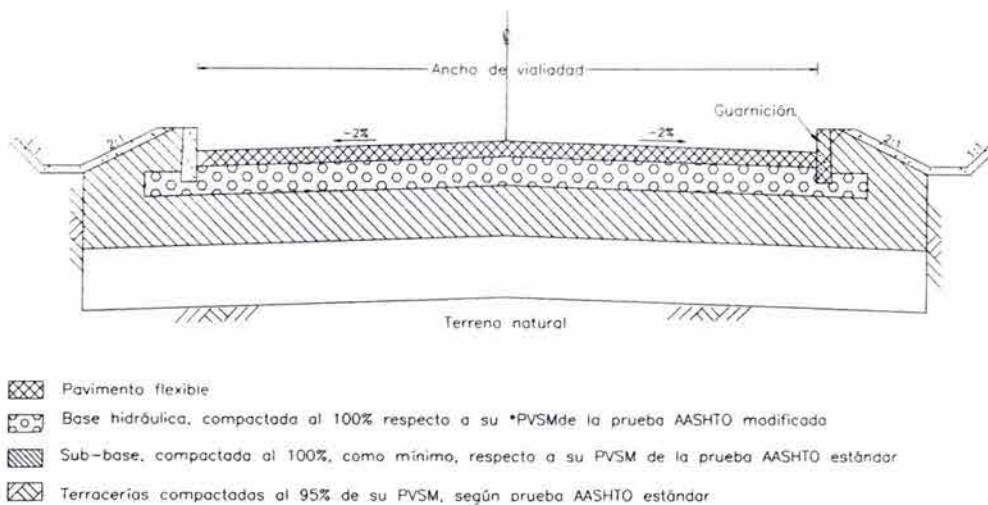
La capa subrasante es el terreno de cimentación de un pavimento; puede ser el propio terreno natural, debidamente cortado y compactado, o una capa de materiales de relleno que cumplan los requisitos de las normas de calidad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

La sub-base es una capa de materiales pétreos, de buena graduación, que se construye sobre la subrasante. La capa debe de cumplir con requisitos de compactación y de calidad más severos que los de la subrasante. Subyace a la base, cuando ésta es necesaria, y se construye con espesor menor que ella.

La base constituye la capa intermedia entre la superficie de rodamiento y la sub-base. Se compone de materiales pétreos, con buena distribución granulométrica. Esta capa permite reducir los espesores de carpeta, dada su importante función estructural al disminuir los esfuerzos cortantes que se transmiten hacia las capas inferiores. Además, cumple con la función de drenar el agua atrapada dentro del cuerpo de pavimento.

La carpeta es la superficie de rodamiento, constituida por materiales endurecidos, para transmitir, minimizados, los esfuerzos hacia las terracerías. Pueden ser materiales granulares, con o sin liga, o más comúnmente de concreto asfáltico o hidráulico, en sus diferentes variantes.

La secuencia de estas capas se encuentran representadas en la Fig. A-1.



*PVSM, peso volumétrico seco máximo.

Fig. A-1 Sección estructural típica de un pavimento asfáltico (flexible) en vialidades.

ANEXO B

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE SUB-BASES Y BASES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE SUB-BASES Y BASES

En la construcción de sub-bases y bases, es importante considerar los siguientes aspectos generales:

- a) Cuando para esas capas se utilizan dos o más materiales, éstos se mezclan en seco.
- b) Si se usan motoconformadoras para el mezclado y tendido, se extiende parcialmente el material y se le incorpora agua mediante riegos y mezclados sucesivos, para alcanzar la humedad que fije el proyecto y hasta obtener homogeneidad en granulometría y humedad. A continuación se extiende el material en capas sucesivas, cuyo espesor suelto no debe ser mayor de 15 cm .
- c) Cada capa extendida se compacta hasta alcanzar el grado mínimo fijado en el proyecto superponiéndose las capas hasta obtener el espesor y sección fijados. Puede realizarse la compactación en capas de espesores mayores que el indicado en b), siempre que se obtenga la compactación fijada en el proyecto. Se dan riegos superficiales de agua durante el tiempo que dure la compactación, únicamente para compensar la pérdida de humedad por evaporación.
- d) En las tangentes, la compactación se inicia de las orillas hacia el centro y en las curvas, de la parte interior de la curva hacia la parte exterior.

Para verificar la dosificación y volúmenes de material o materiales que se utilicen en la construcción de sub-bases o bases se sigue, en términos generales el siguiente procedimiento en tramos de longitud específicas.

- a) Se acamellona el material y se determina el volumen utilizando el promedio de áreas extremas, y su peso volumétrico seco.
- b) Si se requiere añadir un segundo material, éste se acamellona por separado, y se determina su volumen y su peso volumétrico seco.

- c) A partir de esos dos volúmenes se determina si los porcentajes, en relación con la suma de volúmenes sueltos, son los fijados en el proyecto.
- d) Se acamellona el material o mezcla de materiales y se le determina su volumen y su peso volumétrico en el camellón.
- e) Se determina el coeficiente de variación volumétrica del material o mezcla de materiales, de material compactado a material acamellado.
- f) El producto que resulte de multiplicar el volumen de proyecto por el coeficiente de variación volumétrica de material compactado a material acamellado, se considera como el material o mezcla de materiales sueltos que se requieren para integrar el volumen de proyecto.
- g) Para determinar el volumen suelto de cada uno de los materiales constituyentes de la mezcla, debe multiplicarse el volumen de la mezcla por el coeficiente de variación de materiales mezclados y adicionalmente multiplicarlo por el porcentaje que debe intervenir el material de cada banco que marca el proyecto.
- h) En caso de que sea necesario usar más de dos materiales se procede, para cada uno de ellos, en forma semejante a como se indica en los párrafos anteriores.

Para dar por terminada la construcción de la sub-base y la base, se verifica el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado, de acuerdo a lo fijado en el proyecto y con las siguientes tolerancias:

Tabla B-1 Tolerancias en la construcción de sub-bases y bases

<i>Parámetro</i>	<i>tolerancia</i>
Ancho de la sección del eje a la orilla	±10 cm
Nivel de la superficie	±1 cm
Profundidad de las depresiones observadas colocando una regla de 5 m de longitud y normal al eje	1.5 cm
Equivalente de arena mínimo, respecto al valor especificado	- 2%
Grado de compactación, respecto al valor especificado	± 2%

ANEXO C

NOCIONES DE ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO, CAL Y CENIZA

NOCIONES DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO, CAL Y CENIZA

El diseño de la estabilización se apoya directamente en resultados de pruebas de laboratorio. Con el cementante que se va a utilizar se preparan y ensayan especímenes con diferentes porcentajes hasta obtener los resultados que cubran con los requisitos de diseño. En la construcción de un suelo estabilizado es importante prever la problemática que pueda presentarse durante el mezclado, disgregación, compactación, control de la dosificación.

C.1. Estabilización de suelo con cemento

Los métodos para definir los espesores de capas de suelos estabilizados con cemento atienden principalmente al efecto de fatiga. Este efecto, que produce individualmente uno de los ejes que han de transitar por la capa, se toma en cuenta a través del denominado “factor de fatiga”. Para ello se requiere conocer la distribución de tránsito, en cargas por eje sencillo o doble, y peso.

La Tabla C-1 muestra los llamados coeficientes de “fatiga básica”, que representan las equivalencias de los efectos que diferentes cargas por eje producen en relación a los que provoca un eje sencillo 8.2 t o un eje tandem de 13.6 t.

Los coeficientes de fatiga se multiplican por el número de ejes de cada clase considerados (en miles), según la distribución de tránsito. El valor total de la suma de esos productos proporciona el valor de fatiga de diseño. Con ese valor y las gráficas de la Fig. C-1. se obtiene el espesor de la capa tratada con cemento, en función del módulo de reacción de la subrasante, tanto para casos de suelos granulares como finos.

Tabla C.1. Coeficientes de fatiga básica para diseño de espesores de suelo-cemento en pavimentos.

<i>Carga por eje (ton)</i>	<i>Suelo-cemento con matriz granular</i>	<i>Suelo-cemento con matriz fina</i>
<i>Eje sencillo</i>		
13.6	12500000	3530
12.7	1270000	1130
11.8	113000	337
10.9	8650	93
10.0	544	23.3
9.1	27	5.2
8.2	1	1.0
7.3	0.12	0.16
6.4	0.012	0.02
5.4	0.001	0.002
<i>Eje tandem</i>		
22.7	12500000	3530
21.8	3210000	1790
20.9	792000	890
20.0	186000	431
19.1	41400	203
18.2	8650	93
17.3	1690	41.1
16.3	305	17.5
15.4	50.4	7.1
14.5	7.5	2.7
13.6	1.0	1.0
12.7	0.12	0.34
11.8	0.012	0.11
10.9	0.0010	0.03
10.0	--	0.008
9.1	--	0.002

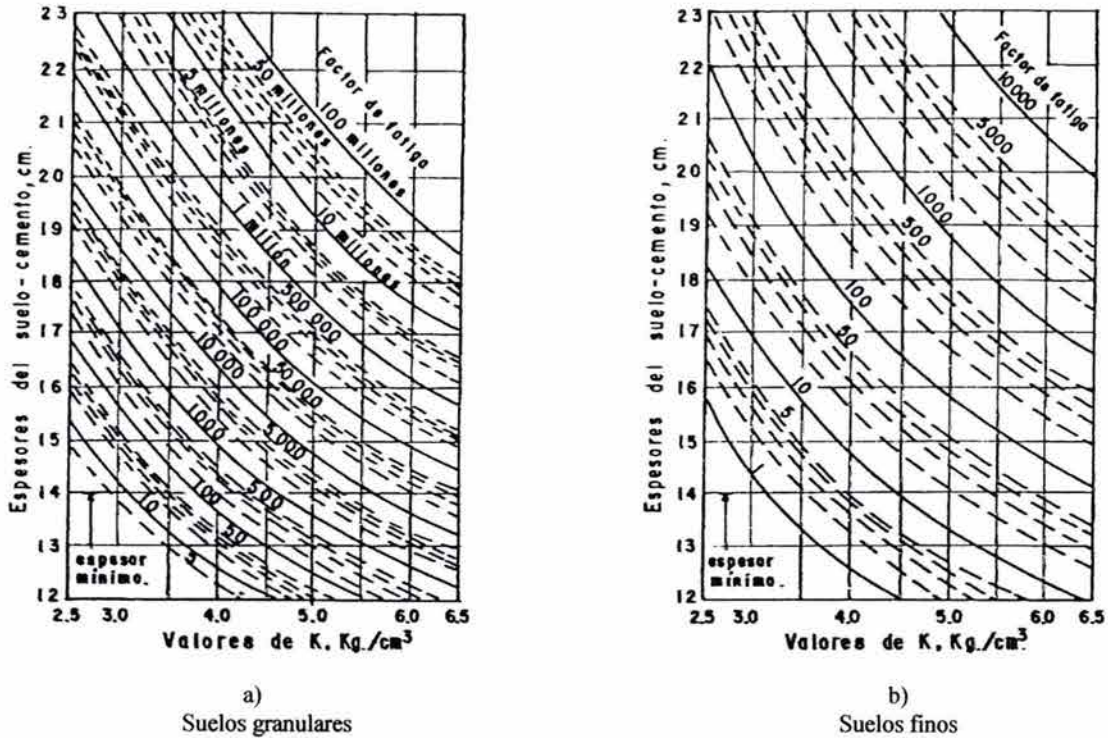


Fig. C-1. Gráficas para diseño de espesores de capas suelo-cemento.

Procedimiento constructivo

El proceso de constructivo de una capa de suelo estabilizada con cemento, básicamente esta integrado por las siguientes operaciones:

- a) Escarificación de la superficie y disgregación en caso necesario (no se aceptan grumos mayores de 3 cm al elaborar la mezcla).
- b) Verificación de la humedad del suelo, que no debe exceder en más del 2% a la óptima de la prueba Proctor estándar. No se proseguirán las operaciones hasta después de aireado haya perdido el exceso de humedad.
- c) Pulverización de la capa formada hasta lograr que todo el suelo pase la malla de 2.54 cm (1") y el 80% por la número 4.

- d) Conformación del suelo antes de preparar la mezcla.
- e) Distribución del cemento. El cemento puede distribuirse en sacos que se colocan en hilera a lo largo del tramo con la separación conveniente para su correcta dosificación; posteriormente se abren y se esparce el cemento de manera uniforme, en franjas longitudinales, que después se extienden por medio de rastras. Si se usan medios mecánicos, existen equipos que aplican el cemento a granel, controlando la dosificación para estimar el cemento necesario por metro cuadrado. Otros equipos recogen el material acamellonado (suelo y cemento), lo mezclan en seco, humedecen, vuelven a mezclar y finalmente lo depositan nuevamente acamellonándolo.
- f) Mezclado con arados de disco, o con mezcladoras mecánicas autopropulsadas, dependiendo de la magnitud de la obra.
- g) Incorporación del agua por medio de camiones tanque, si es que no se ha usado máquinas autopropulsadas, las cuales realizan el mezclado y adición de agua sucesivamente.
- h) Tendido y afinado con motoconformadoras cuando no se usa otro equipo que realice las operaciones de mezclado, incorporación de agua y tendido.
- i) Compactación con rodillos pata de cabra en suelos finos y rodillos vibratorios en materiales triturados o granulares. Los rodillos lisos se emplean para dar el acabado en la compactación final a modo de obtener una superficie sin irregularidades.
- j) Curado. Tiene como finalidad permitir la hidratación total del cemento. Lo anterior puede lograrse con cubiertas de membranas asfálticas, que impiden a la capa estabilizada perder humedad (impermeabilización), con cubiertas de plástico y papel impermeable, que cumplen la misma función, o con riegos ligeros de agua.

C.2 Estabilización de suelos con cal

El criterio usual en pavimentos es contar con una capa de suelo estabilizado con cal de igual espesor al que tendría si estuviera formada solo por suelo. Cuando se usan métodos de diseño fundamentados en el valor relativo de soporte (VRS) pueden formarse especímenes con diferentes contenidos de cal y diferentes contenidos de agua, obteniendo el VRS de cada caso hasta definir el de diseño. Conviene regular este criterio con la resistencia de suelo-cal y con otras propiedades.

Procedimiento constructivo.

El proceso de construcción de la mezcla suelo-cal es similar a la del suelo-cemento, al igual que las pruebas de laboratorio que se utilizan para determinar la calidad de los materiales obtenidos. Un criterio inicial en la preparación de mezclas es agregar al suelo 1% de cal por cada 10% de fracción fina que contenga. La Tabla D.1 muestra contenidos de cal usuales para diferentes tipos de suelos.

Tabla D-1 Contenidos usuales de cal en diferentes tipos de suelo.

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Pre-tratamiento</i>	<i>Estabilizaciones definitivas</i>
	%	%
Roca triturada	2-4	No recomendada
Gravas arcillosas, bien graduadas	1-3	3
Arenas	No recomendada	No recomendada
Arcilla arenosa	No recomendada	5
Arcilla limosa	1-3	2-4
Arcilla plástica	1-3	3-8
Arcilla muy plástica	1-3	3-8
Suelos orgánicos	No recomendada	No recomendada

Las etapas constructivas para la estabilización de capas de suelos con cal son los siguientes:

- a) Escarificación del material de apoyo.
- b) Pulverización del suelo.
- c) Adición de cal. Debe usarse cal hidratada, ya sea en seco o como lechada. Si se aplica en seco se deberán tomar las siguientes precauciones: 1) no deberá colocarse la cal cuando exista viento fuerte para evitar pérdidas y contaminación del producto; 2) deberá rociarse la cal con un poco de agua para evitar que el aire la remueva; 3) si se coloca en bolsas, deberá distribuirse por medio de rastras antes del mezclado; nunca de utilizar motoconformadora. La aplicación de la cal en seco puede efectuarse con camiones-tanque autodescargables; si se usan camiones de volteo la aplicación se realiza con un rociador mecánico. Cuando se utilicen sacos, éstos se colocaran a un lado del cuerpo del camino y posteriormente vaciarse formando pilas en el centro, que se distribuyen y nivelan con dispositivos manuales. En caso de que la cal se aplique en forma de lechada, deberá contarse con un agitador adaptado al camión de distribución para evitar que aquella se asiente. Para su distribución pueden usarse camiones tanque o pipas de preferencia con algún dispositivo mecánico que distribuya la lechada a presión.
- d) Mezclado y humedecimiento inicial para obtener una mejor homogenización y eliminación de grumos. El agua que se agrega a la mezcla es hasta un 2 % de la humedad óptima. El mezclado debe hacerse preferentemente con máquinas rotatorias. Posteriormente el material se conforma aproximadamente a la sección deseada y se le da una ligera compactación con rodillo neumático.
- e) Curado inicial para permitir que el agua y la cal rompan los grumos de arcilla el tiempo de curado es variable, según el tipo de suelo, y puede ser desde 1 a 45 horas cuando los suelos son muy arcillosos.
- f) Mezclado final y disgregación hasta que todos los grumos pasen la malla de 1" y cuando menos el 60% pase la malla No. 4 (a excepción de las partículas sólidas del suelo). Si es necesario deberá agregarse agua hasta alcanzar la humedad óptima.

- g) Compactación siguiendo las especificaciones particulares en cada caso. Deben tomarse las siguientes precauciones: 1) El tiempo transcurrido entre el mezclado final y la compactación no debe ser muy largo (menor de una semana) y de preferencia realizarse consecutivamente; 2) deberá hacerse con un rodillo neumático pesado, rodillo pata de cabra y rodillo ligero o con rodillo vibratorio, en capas no mayores de 15 cm de espesor suelto.
- h) Curado final, cuyo tiempo variara de acuerdo a las observaciones en el campo y pruebas de laboratorio. Esto se logra: a) manteniendo húmeda la superficie mediante ligeros rociados de agua que se dan periódicamente y, en caso necesario, recompackando la superficie, y b) impermeabilizando la superficie con algún riego de producto asfáltico.

C.3 Estabilización con ceniza

Cuando se efectúa la estabilización de suelo con ceniza debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a) La ceniza puede transportarse en camiones o vagones pero evitando en lo posible removerla mediante rolado, pues ello puede producir gran cantidad de grumos.
- b) Si la ceniza proviene de altos hornos con alto porcentaje de cal, deberá evitarse su contacto con el agua. Por otro parte, si la ceniza se encuentra húmeda, debe evitarse cualquier contaminación con cal durante la etapa de almacenamiento.
- c) La estabilización de suelos utilizando ceniza con cal debe hacerse en planta. Las proporciones más usuales son: una parte de cal por seis de ceniza para el caso de cal viva, y una parte de cal por cuatro de ceniza en el caso de cal apagada.
- d) Durante el tendido de la mezcla estabilizada debe cuidarse que ésta contenga el agua necesaria para que al compactarla se tenga la humedad óptima.

- e) Debe llevarse un control riguroso de la compactación, pues se ha encontrado que una variación de 5% respecto al peso volumétrico seco máximo, puede ocasionar una variación en la resistencia hasta del orden de 30%.

- f) El equipo de compactación puede consistir en rodillos mixtos, o rodillos vibratorios y neumáticos; el peso, la velocidad, número de pasadas, son factores que dependen de la estructura a compactar y deben estudiarse mediante ensayos preliminares.

ANEXO D

ALGUNOS CONCEPTOS DE IMPACTO AMBIENTAL

ALGUNOS CONCEPTOS DE IMPACTO AMBIENTAL.

Factores que intervienen en el deterioro del ambiente

Cuando no se elimina, o por lo menos se minimiza el efecto adverso que producen los caminos en el medio ambiente, pueden llegar a agredirlo de dos maneras: directamente, al deteriorarlo en forma drástica y progresiva, e indirectamente, al degradarlo a través del tránsito de vehículos con todas las consecuencias secundarias, afectando en ambos casos la calidad de la vida. A su vez, el medio puede reaccionar afectando a los caminos para dar lugar a cuantiosos gastos de conservación, que se acentuarían en los períodos críticos y en los sitios donde la afectación hubiera sido más intensa, dependiendo de la ubicación, así como de las condiciones físicas, bióticas y humanas que prevalecen en el lugar.

El impacto que producen los caminos en el medio ambiente depende directamente del tipo y características de estos, así como de los rasgos topográficos, geológicos y geomorfológicos, climatológicos e hidrográficos, bióticos y de uso actual del terreno, del medio donde se alojen y de su zona de influencia.

Entre los factores que interviene en el deterioro del medio están, las características propias del camino. Dependiendo del ancho de vía será la magnitud del área afectada en forma directa, y de la altura de los terraplenes y de la profundidad de los cortes dependerá la extensión del área afectada en forma indirecta, además del efecto de la explotación de bancos de materiales, por la magnitud de las áreas que interesan directa o indirectamente.

Por otra parte, los rasgos topográficos y la geología del sitio condicionan el grado de deterioro ambiental que produciría el camino. El deterioro aumentaría mientras la conformación del terreno se vuelve más accidentada y los suelos sean fácilmente erosionables, debido a que crecerían las áreas expuestas a la erosión en los cortes del terreno propiciando asentamientos y deslizamientos favoreciendo el arrastre de masas de materiales que se depositarían en el camino o afectarían áreas vecinas, aún contaminar las aguas de las corrientes interceptadas, que conducirán los acarrees para sedimentarlos aguas abajo en los lugares menos propicios.

En cuanto a los factores climatológicos e hidrológicos, si no se consideran debidamente en el proyecto del camino, tienen una influencia decisiva en la perturbación del medio ambiente donde éste se aloja, tanto por el efecto directo de los agentes erosivos (viento y lluvia) productores de los azolves que se sedimentan en los sistemas de drenaje y obstruyen el flujo del agua, y en las estructuras de cruce, que al reducir el área libre propician su flanqueo, dando lugar a inundaciones aguas arriba y retención de escurrimientos y niveles freáticos abatidos aguas abajo, con la consiguiente degradación de la vegetación, que además favorecería el deslizamiento de tierras.

Al eliminar la vegetación natural del derecho de vía del camino y de las zonas de bancos, se perturban en forma drástica los ecosistemas naturales de una superficie mayor que la afectada por el camino. Este efecto negativo es más pronunciado en zonas montañosas cubiertas de bosques y en las selvas tropicales húmedas, donde se acentúa también el deterioro del paisaje natural.

Es durante la etapa de construcción cuando los caminos pueden causar los más graves daños al medio ambiente, ya sea dejando que los suelos descubiertos permanezcan expuestos a la erosión durante largos periodos, o buscando en forma empírica el talud de equilibrio natural del terreno y arrojando a fondo perdido los materiales producto de las excavaciones, que al deslizarse pueden arrasar vastas extensiones cubiertas de vegetación y propiciar derrumbes y degradación del paisaje; o aún más, se arrojan los materiales de desperdicio en los cauces de las corrientes que se interceptan, causando problemas hidráulicos y de sedimentación de tierras bajas.

Otro factor importante para la producción de azolves en los caminos, son las zonas de préstamo de materiales, ya sean laterales o de banco, si se sobreexplotan tomando sólo en cuenta solamente el punto de vista constructivo, dejando expuestas a la erosión extensas áreas.

Los fenómenos de erosión adquieren importancia durante los periodos de lluvia y se acentúan hasta adquirir características graves al ocurrir perturbaciones atmosféricas, que se presentan acompañadas de fuertes lluvias e intensos vientos de gran poder destructivo. Es entonces cuando sobrevienen asentamientos y derrumbes de los taludes, aludes de lodo con materiales y otros desprendimientos que se precipitan sobre el camino.

Uno de los principales factores de contaminación ambiental es la expulsión de gases por los escapes de los vehículos automotores, especialmente monóxido de carbono, plomo, hidrocarburos, óxidos de nitrógeno. Contribuyen a la contaminación ambiental el hule de las llantas y el asfalto de las calles, pulverizados por la abrasión que produce la fricción de las ruedas. Otro tipo de emisiones consiste en humos y gases producto de la maquinaria utilizada y el polvo del material suelto por la construcción de las obras.

Perturbaciones en el ambiente

Si no se adoptan medidas previas para evitarlas, la construcción de un camino perturbará directamente e indirectamente el equilibrio ecológico de una faja de terreno que se extiende mucho más allá del derecho de vía, incluyendo los ríos y arroyos.

Al eliminar la vegetación existente en el derecho de vía del camino y en las áreas destinadas a bancos de materiales, suelen fraccionarse los sistemas naturales, perdiendo su unidad, para deteriorarse progresivamente y desequilibrar también el funcionamiento de los ecosistemas vecinos al recibir la inmigración de las especies animales expulsadas, que pasan a ejercer presión sobre las cadenas alimenticias, dando lugar a desajustes y a la degradación del medio.

Por otra parte, los caminos interceptan el drenaje natural, que durante los periodos de construcción sufren cambios radicales si se desvían los cursos de algunas corrientes para reducir el número de estructuras, suspendiendo los escurrimientos por unos cauces para incrementarlos por otros, con la consiguiente alteración o destrucción de los ecosistemas respectivos.

Cuando las características de los materiales lo permiten, los caminos alojados en excavación funcionan como drenes y abaten los niveles freáticos de una faja de terreno más o menos amplia, donde la vegetación natural podrían degradarse. La explotación de préstamos es otro factor que puede alterar el drenaje natural del área del camino e incrementar la pérdida de humedad que favorece la degradación de la cubierta vegetal.

Los caminos pueden contribuir directamente a la destrucción o al deterioro de los recursos naturales renovables en dos formas: directamente, en la faja del derecho de vía, e indirectamente, en el medio circundante, que recibe el impacto de los efectos secundarios. El efecto directo se refiere al cambio de uso del terreno en la faja que comprende el derecho de vía que reduce la superficie de suelos agrícolas y elimina diferentes clases de cubierta vegetal y el efecto indirecto al deterioro que sufrirían los recursos naturales en el medio circundante como resultado de la construcción del camino.

Además del efecto directo de la pérdida de suelo que ocurre al construir el camino, los suelos del medio circundante pueden sufrir gran deterioro como resultado de los fenómenos de erosión y arrastre que llegan a producirse en las áreas expuestas de los taludes, en los cortes, en los encauzamientos deficientes y en las zonas de préstamos y bancos, así como la sedimentación que ocurre en las partes bajas, que pueden traducirse en deterioro de los suelos o pérdida de este recurso básico.

Evaluación de los impactos ambientales

Para conseguir que el camino se integre en forma armónica al medio ambiente y contribuya a mejorarlo y desarrollarlo, es preciso que el provecho se base en un estudio interdisciplinario que cubra los múltiples aspectos del problema y sus interrelaciones, variables según el caso de que se trate, y permitan identificar los impactos directos e indirectos de cada componente.

Un estudio de esta clase aporta elementos de juicio para adoptar la solución óptima de emplazamiento del camino y de las características de las obras básicas (cortes, terracerías, sistemas de drenaje, etc.), de ubicación y aprovechamiento posterior de las zonas de préstamos y bancos de materiales, de identificación de las actividades complementarias en el derecho de vía (conservación de los suelos y el agua, forestación y reforestación siembra de pastos, etc.) y de localización de las zonas adyacentes que se integran al camino.

La identificación de los impactos que producen los caminos, permite en ocasiones solamente disponer de elementos para minimizar su efecto y en otros, cuando menos, conocer por adelantado sus consecuencias.

Debe de realizarse un estudio de factibilidad ambiental que permita identificar los impactos directos e indirectos que producirán estas obras de infraestructura en la faja afectada directamente y en el medio circundante, a fin de proponer medidas para contrarrestarlos o minimizarlos.

En esta forma, los estudios técnicos, socioeconómicos, y ambientales del camino y de las zonas adyacentes deben comprender los aspectos físicos (topografía, geología, geomorfología, geotecnia, climatología, hidrología, etc.), bióticos (agrología, ecología, cubierta vegetal, fauna silvestre, etc.) y socioeconómicos (población, ocupación, tenencia de la tierra, uso actual, potencial y propuesto del terreno, así como el valor del mismo, paisaje actual y potencial, etc.), dependiendo en cada caso particular de la importancia que se asigne a cada uno de estos factores y de la selección que se haga de los elementos que deben atenderse con mayor detalle.

Además de los estudios topográficos, geológicos, hidrológicos y de geotecnia que se llevan a cabo tradicionalmente en los proyectos de caminos, debe realizarse el conjunto de estudios básicos adicionales, entre los que son especialmente importantes: a) estudios geomorfológicos, b) capacidad de uso del terreno, c) uso actual del terreno, d) tenencia de la tierra, e) estudios ecológicos.

Medidas de prevención y mitigación.

Una vez seleccionada la alternativa óptima de localización de un camino, la que permite alojarlo en el medio minimizando su impacto, en función de los elementos físicos, bióticos y humanos, es preciso aplicar ciertas medidas constructivas adicionales, encaminadas a reducir y aún a neutralizar los efectos del deterioro ambiental.

En primer lugar la de mayor importancia es diseñar el camino en forma de que los diferentes elementos que lo componen se integren al medio circundante.

El derecho de vía debe seleccionarse tratando de conservar los recursos naturales y preservar los valores escénicos, procurando no entrar en conflicto con el ambiente en general, incluyendo el paisaje

Mientras más tendidos queden los taludes de los terraplenes y los cortes, menor será el impacto general en el medio. Esta medida está íntimamente relacionada con el aprovechamiento de los suelos procedentes de los despalmes del terreno en áreas de desplante y en los préstamos laterales, para cubrir los taludes y otras áreas expuestas, a fin de propiciar el desarrollo de una cubierta vegetal protectora que contribuya a la conservación del camino.

Cuando son terraplenes formados con materiales procedentes de bancos, el aprovechamiento de los suelos que provienen de los despalmes del área de cimentación se realiza almacenando el producto fuera del desplante, para que una vez construido el terraplén con los materiales extraídos de los bancos y perfilada la sección, se extienden dichos suelos sobre los taludes, recubriendo una faja de terreno que queda con una pendiente más tendida que los propios taludes.

En los terraplenes formados con préstamos laterales contiguos al desplante, el aprovechamiento de los suelos provenientes del despalme del área de cimentación y de las zonas de préstamo se lleva a cabo almacenando el producto fuera de dichas zonas. Al aplicar este procedimiento, es preciso que se extraigan de los préstamos solamente los volúmenes de materiales requeridos para formar el terraplén, procurando terminar la explotación en forma de que la sección quede ligada con el talud del propio terraplén, dando asimismo al extremo del préstamo un talud adecuado hacia el límite del derecho de vía. Una vez perfilada la sección y preparado el terreno en la forma señalada, se extiende el material resultante del despalme sobre los taludes del terraplén y de ambos lados de los préstamos, que quedan cubiertos por una capa de suelo.

Cuando los terraplenes se forman con préstamos laterales inmediatos al límite del derecho de vía, los suelos provenientes del área de cimentación y de las zonas de préstamos se aprovechan almacenando el producto entre ambas superficies.

La aplicación de estas recomendaciones depende no solamente de la ubicación de los bancos de materiales o de los préstamos, sino también de las condiciones físicas y bióticas de cada una de las zonas que cruza el camino y en general, mediante un aumento razonable de los costos de construcción, se logra, en algunos casos, reducir los costos de conservación.

Por otra parte, es frecuente que los sistemas de drenaje de los caminos, constituidos por contracunetas, cunetas, cauces artificiales, rectificaciones de cauces naturales y alcantarillas, no tengan las características ni la ubicación requeridas para eliminar con la eficiencia necesaria las aguas que llegan al derecho de vía, dando lugar a modificaciones sustanciales en los escurrimientos, que alteran el medio circundante y llegan a afectar al propio camino. Para evitar lo anterior, los sistemas de drenaje de los caminos deben basarse en un estudio exhaustivo del sistema de drenaje natural de toda el área, que podría realizarse por cuencas de captación y atendiendo a todos los factores que se interrelacionan para dar complejidad al problema.

De entre los todos los efectos que se producen las explotaciones de los materiales en el medio, destaca particularmente el deterioro que se produce en el paisaje, al dejar a lo largo de las rutas extensas áreas expuestas a la erosión, que van degradando el medio circundante.

Como norma general, se deben evitar los préstamos laterales y en caso externo, serán someros, para evitar el drenaje y desecación de las fajas de tierra adyacentes, que al perder su humedad son incapaces de sustentar una cubierta vegetal natural o artificial.

El criterio general, que necesariamente aumenta los costos de construcción y que resulta en ocasiones de difícil aplicación, debe de ser el de ocultar los bancos de materiales de la vista del usuario del camino, evitando la exposición del terreno devastado.

Una vez localizados los sitios para extracción de materiales, debe de planearse su explotación racional y el restablecimiento de condiciones semejantes a los originales, de manera que desaparezca el efecto de remoción y destrucción. Los suelos procedentes de los despalmes se deben de depositar fuera de las áreas de trabajo a fin de evitar la contaminación de otros materiales, para colocarlos sobre el terreno explotado una vez que se termine la extracción, para propiciar el desarrollo de una cubierta vegetal protectora. Desde luego que la explotación racional de los préstamos y los bancos incluye algunos trabajos de acabado de las excavaciones, en combinación con la extracción, para dar al terreno una conformación natural.

Cuando se trate de grandes excavaciones, es preciso prever con anticipación el aprovechamiento que se darán a las depresiones que se formen en el terreno, mediante trabajos complementarios. De acuerdo con las condiciones especiales de cada caso, las depresiones pueden aprovecharse como depósitos de agua, alimentándolos con alguna corriente cercana y proveyéndolos de dispositivos de control, para usarlos con fines de riego, acuicultura o recreo. Estas excavaciones pueden aprovecharse también, cuando las condiciones geológicas del terreno lo permitan, para recargar acuíferos subterráneos.

En resumen, de acuerdo a las condiciones de cada zona y según el caso que se trate, debe preverse el uso del terreno en las áreas afectadas por las grandes excavaciones resultantes de las explotaciones de materiales.