



Evaluación e identificación del potencial de colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile

Assessment and identification of potential collapse in volcanic ash soils in Southern Chile

Hermosilla M.¹, Cardenas J.¹

**1 Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de la Frontera, Chile
mhermo@ufro.cl, fono: 56-45-592815, fax: 56-45-592817**

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
27-06-2012

Aceptado
26 -10-2012

Publicado
20 -12-2012

Palabras Claves:
Colapso
Suelo de ceniza
volcánica

ARTICLE INFO

Article history:

Received
27-06-2012

Accepted
26 -10-2012

Available
20 -12-2012

Keywords:
collapse
volcanic
ash soils

RESUMEN

El trabajo presenta una descripción y evaluación del colapso a diversos suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile, mediante la evaluación de sus parámetros físicos, según diferentes criterios de identificación. Los criterios se evalúan con los parámetros físicos en estado natural y en estado seco en horno. Se presentan también ensayos para identificar el potencial de colapso, analizando muestras mediante ensayos normados. Finalmente se analizan y discuten los resultados.

Abstract

This paper presents the behavior and collapsing features of several volcanic ash soils of Southern Chile. The geotechnical parameters are determined according to different criteria of classification, such as the void ratio in natural state and oven-dry state. Tests results are presented to show are collapsibility observed in standard geotechnical tests.

1. Introducción

En Chile, los suelos derivados de cenizas, específicamente los suelos alofánicos cubren parte importante de nuestro país, aproximadamente 3.757.000 hectáreas, de las cuales, el 89% corresponden a suelos Trumaos, el resto a los llamados Ñadis. Estos suelos son formados principalmente de vidrio volcánico altamente susceptible a alteraciones, debido a que presentan una estructura atómica amorfa que al descomponerse genera partículas que preceden la formación de arcillas. Estas partículas son denominadas alofanos e imogolitas, las cuales le confieren características especiales a este tipo de suelos, generando así un comportamiento geomecánico diferente al convencional. Las propiedades particulares que presentan estos suelos son, entre otras, la capacidad de retener gran cantidad de agua, tienen humedades naturales elevadas, entregan densidades secas bajas, elevados ángulos de fricción, además de presentar cambios en su estructura al ser secados. (Verdugo y Paredes 2004)

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente acerca de las características especiales que poseen los suelos derivados de cenizas volcánicas, y su ubicación en gran parte de nuestro territorio, es necesario investigar acerca de los diferentes criterios de estimación de colapso y la evaluación del potencial de colapso de estos suelos, siendo este, el principal objetivo del presente trabajo.

2. Exposición General del Problema

2.1 Definición de colapso en mecánica de suelos

Cualquiera sea el tipo de estructura de suelo que se esté considerando, siempre es posible hablar de vínculos o fuerzas que unen o ligan una partícula a otra. En unos casos, las partículas están en contacto directo entre sí (partícula-partícula) unidas por fuerzas externas o capilares, y en otros casos estas fuerzas o vínculos pueden tener carácter fisicoquímico o eléctrico, incluso no existir contacto directo entre las partículas.

Si la estructura del suelo se encuentra en estado de equilibrio, y un agente externo provoca una disminución o anulación de las fuerzas que vinculan unas partículas con otras, puede suceder que el suelo pase a un nuevo estado de equilibrio. Este proceso entre dos estados de equilibrio puede provocar o no, un cambio de la estructura del suelo, dependiendo de:

La magnitud de los cambios provocados en los vínculos y/o fuerzas por el agente externo.

El estado tensional existente en los vínculos.

Si los cambios provocados por el agente externo en las características de los vínculos, no son suficientes como para movilizar un cambio de estructura, ésta permanecerá inalterada. Sin embargo, la condición de equilibrio puede haber variado, dado que de alguna forma el agente ha “sensibilizado” al suelo. En cambio, si el estado tensional en los contactos es superior a la resistencia que tienen éstos durante el proceso, las partículas cambiarán de posición, produciendo un cambio de estructura y pasando a un nuevo estado de equilibrio que puede derivar muchas veces en el colapso del suelo.

2.2 Características de los suelos colapsables

Los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como:

- Estructura macro porosa, con índice de huecos (e), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.
- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o “puentes” de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

2.3 Tipos de suelos colapsables

La mayoría de los suelos colapsables que se presentan en estado natural son eólicos, es decir, arenas y/o limos depositados por el viento en regiones áridas y semiáridas, tales como los loes, las playas eólicas, los depósitos de polvo volcánico, arenas arcillosas sueltas y arenas sueltas cementadas por sales solubles las cuales tienen altas relaciones de vacíos, pesos específicos bajos y sin cohesión o sólo ligeramente cohesivos. Estos suelos están íntimamente relacionados con los depósitos glaciales, especialmente en las cercanías de las vías principales de los glaciales y zonas

de derrames. El arrastre del viento a través de las grandes áreas cubiertas de arenas, ya sean llanuras de derrame, playas, llanuras de inundación de ríos anchos o aún llanuras de desierto, se lleva la arena y las partículas de tamaño del limo, pero deja la grava.

Los granos pequeños ruedan unos sobre otros o saltan pequeñas distancias en el aire y se amontonan para formar médanos, mientras que las partículas más finas son llevadas lejos.

Algunas veces depósitos de suelos colapsables son dejados por inundaciones y flujos de lodos. Estos depósitos se secan y quedan pobremente consolidados (preconsolidación aparente).

2.4 Mecanismo de colapso

A continuación, se analizarán los diferentes mecanismos de colapso para distintas estructuras de suelos.

Las siguientes condiciones generales son las que se deben dar para que ocurra el colapso (Dudley, 1970):

La estructura del suelo deberá tener ciertas características, de modo tal que se tienda a la ocurrencia de dicho fenómeno.

Las partículas estarán unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes que son susceptibles a ser anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad del suelo.

Cuando este soporte es reducido o anulado, las partículas del suelo deslizan o ruedan, por una pérdida de la resistencia al corte. Los suelos granulares, como las arenas y las gravas, presentan un tipo de estructura simple, también ampliable a los limos.

3. Criterios de Identificación del Colapso según Parámetros Físicos del Suelo.

En general, la mayoría de estos métodos de identificación tienen más bien un carácter cualitativo que cuantitativo.

Varios investigadores propusieron, para su identificación, diversos métodos para evaluar los parámetros físicos de los suelos colapsables. Dichos métodos utilizan las propiedades índices de los suelos.

Los investigadores y sus criterios más acordes a los tipos de suelos del presente estudio, son:

3.1 DENISOV (1951). Este investigador utilizó un coeficiente de hundimiento K:

3.2 CLEVENGER (1958). Propuso evaluar el parámetro σ_d :

3.3 PRIKLONSKI (1952). Propuso un coeficiente Kp para su identificación:

3.4 GIBBS (1961). Propuso una razón de colapso dada por el coeficiente R.

3.5 SOVIET BUILDING CODE (1962). Se propuso un coeficiente L:

3.6 FEDA (1964). Este investigador propuso un coeficiente KL

3.7 HOLTZ Y HILF (1961). Sugirieron un gráfico según:

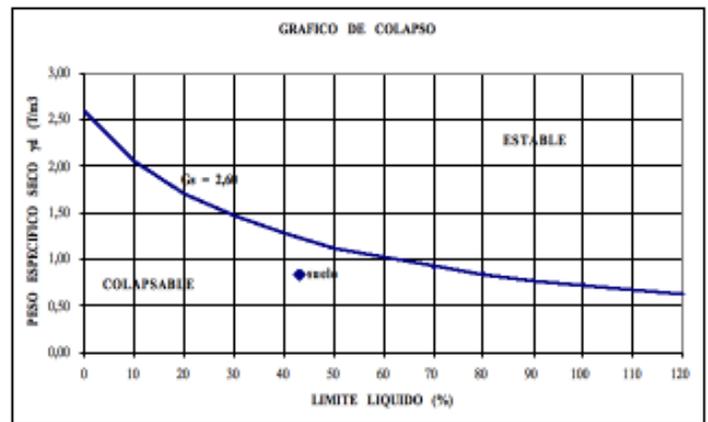


Figura 1: Gráfico según peso específico seco versus el límite líquido.

3.8 GONZÁLEZ DE VALLEJO. Propuso la siguiente tabla, en función de γ_d

Grado de colapso	Densidad seca γ_d (Ton/m³)	Potencial de colapso (%)
Bajo	> 1,4	< 0,25
Bajo a medio	1,2 - 1,4	0,25 - 1,0
Medio a alto	1,0 - 1,2	1,0 - 5,0
Alto a muy alto	< 1,0	> 5,0

Tabla 1: Relaciones entre densidad seca y grado y potencial de colapso

4. Descripción del Potencial de Colapso Mediante Ensayos Normados.

Para la evaluación directa del colapso, existen métodos tales como la Prueba de Carga, Pruebas Edométricas Dobles, y la Prueba Edométrica Típica, pero normada según norma UNE 103406 o bien su equivalente ASTM D5333, llamadas “Ensayo de Colapso en Suelos” y “Medida del Potencial de Colapso en Suelos”, respectivamente. Esta prueba o ensayo normado, a modo general, consiste en tomar una muestra de suelo inalterado, la que deberá ser cuidadosamente tallada y dispuesta en la misma dirección que ocupaba en el estado natural, dentro de la célula de consolidación. Se ajusta el consolidómetro en el aparato de carga y se somete la muestra a un ensayo edométrico hasta alcanzar una presión, en este caso de 2,00 kg/cm², para esto, se aplican

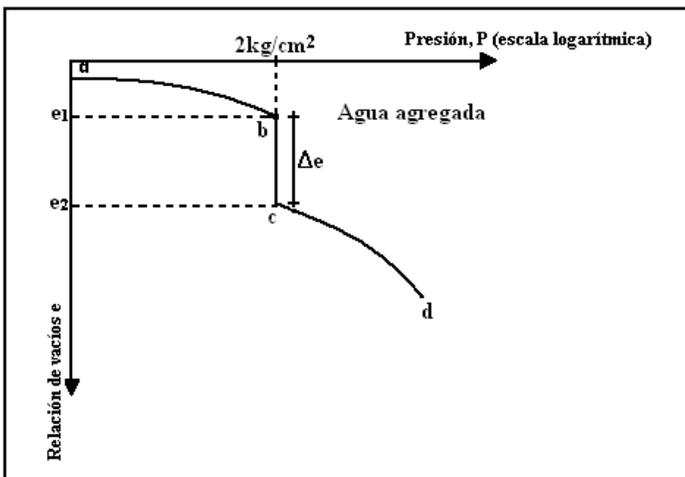


Figura 2: Curva típica ensayo de colapso.

Cuando el suelo ha estabilizado sus asientos con la presión de 2,00 kg/cm², se lo inunda aplicando una presión por la base de 0,20 kg/cm², elevando la presión de sobrecarga a 2,20 kg/cm², dejando consolidar la muestra por 24 horas. Se registra la lectura de descenso de la muestra por inundación (Δe) y se prosigue cargando el suelo doblando la carga. Finalmente, se descarga la muestra y el total de ella se coloca dentro del horno por 24 horas para determinar el peso seco. Se grafica la curva relación de vacíos (e) v/s logaritmo de presión como muestra la figura 2.

Luego, se determinan el potencial de colapso (CP) de la muestra, mediante la expresión:

$$C_p = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \times 100$$

eo : relación de vacíos de terreno (4.1)

Además, la severidad de los problemas de cimentaciones asociados con un suelo colapsable, se correlaciona con el potencial de colapso “CP”, (Clemente & Finbarr, 1981) según la siguiente tabla.

C _p (%)	Severidad del problema
0-1	Ningún problema
1-5	Problema moderado
5-10	Problema
10-20	Problema severo
20	Problema muy severo

Tabla 2: Relación del potencial de colapso y la severidad de los problemas de la cimentación.

5. Evaluación y Determinación Del Colapso.

Se analizaron un total de 27 muestras inalteradas, extraídas de ciudades de Temuco, Valdivia y Osorno

5.1 Evaluación de los criterios mediante propiedades físicas.

A continuación se muestra el resumen total de las 27 muestras, evaluados todos los diferentes criterios de identificación del colapso con límites de Atterberg al natural. De la misma manera se procedió para las muestras con límites al horno. Luego se realizó una comparación de los resultados, la cual se presenta en la tabla 3.

Muestras	Límites Atterberg al natural	Límites Atterberg al horno
M1	No colapsable	Colapsable
M2	No colapsable	Colapsable
M3	Colapsable	Colapsable
M4	Colapsable	Colapsable
M5	Colapsable	Colapsable
M6	Colapsable	Colapsable
M7	Colapsable	Colapsable
M8	Colapsable	Colapsable
M9	No colapsable	Colapsable
M10	No colapsable	Colapsable
M11	No colapsable	Colapsable
M12	Colapsable	Colapsable
M13	Colapsable	Colapsable
M14	No colapsable	Colapsable
M15	No colapsable	Colapsable
M16	No colapsable	Colapsable
M17	No colapsable	No colapsable
M18	No colapsable	Colapsable
M19	No colapsable	Colapsable
M20	No colapsable	Colapsable
M21	No colapsable	Colapsable
M22	No colapsable	No colapsable
M23	Colapsable	Colapsable
M24	No colapsable	Colapsable
M25	No colapsable	Colapsable
M26	No colapsable	Colapsable
M27	No colapsable	No colapsable

Tabla 3: Comparación de muestras con límites de Atterberg al natural y al horno.

De la tabla anterior, en relación a la variación en la identificación del colapso, podemos observar lo siguiente:

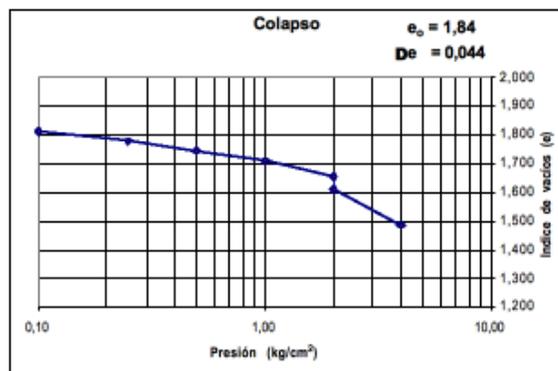
De no colapsable a colapsable, se identificaron 15 muestras. De colapsable a no colapsable, no se registraron muestras. Ahora bien, las muestras que no presentaron una variación en la identificación del colapso, fueron sólo 3 muestras para no colapsables, todas estas con peso seco mayor a 1.04T/m³, donde la M17 clasifica como SM y la M27 como CH.

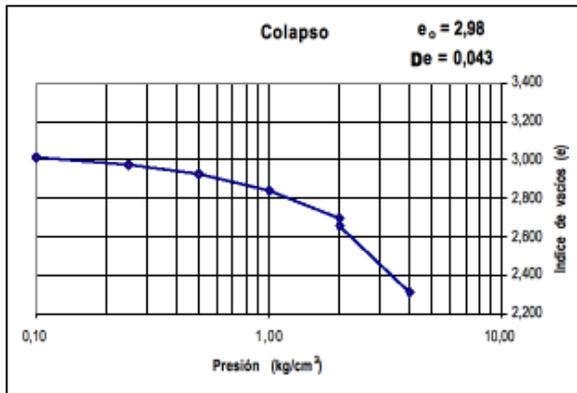
Las que se mantuvieron como colapsable, fueron 9 muestras.

5.2 Determinación del potencial de colapso según norma

Para esto se eligieron tres de las veintisiete muestras de suelo. Los suelos elegidos corresponden a las muestras 25, 26 y 27. Las muestras 25 y 26 corresponden a suelos de la ciudad de Valdivia. La muestra 27 corresponde a Temuco (sector norte).

El ensayo se realizó usando el método de muestras inalteradas por lo que las muestras de suelo fueron cuidadosamente talladas y dispuestas dentro de la célula de consolidación en la misma dirección que ocupaban en el estado natural. A continuación se muestran los gráficos arrojados. Finalmente se obtienen los potenciales de colapso de las tres muestras y su grado de severidad en ingeniería.





Comparando estos resultados con los obtenidos mediante los criterios en base a parámetros físicos del suelo en estado natural, observamos que los criterios que más se acercaron a los resultados del ensayo, fueron para cada muestra los siguientes:

Muestra 25: Denisov, Gibbs, Feda y Holtz y Hilf.

Muestra 26: Denisov, Gibbs, Feda y Holtz y Hilf.

Muestra 27: Denisov, Clevenger, Gibbs, Feda, González de Vallejo, y Holtz y Hilf.

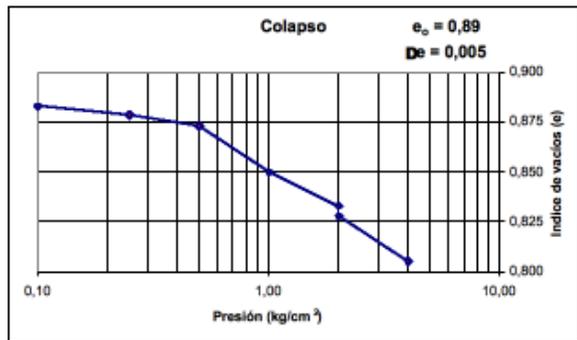


Figura 4: Gráficos del edómetro para las muestras 25, 26 y 27 respectivamente

Con los datos derivados del ensayo de edométrico para evaluar el colapso, se estimó el potencial de colapso (CP) de cada muestra. Los valores obtenidos y la severidad del problema que estos implican, se detallan en la tabla 4.

Muestras	Cp (%)	Severidad del problema
M25	1,55	Problema moderado
M26	1,08	Mixto PM - NP
M27	0,26	Ningún problema

Tabla 4: Potencial de colapso y severidad del problema de las tres muestras ensayadas bajo norma

6. Conclusiones

En torno a los criterios de identificación, según parámetros físicos

Mientras mayor es la diferencia entre los límites líquidos al natural y al horno, mayor es la diferencia en los resultados arrojados por los criterios de identificación de colapso. Por el contrario, si la diferencia entre los límites líquidos de un mismo suelo, no es tan grande, los criterios arrojan resultados similares. Esto nos indica que los suelos que no presentan esta diferencia, es decir, suelos arcillosos, tales como rojos o pardo-arcillosos, son prácticamente inertes a estas variaciones (muestra 27).

Con respecto a los resultados anteriores, la mayoría de los suelos estudiados en este trabajo, serían no colapsables si se mantiene su estructura original intacta, es decir en estado natural.

Los criterios de identificación de colapso en base a parámetros físicos, fueron desarrollados para suelos con ciertas similitudes a los suelos de cenizas volcánicas, pero particulares, cuyo comportamiento geomecánico no dista en demasía de la mecánica de suelos tradicional, como es el caso de los suelos alofánicos.

En torno a los ensayos normados

El ensayo de colapso permite estimar la variación de la relación de vacíos de un suelo al ser inundado bajo la presión de carga. La norma que rige este ensayo es la UNE 103406/06, y su equivalente ASTM D 5333/92, la cual permite realizar una evaluación real del potencial de colapso de un suelo y por ende, la severidad del problema a ocasionar según Clemente y Finbar 1981.

El ensayo de colapso Normado fue realizado a tres muestras de suelos inalteradas. Este método simula las condiciones que tiene el suelo en estado natural. Los resultados para los suelos ensayados van desde Ningún Problema a Problema Moderado.

En torno a la relación entre criterios y ensayos

Para realizar un análisis comparativo entre los resultados del ensayo y los resultados de los criterios físicos, deben considerarse los criterios donde se utilizaron los límites de Atterberg al natural y no al horno. Según esto, se obtuvo que los criterios físicos que más se acercaron a los resultados de la norma, fueron: Denisov, Gibbs, Fedá y Holtz- Hilf.

Si bien estos criterios se acercaron bastante a los resultados del ensayo normado, es recomendable limitar su uso en función del conocimiento acerca del comportamiento geomecánico de un suelo. Esto se debe en parte, a que la mayoría de los criterios en base a parámetros físicos no consideran la carga a la cual se somete el suelo, si no más bien consideran la incidencia del agua en el suelo.

Desde el punto de vista de la aplicación en ingeniería, es válido a modo preliminar evaluar el colapso con los parámetros físicos del suelo, en condiciones naturales, según los criterios de Denisov, Gibbs, Fedá o Holtz y Hilf, es decir, evaluar los criterios con los límites de Atterberg en estado natural siempre y cuando la evaluación del criterio de cómo resultado No Colapsable, cuestión ratificada por los ensayos de colapso. Ahora bien, en el caso que sea Colapsable, se recomienda evaluar el Potencial de Colapso, según ensayo normado.

General

El estudio en si, no consideró la geología en detalle acerca del origen, transporte, depositación, ambiente de formación, ni topografía de las cenizas volcánicas analizadas, de manera tal de dilucidar algún patrón de comportamiento claro, en relación a los resultados del estudio. Sin embargo, podemos decir que los suelos analizados de Temuco, Valdivia y Osorno, poseen tiempos y espacios diferentes, marcados por una compleja geología, los cuales influyen drásticamente en los procesos de transformación de suelos derivados de cenizas volcánicas.

7. Referencias

- ASTM D5333., (1992). Norma "Measurement of Collapse Potential of Soils".
- Basualdo C., (2005), Publicación, "Cátedras de Geotecnia y Cimentaciones", Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Buenos Aires.
- Braja M. Das, (2002), "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4ª Edición, Internacional Thomson Editores.
- Clemente, S. P., y Finbarr, A. O., (1981) "Design Considerations for Collapsible Soil of the Geotechnical Engineering Division, ASCE vol 107, pp. 305-317.
- Clevenger, W. (1958). "Experience with Loess as Foundation Material", ASCE, vol. 123, pp. 151-170.
- Denisov, N. Y. (1951). The Engineering Properties of Loess Loams, Gosstroisder. Moscow.
- Feda, J. (1964). "Colloidal Activity, Shrinking and Swelling of Some Clays", Proceeding, Soils Mechanics Seminar, Loda, Illinois, pp. 531-546.
- Gibbs, H. J. (1961). Software gráfico de colapso, versión 2004. www.IngenieríaGeologica.com
- González de Vallejo, L. (2002). "Ingeniería Geológica". Editorial Prentice. Madrid.
- Holtz, W. G., y Hilf, J. W. (1961). "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation Proceedings, 5ª Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Paris, vol. 1, 1961, pp. 673-679.
- Paredes, M., (2004), "Comportamiento geomecánico de cenizas volcánicas", Tesis de Magíster en Ingeniería Geotécnica, Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Lizcano, A., Herrera, M.C., Santamaría, J.C., (2006). Revista In. De Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(2) pp.167-198.
- Peck, Hanson, Thornburn, (2002). "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa S.A.
- Pérez, A., (1982). "Influencia del grado de secamiento sobre el comportamiento de limos provenientes de cenizas volcánicas", 1er Congreso de geotecnia de Chile. Santiago.
- Spielberg, P., Weisser, A., (2006). "Estimación de la Tensión de Pre-consolidación y Potencial de Colapso en Suelos", Dpto. de Ingeniería en Obras Civiles. Universidad de La Frontera.
- UNE 103406., (2006). Norma "Ensayo de Colapso en Suelos".
- Verdugo, R. y Paredes, M., (2004) "Comportamiento geomecánico de suelos alofánicos". V Congreso de Ingeniería Geotécnica. Santiago de Chile.
- Wesley, Laurence D. (1990). "Influence of structure and composition on residual soils". Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, No. 4.
- Wesley, Laurence D. (1998). Geotechnical Characterisation and Behaviour Allophane Clays. University of Auckland, Auckland, New Zeland.