

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
SECCIÓN DE POST-GRADO**



***“INVESTIGACIÓN DEL CONGLOMERADO
COLAPSABLE DE LA CANO-VITOR AREQUIPA”***

TESIS

*Para optar el Grado de Magister en Ciencias
con mención en Ingeniería Geotécnica*

ERASMO ALEJANDRO FERNANDEZ SIXTO

*Lima - Perú
1998*

**"INVESTIGACION SOBRE EL CONGLOMERADO COLAPSABLE
DE LA CANO-VITOR AREQUIPA"**

Ing. ERASMO ALEJANDRO FERNANDEZ SIXTO

Presentado a la Sección de Post-Grado de la Facultad de Ingeniería Civil en
Cumplimiento Parcial de los Requerimientos para el Grado

de

**MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN
INGENIERIA GEOTECNICA**

de la


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Enero de 1998

© 1998 Erasmo A. Fernández Sixto , Todos los Derechos Reservados

El autor autoriza a la UNI a reproducir y distribuir esta Tesis en todo o en parte.

Autor


ERASMO ALEJANDRO FERNANDEZ SIXTO
Facultad de Ingeniería Civil
09 de Enero de 1998

Recomendado por


MS.c. ALBERTO M. MARTÍNEZ VARGAS
Profesor de Geotecnia
Asesor de Tesis

Aceptado por :


C.E. FRANCISCO CORONADO DEL AGUILA
Jefe de la Sección de Post-Grado

INVESTIGACION DEL CONGLOMERADO COLAPSABLE DE "LA CANO, VÍTOR-AREQUIPA"

RESUMEN

El conocimiento de la existencia de suelos compuestos por un conglomerado de partículas gruesas (gravas, guijarros y bolones) embebidos dentro de una matriz de partículas menores (arenas, limos y arcillas), que posee un comportamiento colapsable; no tiene precedentes en el Perú a excepción de la advertencia señalada por el profesor Alberto Martínez Vargas (1980). Justamente el mencionado investigador atribuyó al suelo de la formación Sotillo localizado en la escarpa del Pie de la Cuesta en el valle del río Vitor, departamento de Arequipa, un comportamiento de este tipo, a raíz del Deslizamiento Compuesto ocurrido en el año de 1974.

A este movimiento de masas se relaciona con el siguiente mecanismo de falla. El suelo del Sotillo que ocupa las laderas media y baja sobreyaciendo a rocas intrusivas, está formado por sedimentos del Terciario de origen marino, posee una densidad alta y contiene elementos cementantes (carbonatos de calcio) y arcillas con minerales de montmorillonita dentro de la matriz. Este suelo por encontrarse en una zona árida con una precipitación promedio anual de 18 mm, posee contenidos de humedad menores del 2%, por ende su resistencia al corte en este estado es sumamente alto. En la cima de la escarpa se encuentra la terraza de La Joya donde se desarrolla el sistema de riego La Joya Antigua, cuyas aguas se infiltran en la pampa y brotan como manantiales en la escarpa a través del conglomerado del Sotillo. En este proceso es disuelto el cementante además de producirse el intercambio de cationes de la montmorillonita con de las sales ante la presencia del agua. Como resultado, se produce la pérdida de la resistencia al corte del suelo, causando el colapso de la estructura por acción del peso propio.

Suelos de características similares fueron reportados por Rollins, M. et al. (1994), proponiendo una metodología de Identificación y Caracterización, basado específicamente en rangos de su contenido de finos (limos y arcillas) y de partículas mayores o iguales a gravas.

Con el objeto de comprobar el soporte real de esta metodología, se han realizado ensayos de laboratorio con muestras inalteradas obtenidas del campo.

Se ha encontrado que efectivamente este conglomerado cumple con los rangos de distribución granulométrica establecidos, debiendo su alta cementación principalmente a la calcita floculada en estado coloidal. Asimismo cuando el suelo es contaminado con agua se produce el autocolapso para humedades del 5%, pero con decrementos de volumen mínimos (menor al 1%). Esta última característica nos permitió establecer que un suelo colapsable no necesariamente debe experimentar deformaciones relativamente altas, como se conceptualiza hasta la fecha basado en el conocimiento de este tipo de suelos pero de granulometría netamente fina (arenas a menores).

También se propone rectificar con este trabajo el concepto de la estructura de los suelos colapsables que no necesariamente deben ser panaloides y poseer densidades bajas, cualidades que encontramos diferentes.

INVESTIGATION ON COLLAPSIBLE CONGLOMERATE OF “LA CANO, VÍTOR - AREQUIPA”

ABSTRACT

The knowledge of the existence of composite soils by both coarse grains (gravels, cobbles and boulders) absorbed inside of a matrix of fine grains (sands, silts and clays), which possesses a collapsible behavior; it doesn't have precedent in Perú with exception to the warning pointed out by professor Alberto Martínez Vargas (1980). Exactly, the mentioned investigator attributed a behavior of this type, to the soil Sotillo formation geological localized in the cliff of the “Pie de la Cuesta” in the valley of Vítor river in Arequipa departament, right after the Composite Sliding occurred in the year of 1974.

With the following fault's mechanic it is relationship to this movement of masses. By sediments of Tertiary of marine origin is composite the soil of Sotillo which occupies the medium and low slopes overlaying to intrusive rocky, owns a high density and containing binding elements (calcium carbonates) and clays with minerals of montmorillonita within the matrix. The soil because of being situated in an arid zone with an annual average of precipitation of 18 mm, has contents of moisture of 2%, therefore its shear strength in this state is extremely high. Is located the terrace “La Joya” in above of the cliff, where is developed the irrigation system “La Joya Antigua”, its waters filter through in the plain and flow like springs in the slope through the Sotillo's conglomerate. The bonding is dissolved in this process, besides of occurring the interchange of montmorillonita cation with the salts in the presence of water. Occurs the last of shear strength as a result, causing the structure's collapse by action of the overburden.

Were reported by Rollins, M. et al. (1994) soils of similar characteristics, proposing a methodology of Identification and Characterization, based specifically in range of fine contents (silts and clays) and the bigger particles or equal to gravels.

It has been made tests of laboratory with samples unaltered obtained from the country, with the purpose of checking the real support of this methodology.

It has been found that effectively this conglomerate fulfills with the ranges of distribution granulometric established, owing its high cementation mainly to calcite flocculate in colloidal state. Likewise occurs auto-collapse for moisture of 5% when the soil is wetting, but with decreases of minimum volumes (smaller to 1%). Allowed us to establish this last characteristic, that a collapsible soil not necessarily ought to experiment strains relatively high, like it is conceptualized up-to-date based in the knowledge of this type of soils but of clearly fine size grain (sand to smaller).

Also it's proposed to rectify with this work the concept of collapsible soil's structures which not necessarily must have high void ratios and low densities, qualities that we find then different.

**INVESTIGACION DEL CONGLOMERADO COLAPSABLE DE “LA
CANO, VÍTOR - AREQUIPA”**

CONTENIDO

RESUMEN

INDICE

FIGURAS

TABLAS

INDICE

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.	GENERALIDADES	
1.3.	GEOLOGÍA.....	2
1.3.1	Rasgos Geomorfológicos	2
1.3.2	Estratigrafía	3
1.3.3	Rocas Ígneas	4
1.3.4	Estructura	4
1.3.5	Hidrogeología	4

CAPITULO II. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

2.1.	SUELOS COLAPSABLES.....	15
2.1.1	Introducción	15
2.1.2	El Fenómeno del Colapso	15
2.1.3	Mecanismo del Colapso	18
2.1.4	Métodos para Evaluar el Colapso.....	20
2.1.5	Asentamiento por Colapso	26
2.2.	INGENIERIA DE LOS SUELOS FINOS COLAPSABLES.....	31
2.2.1	Generalidades.....	31
2.2.2	Mejoramiento de Suelos Finos Colapsables.....	32
2.2.3	Métodos de Evitamiento de Iniciación del Colapso.....	33
2.2.4	Métodos Donde se Admitan los Efectos del Colapso.....	33

**CAPITULO III. CAMBIOS DE VOLUMEN Y RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS
COLAPSABLES**

3.1.	PRESIONES EFECTIVAS Y PRESIONES INTERSTICIALES.....	34
3.1.1	Presiones Efectivas y Presiones Intersticiales en Suelos Saturados.....	34
3.1.2	Presiones Efectivas y Presiones Intersticiales en Suelos Parcialmente Saturados..	35
3.1.3	Presiones Intersticiales Producidas en Procesos de Carga	35
3.2.	CAMBIO DE VOLUMEN EN SUELOS COLAPSABLES.....	38
3.2.1	Validez del Principio de las Presiones Efectivas	38
3.2.2	Superficies de Estado	41
3.3.	RESISTENCIA AL CORTE.....	42
3.3.1	Resistencia al Corte de Suelos Parcialmente Saturados	42
3.3.2	Resistencia al Corte en Suelos Colapsables	43

CAPITULO IV. PROCESOS DE INFILTRACION Y COLAPSO

4.1.	INTRODUCCION.....	49
4.2.	FLUJO DE AGUA.....	50
4.2.1	Flujo de Agua en Suelos Saturados.....	50
4.2.2	Flujo de Agua en Suelos Parcialmente Saturados.....	53
4.3.	INFILTRACION VERTICAL.....	56
4.3.1	Variación de la Humedad Volumétrica y Frente de Saturación.....	56
4.3.2	Presión Capilar o Succión en el Frente de Saturación.....	60
4.4.	ASENTAMIENTO POR COLAPSO DEBIDO A LA INFILTRACION.....	62
4.4.1	Asentamiento por Infiltración Vertical Unidimensional.....	62
4.4.2	Asentamiento por Infiltración Según la Forma de Saturación.....	64

CAPITULO V. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PROPUESTAS

5.1.	ASPECTOS GENERALES.....	67
5.2.	METODOS INDIRECTOS.....	67
5.2.1	Contenido de Humedad y Relación de Vacíos.....	68
5.2.2	Distribución Granulométrica.....	69
5.2.3	Características Mineralógicas - Químicas.....	73
5.3.	METODOS DIRECTOS.....	75
5.3.1	Pruebas Edométricas de Laboratorio.....	76
5.3.2	Pruebas de Resistencia al Corte.....	76

CAPITULO VI. MODELO PROPUESTO EN LA INVESTIGACIÓN

6.1.	INTRODUCCIÓN.....	78
6.2.	PROPIEDADES FÍSICAS GENERALES.....	79

6.2.1	Peso Específico Volumétrico(γ_m).....	79
6.2.2	Gravedad Específica(Gs).....	79
6.2.3	Contenido de Humedad (w) y Grado de Saturación (S_r).....	79
6.2.4	Relación de Vacíos.....	79
6.3.	DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA Y ANÁLISIS DE LAS PARTÍCULAS GRUESAS	80
6.4.	CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS - QUÍMICAS.....	80
6.4.1	Análisis Petrográfico.....	80
6.4.2	Análisis Químico.....	81
6.4.3	Análisis por Difractometría.....	81
6.5.	ESFUERZO-DEFORMACION Y RESISTENCIA AL CORTE.....	81
CAPITULO VII. CARACTERÍSTICAS EXPERIMENTALES DE CAMPO Y LABORATORIO		
7.1.	INTRODUCCION.....	83
7.2.	PROPIEDADES FISICAS GENERALES.....	83
7.3.	GRANULOMETRIA Y PARTICULAS GRUESAS.....	83
7.3.1	Distribución Granulométrica.....	83
7.3.2	Partículas Gruesas.....	86
7.4.	CARACTERISTICAS MINERALOGICAS - QUIMICAS.....	86
7.4.1	Análisis Petrográfico.....	86
7.4.2	Análisis Químico.....	87
7.4.3	Análisis por Difractometría.....	92
7.5.	ESFUERZO-DEFORMACION Y RESISTENCIA AL CORTE.....	92
7.5.1	Ensayo de Compresión no Confinada.....	92
7.5.2	Relaciones Esfuerzo - Deformación.....	93
7.5.3	Relaciones Esfuerzo - Contenido de Humedad.....	93
CAPITULO VIII. CASOS REALES CONOCIDOS EN EL MUNDO		
8.1.	ZONA DE LA REPRESA DE HAWTHORNE - NEVADA.....	98
8.2.	PLANTA DE CEMENTO EN LEAMINGTON - UTAH.....	99
8.3.	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA EN STOCKTON -UTAH.....	101
8.4.	RESIDENCIA COLINAS INDIA EN PROVO - UTAH.....	102
8.5.	RESERVORIO DE AGUA EN MONROE - UTAH.....	103
8.6.	RESIDENCIAS EN LAS COLINAS DE SANTA CATALINA, TUCSON - ARIZONA.....	104
8.7.	ZONA DE EXPANSIÓN EN NEGEV-ISRAEL.....	105
8.8.	PRESA DE RELAVES EN VERDAD O CONSECUENCIAS - NUEVO MÉXICO.....	106
8.9.	EDIFICIO COMERCIAL EN LA CIUDAD DE CEDAR - UTAH.....	106

CAPITULO IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1.	INTRODUCCION.....	107
9.2.	SUELO COLAPSABLE.....	107
9.3.	CARACTERIZACION DE LOS SUELOS COLAPSABLES.....	107
9.4.	IDENTIFICACION DE GRAVAS COLAPSABLES.....	108
9.4.1	Propiedades Físicas Generales.....	108
9.4.2	Granulometría y Partículas Gruesas.....	108
9.4.3	Características Minerológicas-Químicas.....	108
9.5.	ESFUERZO-DEFORMACION Y RESISTENCIA AL CORTE.....	109
9.5.1	Esfuerzo-Deformación.....	109
9.5.2	Esfuerzo-Contenido de Humedad.....	109
9.6.	RECOMENDACIONES.....	109
	BIBLIOGRAFÍA.....	110

ANEXOS

A-1	PROPIEDADES FISICAS GENERALES
A-2	DISTRIBUCION GRANULOMETRICA
A-3	ANALISIS QUIMICO
A-4	ANALISIS POR DIFRACTOMETRIA
A-5	ENSAYO DE COMPRESION NO CONFINADA

FIGURAS

- 1.01 Localización de la zona del estudio.
- 1.02 Ubicación de la zona del estudio.
- 1.03 Unidades Geomorfológicas de la zona del estudio.
- 1.04 Block-Diagrama del Deslizamiento Compuesto del Pie de la Cuesta. Arquipa - Perú.
- 1.05 Mapa Geológico - Geomorfológico del Deslizamiento del Pie de la Cuesta.
- 1.06 Perfil Geológico Geomorfológico del Deslizamiento del Pie de la Cuesta.
- 1.07 Fotografías de la zona del estudio.
- 2.01 Características de formación del suelo colapsable.
- 2.02 Estructuras del suelo colapsable.
- 2.03 Fuerzas de atracción y repulsión.
- 2.04 Diagrama del colapso relativo.
- 2.05 Esquema de la Presión de Fluencia Saturada.
- 2.06 Correlación entre la Presión Inicial de Colapso y la Presión de Fluencia Saturada.
- 2.07 Presión Inicial de Colapso en función de la Presión Total.
- 2.08 Deformaciones en la prueba edométrica.
- 2.09 Curva típica de prueba edométrica modificada de Jennings y Knight.
- 2.10 Esquema típico de prueba de carga in-situ a escala natural.
- 2.11 Variaciones entre la relación de presiones verticales (σ_z/σ_t) en una masa de suelo loésico, relación (z/D) y el grado de saturación.
- 2.12 Esquema del ensayo in situ con Presurómetro.
- 2.13 Variación de las relaciones de los esfuerzos bajo el eje de carga.
- 2.14 Variaciones de las relaciones de esfuerzos bajo el eje de carga.
- 3.01 Equilibrio de las fuerzas actuantes entre dos partículas en contacto representativos de una masa de suelo.
- 3.02 Carga de un suelo en el edómetro, variación de presiones.
- 3.03 porcentaje de expansión o colapso contra valor (A) del triaxial.
- 3.04 Curva edométrica para muestras saturadas a carga constante en limo remoldeado.
- 3.05 Curva edométrica para muestras saturadas a volumen constante en limo remoldeado.
- 3.06 Esquema de las fuerzas de equilibrio en un suelo granular.
- 3.07 Diagrama de Mohr extendida para suelos parcialmente saturados.
- 3.08 Resultados de ensayos de corte directo a succión controlada en una arcilla roja de Guadalix.
- 3.09 Resultados de ensayos de corte directo con succión controlada en un suelo residual de Maicillo.
- 3.10 Evolución de los parámetros de resistencia en un suelo residual de Maicillo.
- 3.11 Trayectorias de esfuerzos efectivos en ensayos a compresión confinada en suelos loésicos colapsables.
- 3.12 Trayectoria de esfuerzos de ensayos triaxiales con polvos de ladrillo.
- 3.13 Relaciones empíricas entre (K_o , ϕ , c) y la humedad ($w\%$).
- 3.14 Relaciones entre los parámetros de corte (ϕ , c) y la humedad.
- 3.15 Relación entre la resistencia a la compresión simple y la humedad.
- 4.01 Diversas fuentes de humedecimiento.
- 4.02 Pruebas de Permeabilidad de laboratorio.
- 4.03 Método de bombeo para obtener el valor del coeficiente de permeabilidad.
- 4.04 Relaciones entre (k) y (e).
- 4.05 Altura capilar (presión capilar).
- 4.06 Esquema de un tensiómetro.
- 4.07 Infiltrómetro sellado de doble anillo.
- 4.08 Volumen de infiltración acumulado y profundidad del frente de humedecimiento.
- 4.09 Perfil de humedad dividido en dos zonas: una uniformemente humedecida y otra a humedad natural.
- 4.10 Profundidades del frente de saturación.
- 4.11 Perfiles del contenido de humedad.
- 4.12 Componentes de la infiltración causados por la presión, la gravedad y la succión.

- 4.13 Infiltración acumulada causada por la succión contra la profundidad normalizada en el frente de humedecimiento, de la arcilla de Wilsonville.
- 4.14 Presión capilar en el frente de saturación contra la profundidad normalizada del frente de saturación.
- 4.15 Asentamiento por colapso en función de la humedad.
- 4.16 Variación de los parámetros físicos - mecánicos debido a la infiltración.
- 4.17 Determinación de las presiones verticales.
- 4.18 Relación entre el asentamiento real y el calculado en función de la relación entre el ancho del área inundada y el espesor del suelo saturado.
- 4.19 Comparación entre ensayos de humedecimiento realizados en URSS y en China.
- 4.20 Relación entre el coeficiente (m) y el asentamiento total por colapso.
- 5.01 Comparación de la distribución granulométrica para tres nuevos casos y el depósito aluvial licuable con el rango de gradación para los seis casos originales de gravas colapsables.
- 5.02 Asentamientos contra el porcentaje de partículas gruesas.
- 5.03 Forma y redondez de las partículas de suelo.
- 5.04 Factores de forma de varios tipos de partículas.
- 5.05 Unidades estructurales básicas de los silicatos a) y b) Tetraedro de silicio c) Octaedro de aluminio d) Octaedro de magnesio e) Sílice f) Gibbsita g) Brucita.
- 5.06 Prueba edométrica con sales.
- 7.01 Comparación de la distribución granulométrica con el rango de gradación propuesta por Rollins, M. et al.
- 7.02 Obtención del Asentamiento total con el Porcentaje de partículas gruesas (\geq gravas) usando el gráfico propuesto por Day, R.
- 7.03 Características de las partículas gruesas individuales y dentro de la masa total.
- 7.04 Secciones delgadas del Análisis Petrográfico.
- 7.05 Relaciones esfuerzo-deformación de la prueba de compresión no confinada.
- 7.06 Relaciones del esfuerzo último y el contenido de humedad en la prueba de compresión no confinada.
- 7.07 Ensayo de compresión no confinada.
- 8.01 Curvas de la distribución promedio de granos para seis casos originales de gravas colapsables.
- 8.02 Perfil idealizado del suelo mostrando la localización de los suelos de grano fino y grueso en el área de la planta de cemento en Leamington, Utah.
- 8.03 Resultados de pruebas de colapso de placa de carga realizadas en el área de la planta de cemento en Leamington, Utah.
- 8.04 Sondeo para planta de tratamiento de agua en Stockton, Utah.
- 8.05 Resultados de pruebas de soporte de placa, con suelos a humedad natural (seco) y suelo húmedo en Residencia Colinas India en Provo, Utah.
- 8.06 Rango de las curvas de distribución del tamaño de granos para suelos gravosos en lugar arenoso cerca a Monroe, Utah.
- 8.07 Asentamiento contra presión de contacto para prueba de carga en cimiento de 2x2 m a una profundidad de 5 m. Localizado sobre grava colapsable en Negev, Israel.

TABLAS

- 2.01 La diversidad de la inestabilidad estructural.
- 2.02 Comparación entre parámetros de colapso y consolidación.
- 2.03 Métodos para evaluar la susceptibilidad al colapso en los suelos.
- 2.04 Equivalencias en la denominación de suelos colapsables.
- 2.05 Categorías de grado de colapsabilidad de la China.
- 5.01 Relación entre las propiedades físicas y el potencial de colapso en suelos finos.
- 5.02 Propiedades físicas de algunos suelos colapsables.
- 7.01 Propiedades físicas generales del conglomerado de gravas.
- 7.02 Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla de 3" como divisor.
- 7.03 Distribución granulométrica de la porción menor de 3".
- 7.04 Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla N° 04 como divisor.
- 7.05 Mineralogía de las partículas comprendidas entre 0.0625 mm y 5 mm.
- 7.06 Mineralogía de las partículas menores de 0.076 mm.
- 7.07 Esfuerzos y deformaciones unitarias de las pruebas de compresión no confinada
- 7.08 Esfuerzos y contenido de humedad de las pruebas de compresión no confinada.

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El objetivo principal de esta investigación es conocer las propiedades físicas, químicas y mecánicas del conglomerado de gravas localizado en la margen izquierda del río Vitor, escarpa de La Joya, departamento de Arequipa. Este conglomerado que tiene un comportamiento colapsable fue advertido inicialmente por el profesor Alberto Martínez Vargas (1980). El conocimiento de sus propiedades permitirán establecer criterios de “Identificación” de suelos gravosos colapsables para correlacionarlos con las metodologías existentes, además de evaluar su “Caracterización”.

La presencia de este suelo de comportamiento *no estable* (Redolfi, E., 1993), ha originado un deslizamiento repentino que afectó al *canal de irrigación La Cano* en el tramo del *Pie de la Cuesta*, causado por las filtraciones de las aguas provenientes de los regadíos en el extremo de la terraza de la irrigación La Joya Antigua. El deslizamiento fue relevante por la presencia de este suelo especial constituido por un conglomerado de gravas altamente cementado.

El profesor Martínez, A. (1980) recomendó en esa oportunidad la necesidad de realizar estudios especiales de Mecánica de Suelos. Recomendación que se asume en la presente Tesis después de más de quince años, para un mejor conocimiento del fenómeno, donde los suelos colapsables se caracterizan porque al ser contaminados con un porcentaje mínimo de humedad (5%), los granos pierden súbitamente su alta resistencia al corte del estado seco.

El caso tratado es especial en el Perú por no existir estudios similares y poseer escasa referencia mundial al año 1994. Una referencia reciente es de seis casos publicados en el *Journal of Geotechnical Engineering (March, 1994, Vol. 120, No. 3.)* de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y posteriormente de tres más en 1995, respecto a suelos gravosos colapsables localizados en zonas áridas.

Así mismo, el fenómeno citado no es un problema aislado del tramo del Pie de la Cuesta en Arequipa, sino que puede ser regional y comprometer otras irrigaciones como Majes y Sihuas, ubicados en la Unidad Geomorfológica de la Pampa Costera del Sur del país, por sus características geológicas similares. Debiendo merecer la atención y preocupación de los especialistas de la Ingeniería Geotécnica.

1.2. GENERALIDADES

En la ladera denominada Pie de la Cuesta, se produjo un movimiento de masas considerable en Noviembre de 1974 (Huerta, V., 1977), deslizamiento que sigue desarrollándose hasta hoy pero en pequeña magnitud, dificultando el abastecimiento normal de aguas a la irrigación La Cano entre las quebradas de Gallinazos y Mococho. El fenómeno causó la ruptura del canal principal entre los Km. 17+000 y 19+000, con un frente más activo entre los Km. 17+860 y 18+390. Desde aquella fecha los colonos han tratado de solucionar el problema con medidas netamente empíricas y hasta la fecha no existe ningún estudio razonable que tome en cuenta las características físicas, químicas y mecánicas del tipo de suelo. Actualmente están conduciendo el agua utilizando un material sintético impermeable, que recubre el canal y evita la infiltración. Permanentemente es reubicado el emplazamiento del canal hacia arriba del talud conforme se va desarrollando el deslizamiento.

Así mismo, el material movido sepultó el poblado Pie de la Cuesta ubicado al fondo de la ladera en el valle del Vitor.

La zona del estudio se localiza a 38 Km. al Sur Oeste de la ciudad de Arequipa en altitudes que varían entre 1200 y 1500 m.s.n.m. Políticamente pertenece a los distritos de Vitor y La Joya, provincia y departamento de Arequipa (Fig. 1.01 y 1.02). Las coordenadas geográficas de la zona son 71°52'15" de Longitud Oeste y 16°26'31" de Latitud Sur. Al lugar se accede de dos maneras: siendo el primero desde el Km. 45 de la carretera Arequipa a Lima, mediante un desvío a la irrigación La Joya Antigua a través del cual se puede llegar a la parte alta de la zona recorriendo unos 10 Km.; el segundo, desde la misma vía a la altura del puente Sotillo donde hay un desvío hacia la margen izquierda del río Vitor (aguas arriba) y luego de recorrer 2 Km. se llega a la parte baja de la localización del problema.

La zona es desértica, con una precipitación promedio anual de 18 mm. La temperatura promedio anual es 18°C, con pocas variaciones durante el año y las fluctuaciones diarias son entre 29°C como máxima y 11°C como mínima. La humedad relativa promedio es 58%, variando entre 69% para el mes de Febrero y 48% para el mes de Julio. La evaporación anual es 2360 mm, variando entre 5 mm diarios en Febrero y 7.3 mm diarios en Agosto. Las horas de sol en un año promedio suman 3760 horas distribuidas uniformemente durante el año con el mínimo en Enero y Febrero y el máximo en Julio y Agosto. La vegetación es extensa, constituida generalmente por sembríos de alfalfa y productos de pan de llevar. En la parte alta se encuentra la irrigación La Joya Antigua con 3000 Ha. y en la parte baja se encuentran los terrenos de cultivo del valle de Vitor. El drenaje es del tipo dentrítico, desembocando todas las aguas en el río Vitor, el cual se inicia en la confluencia de los ríos Yura y Chili a la altura de Palca.

La irrigación La Cano se encuentra en la cuenca Quilca-Chili con un área de 11995 Km² (Machicao, C., 1980). Fue prevista la captación de 1500 Lt/seg por derivación del río Vitor en Palca, más la alimentación de 800 Lt/seg en las quebradas San Luis I y II, y 800 Lt/seg del canal de San Isidro. Usando sólo unos 80 Lt/seg de la captada por derivación, 800 Lt/seg de San Luis I y II, y 200 Lt/seg del canal San Isidro.

Las irrigaciones de la cuenca Quilca-Chili ubicadas en las pampas de La Joya tiene un total de 200000 Ha., donde La Cano representa el 14% de los suelos eriazos por irrigar con posibilidad de mejoramiento futuro, disponiendo de instalaciones, canales principales y laterales terminados; faltando solo el agua.

1.3. GEOLOGÍA

1.3.1 Rasgos Geomorfológicos

Según la Fig. (1.03), geomorfológicamente la zona de estudio se encuentra en la Planicie Costera, cuya evolución está ligada al emplazamiento del curso actual del río Vitor que ha erosionado rocas del Terciario y Cuaternario Pleistocénico. Originando por efectos de fallamientos y acumulaciones laterales, un valle curvado, entre la desembocadura de la quebrada de Millo en su margen izquierda y el pueblo de Sotillo, de tal manera que la margen izquierda del río Vitor erosiona hasta la base del acantilado del Pie de la Cuesta que en el sector de Moco-ro-Gallinazos-San Luis tiene taludes de 25° a 35° en general en los 2/3 inferiores, en el tercio superior son verticales con diferencia de altura con respecto al valle de 260 m, mientras que en la margen derecha los taludes son suavizados por la preservación de hasta tres terrazas de erosión en materiales pleistocénicos.

GEOMORFOLOGÍA DINÁMICA

Desde el emplazamiento Terciario hasta el Cuaternario, las vertientes del Vitor se encuentran en evolución especialmente la izquierda, por la socavación del río y las filtraciones de la irrigación La Joya Antigua, habiéndose formado por tal las quebradas de Moco-ro, Candelaria (seca), Gallinazos (de mayor infiltración) y las más recientes de San Luis I y II. En las quebradas de Candelaria, Gallinazos y San Luis I, existen evidencias de grandes deslizamientos compuestos antiguos, incluso mayores que del Pie de la Cuesta.

En el tramo comprendido entre los Km. 17+860 y 18+390 del canal de irrigación La Cano, se ha producido un deslizamiento compuesto; habiéndose conjugado factores estratigráficos, estructurales, geomorfológicos y otras causas artificiales tales como las aguas de infiltración, construcción y funcionamiento del canal mismo.

Martínez, A. (1980) explica el fenómeno así; el conglomerado de Sotillo en condiciones de aridez y sin contaminación con el agua u otro líquido, muestra alta resistencia difícil de perforar o trabajar, pero que al ser contaminado con las infiltraciones de las aguas de riego fallan súbitamente. Estos suelos que poseen características inestables, presentan una estructura que depende de su cementante constituido de carbonato de calcio en estado coloidal. El autor describe el deslizamiento compuesto que presenta hundimiento, translación, rotación y flujo superficial, tal como se puede observar en la Fig. (1.04).

Existen además evidencias de otros deslizamientos ocurridos en épocas anteriores en zonas cercanas y que posiblemente tengan las mismas causas.

En las fotos de la Fig. (1.07) se muestran aspectos de la geomorfología externa y de la geología estructural de la zona del estudio; asimismo se muestran la zona de deslizamiento y localización del canal de irrigación La Cano.

En la parte central izquierda de la foto (01) se observa el valle del Vitor, hacia el fondo y parte derecha se encuentra la terraza de La Joya a un nivel mayor que del valle, entre ambas se localiza la zona del deslizamiento. En la foto (02) se aprecia parte de la zona del deslizamiento del Pie de la Cuesta, que sepultó al poblado ubicado al fondo de la escarpa, visualizándose la constitución conglomerática gravosa del material colapsado. En la foto (03) se observa el canal de irrigación La Cano, que se emplaza sobre el conglomerado de gravas colapsable de la formación Sotillo, además se muestra que el canal se encuentra protegido con geosintéticos.

La foto (04) corresponde a la quebrada de Gallinazos denominada también Pie de la Cuesta, donde se aprecia la secuencia estratigráfica desde la formación Sotillo (donde se emplaza el canal de conducción) hasta el Conglomerado Aluvial Pleistocénico. La foto (05) tomada en un punto de las muchas filtraciones existentes en la escarpa, muestra los residuos del carbonato de calcio, producto de la lixiviación de las sales solubles presentes en los suelos de la formación Sotillo. Las fotos (06 y 07) detallan las características del conglomerado de gravas colapsable, apreciándose que con humedades del estado natural pueden presentar taludes verticales estables y además se aprecia la constitución granulométrica característica y su modo de depositación.

1.3.2 Estratigrafía

En las Fig. (1.06) y (1.07) se exponen las diferentes unidades litológicas que conforman esta zona que son de naturaleza sedimentaria y volcánica, variando desde el Terciario hasta el Cuaternario Reciente de abajo hacia arriba.

Formación Sotillo.- Sobreyaciendo a rocas intrusivas se encuentran suelos de la formación Sotillo (Moquegua) ocupando las laderas media y baja, siendo sedimentos de edad Terciaria probablemente Pre-Oligocénicas, tiene una potencia de 230 m. Se divide en dos unidades bastante nítidas y distintas, llamadas miembros Evaporítico y Arcósico ubicadas de abajo hacia arriba.

La característica litológica del Evaporítico es el predominio de yeso incoloro o de color blanco, grisáceo amarillento comúnmente en estratos medianos a muy gruesos (0.5 m a 3.5 m) con intercalaciones gruesas de limolitas pardas y lutitas yesíferas pardas a verdosas, las que a su vez incluyen venas de yeso.

El miembro Arcósico descansa con escasa discordancia erosional sobre el anterior, litológicamente está constituido de areniscas que por meteorización tienen una coloración parda amarillenta y rosada pálida, generalmente de grano medio a fino en estratos gruesos a muy gruesos, en su composición predominan las partículas de feldspatos, algunos minerales de gluconita y ferro magnesianos, una matriz de limo y arcilla principalmente y algo de óxido de fierro y un cementante ligeramente calcáreo por lo que se denominan areniscas feldespáticas o arcosas; hacia la parte superior la unidad de arenisca pasa gradacionalmente a un conglomerado fino al que se le puede denominar arenisca conglomerática con intercalaciones moderadas y lentes de arcilla amarillentos y rojizos. Interestratificados con las areniscas feldespáticas están los conglomerados gravosos en estratos medianos a gruesos usualmente lenticulares constituidos por cantos subangulares a subredondeados de cuarcitas, rocas volcánicas, calizas, dioritas y granodioritas cuyos diámetros varían hasta los 30 cm, presentando una matriz arcillosa arenosa.

Formación Millo.- Sobreyace a la formación Sotillo con una ligera discordancia erosional y subyace también en discordancia erosional al volcánico Sencca que en algunos lugares no se encuentra por su lenticularidad. Su edad tentativa es del Plioceno Inferior a Medio; su potencia promedio en la zona es de 24 m, siendo estratos horizontales constituidos de conglomerados y areniscas que en conjunto dan una coloración rojiza que meteorizadas dan coloración oscura. El conglomerado de gravas está poco consolidado, constituido de cantos subredondeados de rocas intrusivas, cuarcitas y volcánicos con una matriz arenosa tufácea.

Volcánico Sencca.- Infrayace en discordancia erosional al Conglomerado Aluvial Pleistocénico; está constituido por un tufo de color rosado de edad tentativa del Plioceno Medio a Superior, tiene una potencia promedio de 9 m en el lugar. Este tufo lenticular es de composición riolítica, con mezcla de materiales deleznable de grano fino a grueso, poroso, con fragmentos de cuarzo y feldespato; conteniendo además fragmentos redondeados y subangulosos de piedra pómez de hasta 16 cm de diámetro.

Conglomerado Aluvial Pleistocénico.- Que corresponde al Pleistoceno Inferior, con una potencia promedio de 18 m y está cubierto por una capa delgada de material aluvial, fluvial y eólico recientes. Está constituido por cantos bien redondeados de gneis, cuarcitas y lavas con matriz levemente cementada.

Depósitos Recientes.- Constituido por depósitos fluviales del curso actual del río Vitor, aluviales de la cordillera costera y los depósitos eólicos que se encuentran en la quebrada y sobre las pampas de La Joya.

1.3.3 Rocas Ígneas

Al norte de la zona en estudio se encuentran rocas ígneas intrusivas de composición diorítica, localizándose desde la bocatoma en Palca hasta la quebrada de Mococho.

1.3.4 Estructura

Los estratos de la formación Sotillo yacen horizontales a subhorizontales, pero el miembro Evaporítico exhibe suaves ondulaciones y micropliegues locales sugiriendo se deba a fallamientos o reajustes de fallas del substrato, como también a compresión diferencial de los sedimentos superiores. El Evaporítico tiene sistemas de diaclasas muy pronunciadas por lo menos en las posiciones horizontal y vertical, con predominancia del segundo, resultando una disyunción de bloques. El Arcósico también presenta agrietamientos o rajaduras que devienen en derrumbes hacia el pie de las laderas del valle; de igual manera los depósitos superiores presentan agrietamientos verticales irregulares y pronunciados. En general en el área en estudio se encuentran numerosas fracturas antiguas, las cuales están rellenas de material aluvial poco consolidado, lo mismo que fallas antiguas que limitan a deslizamientos antiguos de los cuales algunos se han reactivado y limitan a hundimientos y fracturas recientes.

1.3.5 Hidrogeología

El origen de las emergencias de las aguas subterráneas en el flanco izquierdo del río Vitor (quebradas de Mococho, Gallinazos y San Luis), se debe a la irrigación La Joya Antigua que funciona desde 1940 y que según los colonos desde 1952 comenzaron a observar humedad en el acantilado. Esto porque la pendiente topográfica de la pampa de La Joya tiene sentido NE-SW y que por la casi homogeneidad de las formaciones conglomeráticas, el drenaje superficial y subterráneo tiene dirección hacia las vertientes existentes.

Las aguas se filtran a través del Conglomerado Pleistocénico, Volcánico Sencca, formación Mollo; para constituir del conglomerado de la capa superior del Sotillo un acuífero, que por su mayor permeabilidad que la arenisca que la subyace permite la descarga de las aguas de infiltración de la irrigación La Joya Antigua hacia las vertientes, produciendo el desplazamiento permanente y a veces súbito de los estratos superiores de las formaciones geológicas del borde de la terraza.

II

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

2.1. SUELOS COLAPSABLES

2.1.1 Introducción

Los suelos colapsables son considerados como *estructuralmente inestables* y constituyen uno de los tipos especiales. Su identificación, caracterización, clasificación, tratamiento y medidas de mitigación, requiere de estudios detallados y de procedimientos adecuados.

Ya por los años treinta se advirtió la existencia de suelos finos colapsables en las regiones áridas, pero sólo a partir de los años setenta (Dudley, 1970) recién empieza a ser analizado con mayor detenimiento y se crean metodologías más consistentes para su estudio. En la actualidad se conoce que este fenómeno se ha presentado en todo tipo de obras, como pavimentos, canales, edificaciones livianas con cimentaciones superficiales, presas, etc.; donde muchas veces se han advertido asentamientos a pesar de que el incremento de carga fuese mínima. Es decir, que la causa principal no necesariamente sea la sobrecarga.

Así mismo, este fenómeno ha sido inicialmente ligado a suelos de granulometría uniforme relativamente fina, tales como arenas, limos, arcillas, loess; con composiciones de arenas limosas (SM), arenas arcillosas (SC), arcillas arenosas o de baja plasticidad (CL), limos arenosos o de baja plasticidad (ML). Por ejemplo, los depósitos de loess y/o aluviales del Sud Oeste de los EE.UU. constituyen uno de los más frecuentes.

Es en la década del ochenta, cuando se advierte este fenómeno en suelos de granulometría gruesa como gravas y conglomerados en el Sur del Perú por el profesor Martínez A. (1980) a causa del Deslizamiento Compuesto del Pie de la Cuesta. Luego en los EE.UU. Rollins, M. et al. (1994) reportan de seis casos del Sud-Oeste árido, y en 1995 los mismos autores dan a conocer experiencias en Negev-Israel, en Nuevo México y en Cedar City-Utah.

Como nos interesan las causas del fenómeno y su mecanismo, a continuación se realiza una revisión del fenómeno de colapso de acuerdo a lo tratado desde sus orígenes para una mejor comprensión.

2.1.2 El Fenómeno de Colapso

Para la Mecánica de Suelos y la Ingeniería de Cimentaciones existen dos grupos de suelos según su comportamiento, los estructuralmente estables, que dependen sólo de sus propiedades intrínsecas y de factores mecánicos; y los estructuralmente inestables que además dependen de otros factores externos al suelo, por ejemplo factores químicos, variaciones ambientales, etc.

En la Tabla (2.01), se reproduce la clasificación simplificada de Aitchison, G. (1973), publicada por Redolfi, E. (1993), donde se ha incrementado la parte correspondiente a gravas y conglomerados como resumen de la literatura especializada revisada. De esta clasificación se observa que los suelos colapsables deberán reunir ciertas características tales como:

- **Estructura macroporosa.**- Con una relación de vacíos (e) relativamente alta, para la cual inclusive algunos han sugerido que el valor crítico sea 0.8 (Conciani, W. y Soares, M., 1995), significando que los suelos con un índice de vacíos (e) mayor que ese valor son susceptibles al colapso.
- Además deben poseer una densidad relativamente baja y una granulometría predominantemente fina. Estas condiciones no son satisfechas por el conglomerado de la formación Sotillo del Pie de la Cuesta, donde se ha producido un deslizamiento.
- **Estructura mal acomodada.**- Con partículas de mayor tamaño (no mayor que la arena gruesa) separadas por espacios abiertos y unidas entre sí por acumulaciones o puentes de material predominantemente fino que constituyen la matriz. Su estructuración no es uniforme, porque en algunas zonas existen una mayor densidad de partículas gruesas que la matriz, en otras sucede lo contrario. Esto podría ser la causa del comportamiento heterogéneo de estos suelos. En el conglomerado de gravas colapsables esta estructura puede presentarse en la matriz.

Tabla 2.01 La diversidad de la inestabilidad estructural (Aitchison. G, 1973)

El concepto “suelos estructuralmente inestables” (o una implicancia de inestabilidad estructural), ha sido dado por varios autores y circunstancias que abarcan un amplio campo, incluyendo:

TIPOS DE SUELOS	INESTABILIDAD
A. ARENAS	
1. Arenas sueltas, saturadas.	Susceptibles de licuación bajo la acción de cargas dinámicas
2. Suelos residuales arenosos, sin saturar, con índice de huecos y cohesión remanente reducidas (luego de intenso deslave de la roca madre, seguido de desecación).	Susceptibles de colapso al humedecerse o al humedecerse y soportar cargas.
3. Arenas eólicas con alto índice de huecos, sin saturar, ligeramente cementadas por deposiciones entre partículas de origen pedogenético (en medios áridos).	Susceptibles de colapso al humedecerse o al humedecerse y soportar cargas.
4. Arenas con un alto índice de huecos, con cementación calcárea soluble en agua.	Susceptibles de colapso luego de lixiviación.
5. Suelos arenosos con un alto índice de huecos, sin saturar, con uniones intergranulares de arcillas tentencialmente dispersas.	Susceptibles de colapso, de licuación o de erosión interna luego de la percolación de un electrolito disrivo.
<p>Nota: Aunque todos los suelos arenosos estructuralmente inestables tienen un alto índice de huecos, ello no significa que todos los suelos arenosos con alto índice de huecos sean estructuralmente inestables. La estabilidad está determinada por el cementante intergranular.</p>	
B. LIMOS Y LOESS	
1. Limos saturados.	Susceptibles de hinchamiento por congelación.
2. Loess, pobremente cementado, sin saturar	Susceptibles de colapso al humedecerse y/o soportar cargas.
3. Partículas arcillosas de tamaño fino, eólicas sin saturar.	Susceptibles de expansión al humedecerse y de colapso al humedecerse <u>soportar cargas.</u>
<p>Nota: Aunque todos los materiales de esta categoría intermedia tienden a sufrir deformaciones substanciales al soportar cargas, no siempre tales materiales manifiestan inestabilidad estructural bajo cargas de trabajo.</p>	
C. ARCILLAS	
1. Arcillas densas, altamente reactivas.	Susceptibles de expansión al humedecerse.
2. Arcillas mal compactadas, con alta dispersabilidad potencial (normalmente a causa de altas proporciones de sodio en el complejo de iones de intercambio).	Susceptibles de erosión interna tubificada cuando son sometidas a la percolación de un electrolito disrviso.
3. Arcillas sensitivas blandas, saturadas.	Susceptibles de tixotropía inmediatamente después del inicio de fallas localizadas.
D. GRAVAS Y CONGLOMERADOS	
1. Gravas arcillosas, gravas limosas, altamente cementadas y secas.	Susceptibles al colapso por el agua al producirse la dispersión de la matriz de finos y disolución del cementante.
2. Conglomerado seco y cementado por sales sulfatos solubles.	Susceptibles al colapso por humedecimiento y/o al <u>soportar cargas</u>

- **Escasa humedad y grado de saturación.**- Por la naturaleza de la zona donde se forman, éstos generalmente tienen un bajo contenido de agua habiendo desarrollado en muchos casos una presión de poros negativa (succión).

- **Naturaleza cementada.**- La matriz ligante está constituida de minerales de carácter cementante tales como sales y sulfatos solubles, los que en el proceso de sedimentación quedaron en un estado coloidal y les proporcionan una resistencia aparente muy alta.

Sin embargo, Anderson, S. y Remier, M. (1994) indican que también existe potencial de colapso en aquellos suelos saturados propensos a una reducción de la presión de confinamiento. Fedá, J. et al. (1994) señalan que la posibilidad de colapso depende también de la forma de la trayectoria de esfuerzos hacia su encuentro con la envolvente de falla.

Respecto a las características descritas no existe consenso, presentándose particularidades o excepciones; pero en todos los suelos colapsables se experimentan una gran y rápida reducción de su resistencia al corte.

Zur, A. y Wiseman, G. (1973), atribuyen la causa de este fenómeno a un incremento de cualquiera de los siguientes factores:

- Contenido de humedad (w)
- Grado de saturación (S_r)
- Esfuerzo actuante (σ)
- Esfuerzo de corte (τ)
- Presión de poros (u)

A esta relación debe agregarse lo indicado por Anderson, S. y Remier, M. (1994) y Fedá, J. et al. (1994) y lo sugerido por Reginatto, A. (1977) de la interacción química entre el líquido saturante y la arcilla. Por lo que los factores podrían ser muy diversos y complejos; requiriendo de investigaciones en casos especiales. Uriel, S. y Serrano, A. (1973, 1974) clasifican a los suelos colapsables en:

Grupo 1: Donde no se alcanza la resistencia última del suelo para que se produzca el colapso, porque existe un rápido cambio de la relación entre las presiones efectivas y las deformaciones. La causa del colapso es únicamente el cambio de las presiones efectivas. Al ensayar a humedad constante, se nota un cambio en su módulo de compresibilidad a partir de una presión efectiva determinada. A este grupo pertenecen los limos o arcillas cementadas y los gruesos de gran porosidad.

Grupo 2: Donde no se presentan cambios abruptos en la relación esfuerzo-deformación cuando se ensaya a humedad constante, pero existe un cambio considerable de volumen durante la saturación debido probablemente a un cambio en la presión intersticial. A este grupo pertenecen los loess y arcillas que contienen sulfatos.

Reginatto, A. (1977), a fin de diferenciar el fenómeno del colapso con el fenómeno de consolidación donde también existe disminución de volumen, estableció la Tabla (2.02) mostrando que en muchos aspectos el colapso y la consolidación son opuestos.

Tabla 2.02 Comparación entre parámetros de colapso y consolidación (Reginatto, A., 1977)

<i>PROPIEDADES</i>	<i>COLAPSO</i>	<i>CONSOLIDACION</i>
Grado de saturación inicial	No saturado	Saturado
Relación de vacíos	Alta	Alta
Flujo de agua en el fenómeno	Absorción	Expulsión
Presión intersticial	Tiende a disiparse	Aumenta rápidamente
Duración (laboratorio)	10 a 20 minutos	Horas/ días
Resistencia al corte antes del fenómeno	Alta	Baja
Resistencia al corte después del fenómeno	Baja	Alta

Entendiéndose que existen suelos colapsables, como los conglomerados que por humedecimiento pierden su relación de vacíos sin la necesidad de incremento en la carga; tal como

ha ocurrido en el caso del Pie de la Cuesta en Arequipa, donde se ha destruido la estructura original del suelo por la intervención del agente externo que es el agua de infiltración. Por lo que revisamos a continuación el mecanismo de ese tipo de colapso.

2.1.3 Mecanismo de Colapso

A continuación se analiza el mecanismo general de colapso, para lo cual se seguirá principalmente el trabajo de Dudley, J. (1970). Los climas áridos producen un ambiente en el que la evaporación supera a la precipitación. Durante la precipitación, sólo la parte cercana a la superficie del depósito llega a ser humedecido y que luego empieza a ser secado por el calor, entonces la tensión capilar obliga al agua residual a retirarse a los espacios estrechos cerrados por los granos gruesos del suelo (Fig. 2.01). El agua en su movimiento arrastra las partículas finas, elementos de naturaleza ligante generalmente de sales solubles de carbonatos, sulfatos y cloruros, formados por cationes (Ca, Na, Mg) y aniones (CO_3 , SO_4); resultando principalmente carbonatos de calcio (CaCO_3), carbonatos de sodio (NaCO_3), carbonatos de magnesio (MgCO_3), sulfatos y cloruros, donde al saturarse se produce un intercambio de cationes de las sales con de los minerales del suelo. Asimismo se encuentran elementos donde se manifiestan fuerzas predominantemente de superficie (floculación), los que al saturarse se dispersan, disminuyendo su concentración de iones.

Una vez que el suelo ha secado adquiere una gran resistencia a bajas condiciones de humedad, es macroporoso y está susceptible al colapso por su proceso de depositación y post depositación. Existiendo las posibles estructuras mostradas en la Fig. (2.02), combinadas o nó.

En primer lugar los granos gruesos (Fig. 2.02.a) como limos, arenas, gravas, etc. pueden presentar un contacto simple. En estos granos las fuerzas de unión son debidas a las cargas de gravedad,

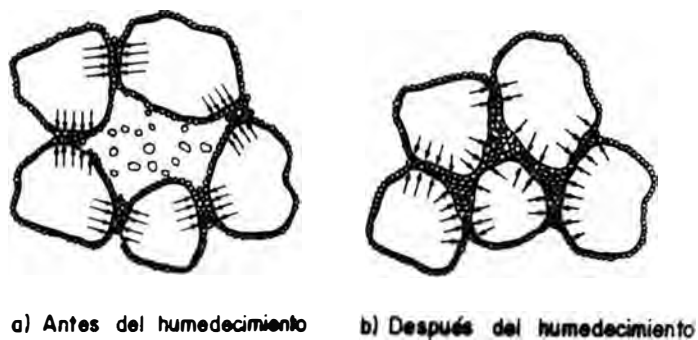


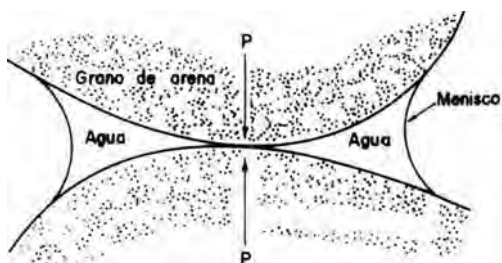
Fig. 2.01 Características de formación del suelo colapsable

exteriores o capilares. Según esta figura, la forma que toman los meniscos hace que el agua de los tubos capilares esté suspendido por las fuerzas de tensión y por lo tanto la presión de poros sea negativa; esto origina un aumento de la presión efectiva que une un grano con el otro. Este aumento de la presión efectiva origina un incremento de la resistencia al deslizamiento. Durante la saturación esta presión disminuirá y con ella la resistencia al corte, produciéndose un reacomodo de los granos de suelo y disminución del volumen del suelo.

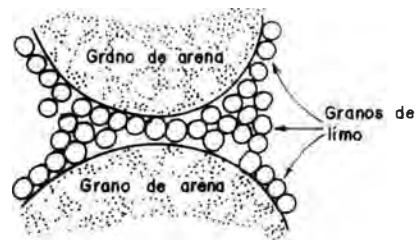
Este mecanismo de colapso o desmoronamiento puede ampliarse también para aquellos en que el vínculo esté dado por partículas de limos (Fig. 2.02.b).

Cuando los granos gruesos están unidos por arcilla (con diversos ordenamientos de acuerdo a su génesis) como en la Fig. (2.02.c) y son humedecidos, cada partícula de arcilla dará origen a la denominada "doble capa" que es producto del equilibrio de sus iones y le proporciona una carga neta negativa; entonces cuando se trata de acercar dos partículas se produce la **repulsión** de las mismas por efecto de la fuerza eléctrica de *Coulomb*. Pero además existirá otra fuerza, de **atracción** de *Van der Waals* o fuerza de enlace secundario que actúa entre moléculas adyacentes y que es independiente del líquido actuante.

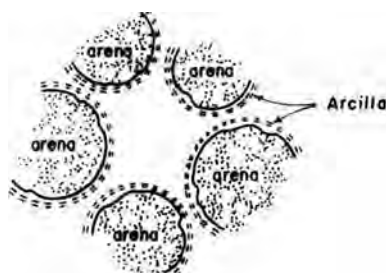
Si la resultante de esas fuerzas es de atracción, ambas partículas tenderán a acercarse produciéndose la **floculación**; y por el contrario si la resultante es de repulsión ambas partículas tratarán de alejarse, produciéndose la **dispersión**. Como la componente de repulsión depende en gran parte de las



a) Presión de contacto producida por capilaridad (Dudley, J., 1970)



b) Ordenamiento esquemático de arenas y limos (Dudley, J., 1970)



c) Ordenamiento esquemático de agregados de partículas de arcillas

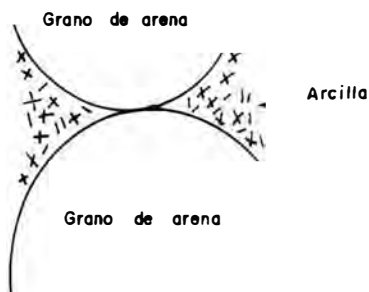


Fig. 2.02 Estructuras del suelo colapsable (Dudley, J., 1970)

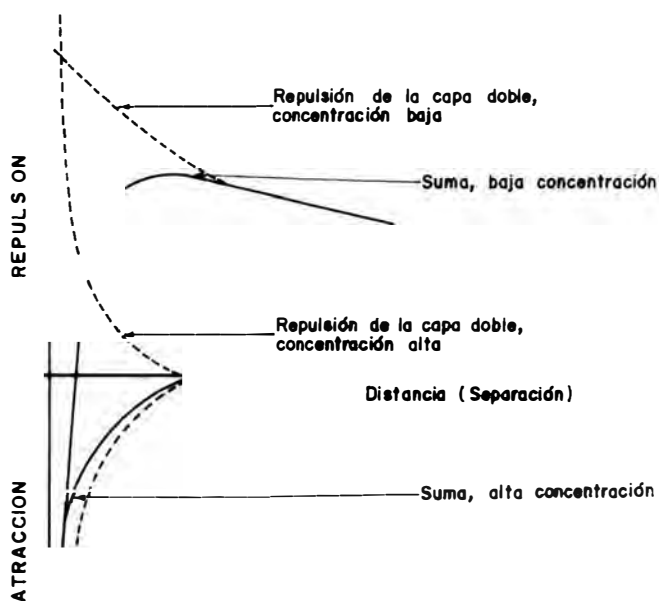


Fig. 2.03 Fuerzas de atracción y repulsión (Dudley, J., 1970)

características del sistema, mientras que la componente de atracción no está influenciada por las características del mismo, puede provocarse una tendencia a la floculación o dispersión al alterar las características del sistema modificando el espesor de la doble capa. En la Fig. (2.03) se observan las fuerzas de atracción y repulsión, según Dudley, J. (1970).

Lambe, T. y Whitman, R. (1969) indican que se provoca una floculación aumentando una o varias de las siguientes características:

- Valencia iónica, concentración de electrolitos.
- Temperatura.

O disminuyendo una o más de las siguientes:

- Constante dieléctrica.
- Tamaño del ion hidratado.
- Adsorción de aniones.
- pH.

Durante el proceso de humedecimiento hay una disminución de la concentración de iones, por lo tanto se produce la dispersión, causando la disminución de la resistencia al corte en la estructura del suelo.

Además de las fuerzas de fricción granular, tensión capilar y carácter eléctrico; puede existir una fuerza de carácter cementante, debido generalmente a sales cristalizadas impregnadas en todas las partículas del suelo. La pérdida de la resistencia depende de las características del agente cementante como del líquido, así, para las sales dependerá del grado de **solubilidad** de las mismas debido al intercambio de cationes del cementante y de los minerales existentes. El grado de solubilidad crece con el grado de acidez de los cristales, mayor si su pH es menor, el mismo que se prueba tratando con ácido clorhídrico (HCl).

Finalmente podemos resumir que el proceso de colapso o desmoronamiento de las partículas del suelo, puede ser originado modificando las condiciones de estabilidad por la intervención de un agente externo que en este caso es el agua de humedecimiento. Para evaluar las características de colapsabilidad del suelo se han ideado metodologías cualitativas y cuantitativas, una de las más generalizadas en la literatura técnica es la prueba del edómetro de Jennings, J. y Knight, K. (1957) siempre que el suelo sea fino y sin gravas.

2.1.4 Métodos para Evaluar el Colapso

Desde la concepción inicial de los suelos colapsables, por los años treinta, se han ideado diversas metodologías para su identificación y caracterización (evaluación de la susceptibilidad del colapso). La mayoría de ellas son limitadas en su alcance y son de naturaleza cualitativa, estando basadas en el conocimiento de las propiedades físicas como la relación de vacíos, densidad seca, contenido de humedad, porosidad, límites de Atterberg, cantidad de sales solubles, etc. Típicamente estos métodos no evalúan el potencial de colapso ni su magnitud.

Adicionalmente otros métodos consideran un amplio rango de pruebas de laboratorio con muestras obtenidas en campo, como el desarrollado por Jennings, J. y Knight, K. (1957) consistente en el ensayo del doble edómetro, modificado por Houston, S. et al. (1986) con la prueba de un edómetro. Asimismo en la actualidad existen otros métodos, como el ensayo in-situ con el presurómetro down-hole (Houston, S. et al., 1995) a escala reducida y de placa de carga a escala natural.

Los métodos basados en las características físicas y los de prueba edométrica funcionan razonablemente en suelos de grano fino (arcillas, limos, arenas, loess), son relativamente fáciles de ejecutar y resultan económicos; mientras que los métodos de ensayo in-situ son preferidos para las gravas en conglomerados por la dificultad de obtener muestras inalteradas y por el tamaño reducido de los equipos de laboratorio. Estos últimos son sumamente caros y consumen tiempo.

En la Tabla (2.03) se muestra el resumen de los métodos de evaluación de la susceptibilidad al colapso de los suelos, propuesto por Conciani, W. y Soares, M. (1995) y lo adicionado en este trabajo.

El investigador ruso Abelev (Dudley, I., 1970), probablemente fue el primer autor que escribió acerca de la colapsabilidad de los suelos, siendo el pionero en usar el edómetro y el Índice de Colapsabilidad (CP) por humedecimiento para una presión de 3 kg/cm². Más tarde otros autores cambiarían el valor de esta presión a 2 kg/cm² (Jennings, J. y Knight, K., 1957).

La mayoría de los métodos citados pretenden agrupar a los suelos en uno de dos grandes grupos de susceptibilidad al colapso, los que fallan por su propio peso (autocolapsables) y los que fallan bajo carga adicional (condicionalmente colapsables). Rocca, R. (1985) proporciona los valores mostrados en la Tabla (2.04), con la denominación equivalente para cada zona. Por esa razón se analizarán dos tipos de metodologías, unas basadas en el concepto de Presión Inicial de Colapso y otras en el concepto de la Magnitud de Colapso por humedecimiento.

MÉTODOS BASADOS EN LA PRESIÓN INICIAL DE COLAPSO

Con la hipótesis de que el colapso por humedecimiento ocurre a partir de una cierta presión por encima de la cual la resistencia del suelo es superada, la magnitud de esa presión para la cual se produce el desmoronamiento de la estructura del suelo ha sido designada por algunos autores como "Presión Inicial de Colapso" ($\sigma_{i,col}$) o "Presión de Fluencia" (σ_f). Las Normas Rusas SNiP Cap. II B.22, definen a la Presión Inicial de Colapso Saturada como aquella para la cual en una prueba edométrica, se produzca un colapso relativo ($\delta_{i,col}$) igual al 1%.

$$\delta_{i,col} = 1\% = 0.01 \quad (2.01)$$

En la Fig. (2.04) se muestra la forma de calcular este valor, que es la diferencia de las deformaciones unitarias de dos pruebas edométricas de un mismo suelo, una con su humedad natural y otra en estado saturado. Entonces el colapso relativo es igual a:

$$\delta_{i,col} = \varepsilon_{hn} - \varepsilon_{sat} \quad (2.02)$$

Donde:

ε_{hn} = Deformación unitaria a humedad natural.
 ε_{sat} = Deformación unitaria en estado saturado.

Reginatto, A. (1970) define a la Presión de Fluencia Saturada de un suelo colapsable de la misma forma en que se define la Presión de Preconsolidación en la Prueba de Consolidación (σ_c) de Casagrande. El concepto gráfico se muestra en la Fig. (2.05).

En la Fig. (2.06) se muestra la correlación de Lin, Z. y Wang, S. (1988) existente entre la Presión Inicial de Colapso y la Presión de Fluencia Saturada, resultando la siguiente relación:

$$\sigma_{i,col} = 0.012 + 0.994 \sigma_f \quad (2.03)$$

Con estos conceptos lo que se pretende encontrar a cualquier profundidad es la magnitud de la Presión Inicial de Colapso ($\sigma_{i,col}$) en función de la Presión Total (σ_t) que es igual a la Sobrepresión ($\Delta\sigma$) más la Presión del Peso Propio (σ_o). En la Fig. (2.07) se muestran unas curvas típicas de esas relaciones y la zonas de colapsabilidad, donde una de ellas no posee sobrecarga.

A partir del análisis de estas curvas se pueden establecer los espesores que autocolapsarán por peso propio y los que necesitarán una sobrecarga para que se produzca el fenómeno. Encontrando de este modo la diferencia entre las zonas autocolapsables y las condicionalmente colapsables.

MÉTODOS BASADOS EN LA MAGNITUD DE COLAPSO

Se basan en la determinación de la magnitud de colapso de un perfil de suelos (debido solamente a su peso propio). Podemos citar las normas usadas en algunos países al respecto.

El Código Rumano de Suelos Loésicos Colapsables (LCS)(Bally, R. et al., 1973), define el Potencial Total de Colapso (Δ_{col}) del suelo así:

$$\Delta_{col} = \sum_{j=1}^n \delta_{col,j} \cdot H_j \quad (2.04)$$

$$\delta_{col} = \frac{h_1 - h_{s1}}{h_1} \quad (2.05)$$

Tabla 2.03 Métodos para evaluar la susceptibilidad al colapso en los suelos (Conciani, W. y Soares, M. 1995).

AUTOR	TIPO	PRINCIPIO	CRITERIO
Abelev (1931)	Lab.	1 edómetro	CP > 2%
Denisov (1961)	Lab.	e, w	$e_1/e_0 > 1\%$
Prikloonsky (1952)	Lab.	w, w_1, w_p	Índice de calidad
Clevenger (1956)	Lab.	Peso Unitario	Índice de calidad
Jennings y Knight (1957)	Lab.	2 edómetros	Mag. de asentamiento
Stefanoff (1961)	Lab.	1 edómetro	Mag. de asentamiento
Gibbs y Holland (1961)	Lab.	e, w	Índice de calidad
Gibbs y Bara (1967)	Lab.	w, w_1, w_p	$LI = (w - w_p)/(w_1 - w_p)$ $LI > 1$
U.R.S.S.(1962)	Lab.	e, w_1	Índice de calidad
Feda (1967)	Lab.	w, S_r, w_1, w_p	$KL = ((w/S_r) - w_p)/(w_1 - w_p)$ $KL > 0.85$
Krutov y Tarasova (1965)	Campo	Plato de carga	Presión inicial de colapso
Reginatto y Ferrero (1973)	Lab.	2 edómetros	Índice de calidad Presión admisible
Hanay (1973)	Empírico	$w_1, w, \text{densidad seca}$	Índice de calidad
Handy (1973)	Lab.	Contenido de finos (% < 0.074 mm)	< 16 = Altamente colapsable 16 a 24 = Probablemente colapsable. 24 a 32 = Puede ser colapsable > 32 = No es colapsable
Escario y Saez (1973)	Lab.	Compresibilidad del suelo a diferentes niveles de succión	
Minkov (1977)	Empírico	n, w	Índice de calidad
Goldstein (1978)	Lab.	1 edómetro	Mag. de asentamiento
China (1978)	Lab.	1 edómetro	Índice de calidad
Redolfi (1980)	Lab.	1 edómetro	Índice de calidad Presión admisible
Karastilov (1980)	Empírico	S_r, I_p, e	Mag. de asentamiento
Clemence y Finnbar (1981)	Lab.	n	Índice de calidad
Leoni (1984)	Lab.	Granulometría	Índice de calidad
Houston (1986)	Campo	Carga escala natural	Mag. de asentamiento
Houston (1988)	Lab.	1 edómetro	Mag. de asentamiento
Houston (1993)	Campo	Presurómetro	Mag. de asentamiento Zona humedecida
Decourt y Quaresma (1994)	Campo	SPT	$T/N_{SPT} = 2 \text{ a } 3$
Rollins (1994)	Lab.	Granulometría	Índice de calidad
Dias (1994)	Empírico	Petrología	Clasificación del suelo
Conciani y Soares (1995)	Campo	Carga en molde	Mag. de asentamiento

Tabla 2.04 Equivalencias en la denominación de suelos colapsables (Rocca, R., 1985)

PAIS	AUTOCOLAPSABLE	CONDICIONALMENTE COLAPSABLE
Argentina	Verdaderamente colapsable	Condicionalmente colapsable
China	Tipo I	Tipo 2
Estados Unidos	Colapsables	No colapsables
Rusia	Ti II	Ti I

Donde:

H_j = Espesor del estrato (j) en metros.

$\delta_{col,j}$ = Coeficiente de deformación edométrica adicional de una muestra del estrato (j) inundada a una presión igual al peso propio (σ_0).

h_j = Altura de la muestra a una presión igual a la propia (σ_0) antes de la saturación. Línea de trazos de la Fig. (2.08).

h_{s1} = Altura de la muestra a una presión igual a la propia (σ_0) después de la inundación. Línea de trazos de la Fig. (2.08).

Δ_{col} = Potencial Total de Colapso en metros.

El Código Chino, para regiones de suelos colapsables (Ling, Z. y Liang, W., 1982), establece como La Magnitud de Colapso por Peso Propio (Δ_{col}) en metros a la relación:

$$\Delta_{col} = \sum_{j=1}^n \delta_{col,j} \cdot H_j \quad (2.06)$$

$$\delta_{col} = \frac{h_1 - h_{s1}}{h_0} \quad (2.07)$$

Donde:

H_j = Espesor del estrato (j) en metros.

$\delta_{col,j}$ = Coeficiente de la magnitud de colapsabilidad del estrato (j) para una presión igual a la propia, en donde se inunda la muestra. Para el cálculo sólo se toman en cuenta los que tienen valores mayores que 0.015. En este caso, la ecuación (2.06) tiene un valor diferente al de la ecuación (2.04).

h_0 = Altura inicial de la muestra (Fig. 2.08).

Cuando $\Delta_{col} < 0.07$ m, el suelo será colapsable bajo carga por humedecimiento (Tipo 2 de la Tabla 2.04). Mientras que si $\Delta_{col} > 0.11$ m, el suelo será autocolapsable por humedecimiento (Tipo 1 de la Tabla 2.04). Para el intervalo entre 0.07 m y 0.11m, será caso especial que requiera estudios con mayor detalle.

Pero el Código Chino denomina también como “Grado de Colapsabilidad” (Δ_{col}) del suelo en metros, a una evaluación de la susceptibilidad al colapso para una presión de carga edométrica de 2 kg/cm^2 (línea llena de la Fig. 2.08), donde el coeficiente de deformación edométrica toma la forma.

$$\delta_{col,j} = \frac{h_{hn} - h_s}{h_0} \quad (2.08)$$

Donde:

$\delta_{col,j}$ = Coeficiente del grado de colapsabilidad del estrato (j) cuando la presión es 2 kg/cm^2 .

h_{hn} = Altura de la muestra a humedad natural cuando la presión es 2 kg/cm^2 .

h_s = Altura de la muestra saturada cuando la presión es de 2 kg/cm^2 .

h_0 = Altura inicial de la muestra.

En la Tabla (2.05) se muestran las categorías de colapsabilidad de los suelos loésicos de la República Popular China en función de (Δ_{col}) calculado como Grado de Colapsabilidad con el coeficiente de la ecuación (2.08).

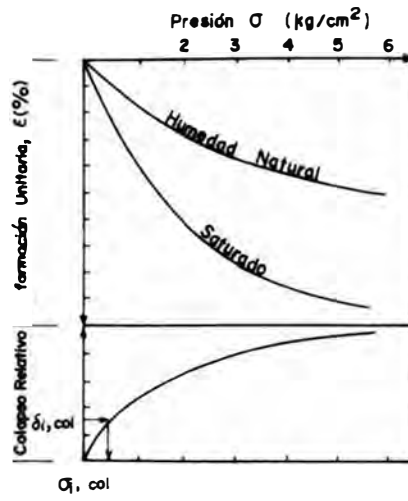


Fig. 2.04 Diagrama del colapso relativo (Reginatto, A., 1970)

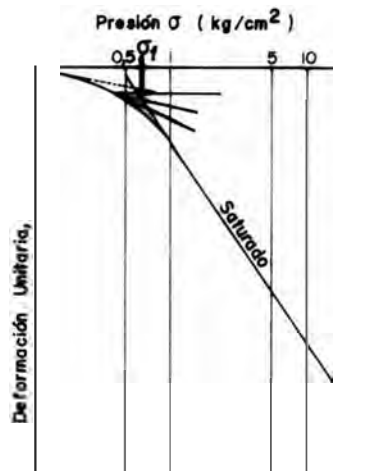


Fig. 2.05 Esquema de la Presión de Fluencia Saturada (Reginatto, A., 1970)

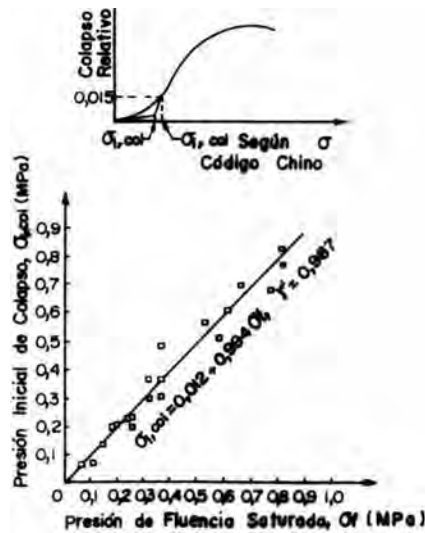
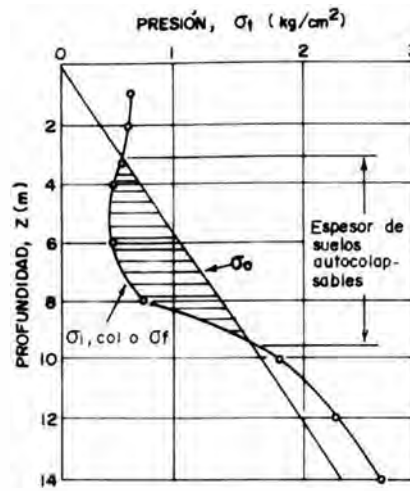
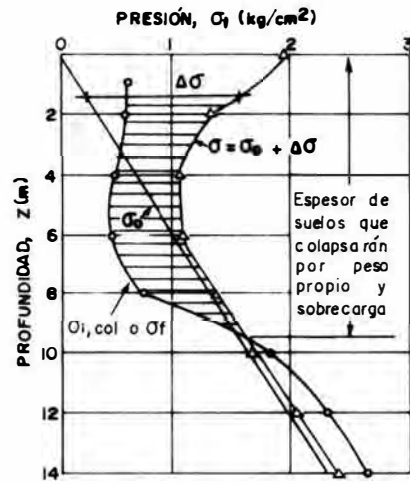


Fig. 2.06 Correlación entre la Presión Inicial de Colapso y la Presión de Fluencia Saturada (Lin, Z. y Wang, S., 1988)



a) Por peso propio



b) Por cargas externas

Fig. 2.07 Presión Inicial de Colapso en función de la Presión Total (Redolfi, E., 1993)

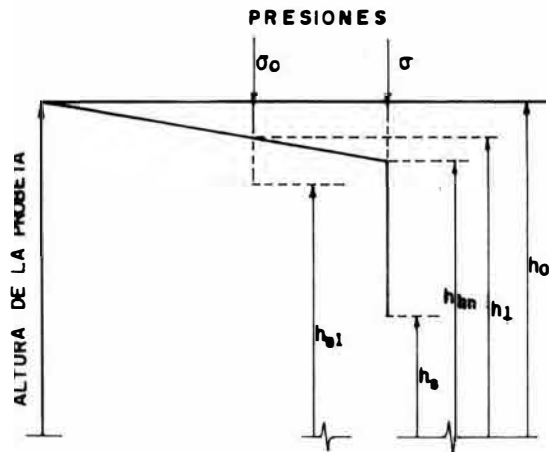


Fig. 2.08 Deformaciones en la prueba edométrica (Redolfi, E., 1993)

Tabla 2.05 Categorías de grado de colapsabilidad de la China (Ling, Z. y Liang, W. 1982)

CATEGORÍA DE COLAPSABILIDAD	GRADO DE COLAPSO, Δ_{col} (m)	
	TIPO 2	TIPO 1
I	$\Delta_{col} < 0.15$	$\Delta_{col} < 0.15$
II	$0.15 < \Delta_{col} < 0.35$	$0.15 < \Delta_{col} < 0.40$
III	$\Delta_{col} > 0.35$	$\Delta_{col} > 0.40$
	La sumatoria se realiza hasta una profundidad de 5 m a partir de la cota de cimentación.	La sumatoria se realiza hasta una profundidad de 5 m a partir de la cota de cimentación.

La diferencia entre los métodos de Presión Inicial de Colapso y de Magnitud de Colapso, reside que en los primeros se pueden realizar una evaluación a cada nivel del estrato o estrato por estrato, permitiendo un análisis más detallado para niveles de presiones variables o de interés y a cada profundidad. Los segundos son útiles cuando sólo interesa calcular la cantidad del asentamiento del suelo sin importar lo que sucede en cada nivel.

2.1.5 Asentamiento por Colapso

CONCEPTO DEL ASENTAMIENTO POR COLAPSO

La forma general de cálculo del asentamiento adicional por colapso (se dice así porque el suelo puede experimentar otros tipos de asentamientos) establecida por diversos investigadores, como Jennings, J. y Knight, K. (1957); Bally, R. et al. (1973); Fedá, J. (1988) y por diversas Normas como las Chinas, Rumanas, Soviéticas y Americanas, en base a la Fig. (2.08) es :

$$\Delta_{col T} = \sum_{j=1}^n \Delta_{col j} \quad (2.09)$$

$$\Delta_{col j} = \sum_{j=1}^n \delta_{col j} \cdot H_j \quad (2.10)$$

$$\delta_{col} = \frac{h_{hn} - h_s}{h_1} \quad (2.11)$$

Donde:

$\Delta_{col T}$ = Asentamiento total de un manto de suelos colapsables de espesor H_T .

H_T = $H_1 + H_2 + H_3 + \dots$

$\Delta_{col j}$ = Asentamiento por colapso del estrato (j).

$\delta_{col j}$ = Colapso relativo del estrato (j) debido a la presión (σ_{zj}).

σ_{zj} = Presión total (peso propio + incremento de presión) en el estrato (j).

h_{hn} = Altura de la muestra a la humedad natural (hn) y a la presión (σ_{zj}), antes del colapso.

h_s = Altura de la muestra saturada (s) y a la presión (σ_{zj}), después del colapso.

h_1 = Altura de la muestra a la humedad natural (hn) y una presión igual al peso propio (σ_0), antes del colapso.

Por lo tanto, utilizando las correspondientes deformaciones unitarias (ϵ) ó relación de vacíos (e) de cada uno de los estados indicados, se puede obtener el valor del colapso relativo con las siguientes expresiones.

$$\delta_{col} = \frac{\epsilon_{hs} - \epsilon_s}{1 - \epsilon_1} \quad (2.12)$$

$$\delta_{col} = \frac{e_{hs} - e_s}{1 - e_1} \tag{2.13}$$

Siendo necesario remarcar que lo descrito desde las fórmulas (2.09 a 2.13) corresponden a procedimientos edométricos de laboratorio, es decir, a pruebas de compresión confinada que representan con bastante precisión lo que sucede en la naturaleza. Pero debemos tener en cuenta que el modo más preciso para evaluar el asentamiento por colapso es la realización de ensayos in-situ, que por su naturaleza resultan costosos y morosos, y que a veces son obligatorios cuando no se pueden obtener muestras inalteradas o cuando se desee alta precisión. También puede pensarse en los ensayos in-situ, cuando se trate de suelos colapsables de grano grueso como gravas en conglomerados, ya que las dimensiones de los equipos estándar edométricos no permitirían la realización de ensayos de laboratorio con muestras representativas completas del suelo.

A continuación, se detalla la prueba de laboratorio más generalizada para formarnos una mejor idea del fenómeno de asentamiento por colapso debido a la saturación del suelo y con el proceso de carga más representativo. Este modelo de prueba fue propuesta por Jennings, J. y Knight, K. (1957) y posteriormente modificado por Houston, S. et al. (1986).

MÉTODO MODIFICADO DE JENNINGS, J. Y KNIGHT, K. (1957)

Estos autores han desarrollado una técnica utilizando la prueba del edómetro para proporcionar información cualitativa y cuantitativa sobre el potencial de colapso de un suelo. Este método puede ser usado para evaluar la respuesta de un suelo al humedecimiento y cargas con diferentes niveles de esfuerzos. La técnica del laboratorio consiste en dos pruebas edométricas con muestras similares, una ensayada a humedad natural y otra a condición saturada (Fig. 2.04), para conocer la diferencia de asentamiento por humedecimiento para cualquier esfuerzo.

Una variación del método del doble edómetro fue desarrollado por Houston, S. et al. (1986). La técnica consiste en usar un sólo edómetro (Fig. 2.09). La muestra de suelo se somete a carga con su humedad natural hasta una presión algo mayor que soportará el suelo en el campo (punto C, que representa a 0.663 kg/cm²), donde será inundada produciéndose el colapso por humedecimiento (línea de trazos CD), luego podrá continuar cargándose (línea llena DE). El caso es que uniendo el punto D con el origen de coordenadas (línea de trazos) se tendrá una aproximación de la curva de colapso por humedecimiento para cualquier presión. Usando las dos curvas podemos calcular el grado de asentamiento por colapso del suelo debido a humedecimiento, mediante la diferencia de los porcentajes de compresión para cualquier valor de presión; por ejemplo, para 0.497 kg/cm² obtenemos un asentamiento de 6.4 % (7.8% - 1.4%).

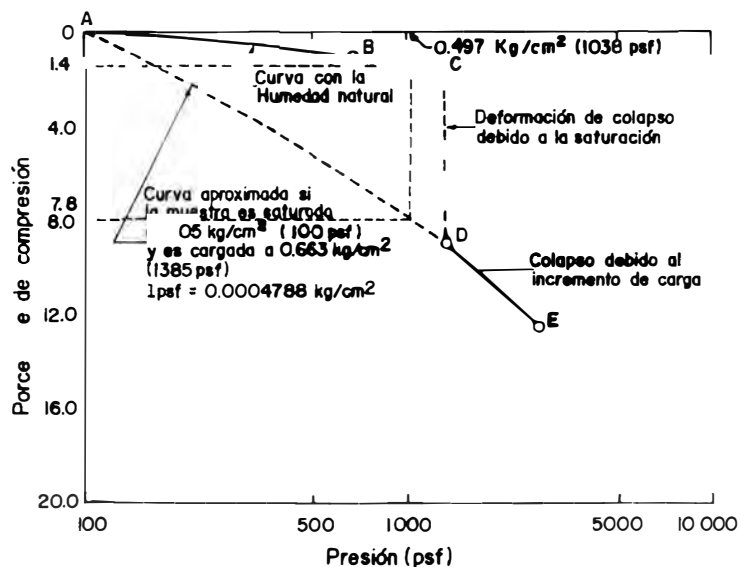


Fig. 2.09 Curva típica de prueba edométrica modificada de Jennings y Knight (Houston, S. et al., 1986)

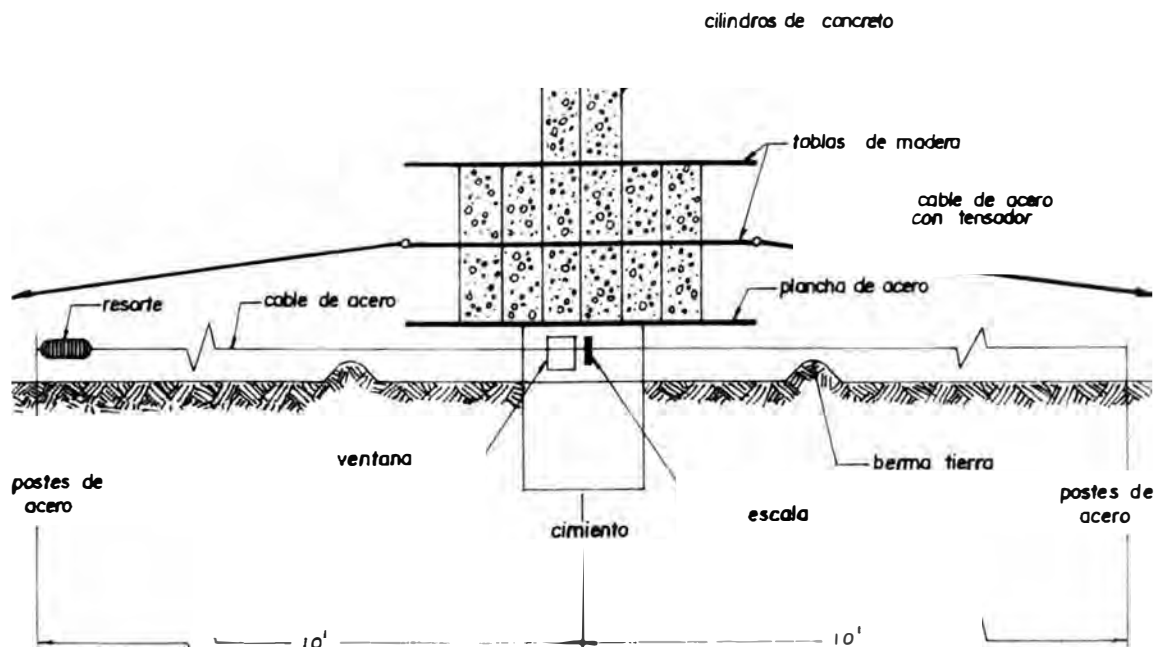


Fig. 2.10 Esquema típico de prueba de carga in situ a escala natural. (Houston, S. et al., 1986)

Houston, S. et al. (1986) para comprobar la precisión de su metodología propuesta, realizaron pruebas a escala natural, las mismas que tienen el esquema mostrado en la Fig. (2.10), encontrando datos concordantes.

Ahora, debemos analizar los factores que definen la magnitud del asentamiento de colapso por humedecimiento. Siendo de interés para los trabajos de diseño de cimentaciones, conocer por ejemplo como es el estado de esfuerzos o presiones¹ en el entorno de la zona de carga y como se desarrolla el humedecimiento.

ESTADO DE TENSIONES

El grado de asentamiento depende del esfuerzo actuante tal como se puede observar en los gráficos de las pruebas edométricas. Ha sido demostrado que las pruebas de laboratorio pueden ser usadas para obtener estimaciones razonables de asentamientos por colapso de las cimentaciones (Dudley, J., 1970; Houston, S. et al., 1986).

Sin embargo, los especímenes de laboratorio pueden estar sujetos a un mayor grado de saturación que el suelo del campo, pueden estar disturbados, y algunos son difíciles de muestrear tales como los suelos con gran contenido de grava. En general resultaría necesario corregir los datos de colapso de laboratorio para las condiciones de campo (Houston S. et al., 1993).

Muchas pruebas de ensayo in-situ han sido ideadas para la detección de suelos colapsables y evaluación de su magnitud de colapso. El suelo es esforzado aplicando carga a una platea, el agua es introducida y las relaciones carga-desplazamiento del suelo son monitoreadas.

La mayoría de estos estudios de pruebas de campo han dedicado sólo un mínimo esfuerzo para comprender la naturaleza del estado de esfuerzos y el grado de humedecimiento bajo la placa de carga. Por ello, las relaciones reales de esfuerzo-deformación no son usualmente determinadas. Aunque las cargas y los desplazamientos son medidos, los esfuerzos y deformaciones son necesarios para aplicar los resultados a un prototipo de estructuras.

Siendo necesario desarrollar métodos de interpretación para las pruebas de colapso in-situ dirigidos a las relaciones esfuerzo-deformación.

En la Fig. (2.11) se muestra la variación de las relaciones (σ_z/σ_T) , del esfuerzo de contacto al nivel de la cimentación (σ_T) conocida también como esfuerzo actuante al nivel de la cimentación o solicitante y el esfuerzo a la profundidad (σ_z) conocido también como esfuerzo inducido o transmitido, con las relaciones de la profundidad y el ancho de la cimentación (z/D), proporcionado por Tsytyovich, N., et al. (1973). Donde se observa que el esfuerzo a una profundidad aumenta con el grado de saturación y con el valor del esfuerzo de contacto.

¹Se usa igualmente esfuerzo y presión en vez de tensión cuando se trata de suelos.

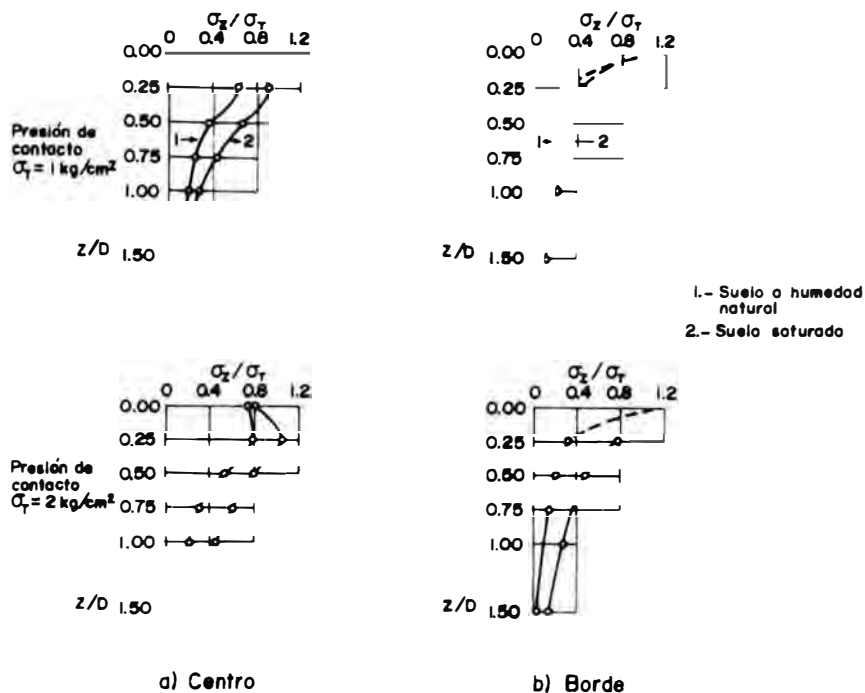


Fig. 2.11 Variaciones entre la relación de presiones verticales (σ_z/σ_T) en una masa de suelo loésico, relación (Z/D) y el grado de saturación (Tsyrovich, N. et al., 1973)

El estudio de los esfuerzos y grados de humedecimiento fue realizado por Houston, S. et al. (1993) mediante la utilización del presurómetro o prueba de colapso in-situ a escala reducida (Fig. 2.12). Combinando los datos de campo con análisis por elementos finitos, el autor desarrolla una técnica para convertir los datos carga-desplazamiento en datos esfuerzo-deformación; presentando cartas simplificadas para la interpretación de los mismos. El análisis por elementos finitos se realizó usando respuestas de carácter lineal elástico del suelo con módulos de reducción por humedecimiento. En la Fig. (2.13) se muestra que el efecto de la sobrecarga o presión de contacto sobre el estado de esfuerzos dentro de la zona húmeda es significativamente reducido, siendo despreciable para un perfil vertical bajo el centro de la carga y como era de esperar los esfuerzos de sobrecarga tienden a una forma de arco en torno a la zona suavizada del suelo. En la Fig. (2.14) se describe la forma de variación del factor de influencia ($I_L = \sigma_z/\sigma_T$) bajo el centro de la placa de carga y dentro de la zona humedecida de profundidad (z_w). Para una revisión completa del uso del factor de influencia ver Houston, S. et al. (1993).

DISTURBANCIA DE MUESTRAS

Pruebas edométricas de respuestas a humedecimiento pueden ser usadas para predecir el colapso de los suelos. Algunas comparaciones han sido ejecutadas entre los resultados de campo y de laboratorio, por ejemplo Dudley, J. (1970) reporta que en algunos casos el asentamiento calculado fue cuatro veces el asentamiento real; sin embargo él también reporta cálculos de asentamientos del orden del 30%. Houston, S. et al. (1991), en sus comparaciones de asentamientos reporta una variación entre el 70% y 300% de los valores calculados respecto a los reales.

Muchos factores que influyen en estas predicciones fueron citados por Houston, S. et al. (1991), haciendo énfasis sobretodo en la extensión del humedecimiento; pero citando también la posibilidad de la disturbancia de las muestras como por ejemplo en muestras de suelos cementados. Los parámetros de respuesta al humedecimiento para especímenes de bloques no fueron significativamente diferentes de aquellos obtenidos con muestreadores de tubos en el caso de suelos bien cementados con bajo contenido de grava. Sin embargo para suelos ligeramente cementados y con altos contenidos de grava, se observó una diferencia aunque moderada pero estadísticamente importante.

Concluyendo el investigador que las diferencias entre bloques y muestras de tubos no son sustanciales garantizando el uso de ambos tipos en los proyectos, pero recomendando los segundos para una mayor precisión en suelos colapsables cementados, por lo selectivo que resultan los muestreos por bloques.

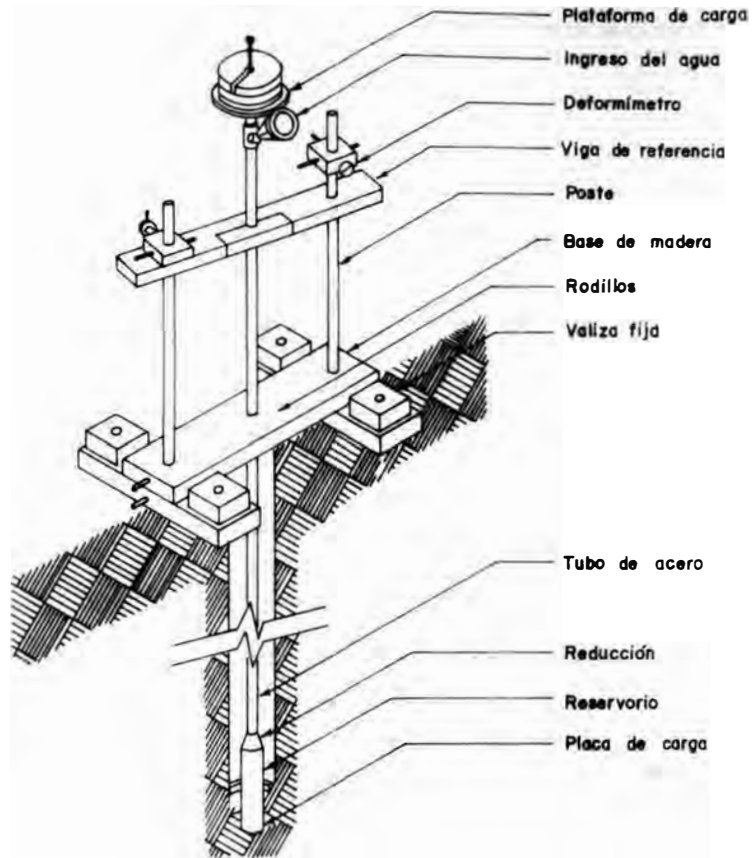


Fig. 2.12 Esquema del ensayo in situ con Presurómetro
(Houston, S., et al, 1993)

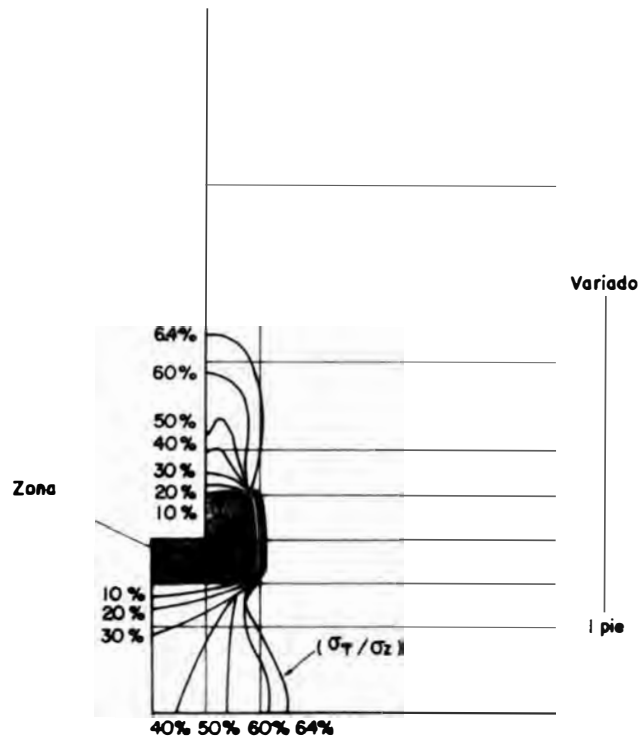


Fig. 2.13 Variación de las relaciones de los esfuerzos bajo el eje de carga (Houston, S., et al, 1993)

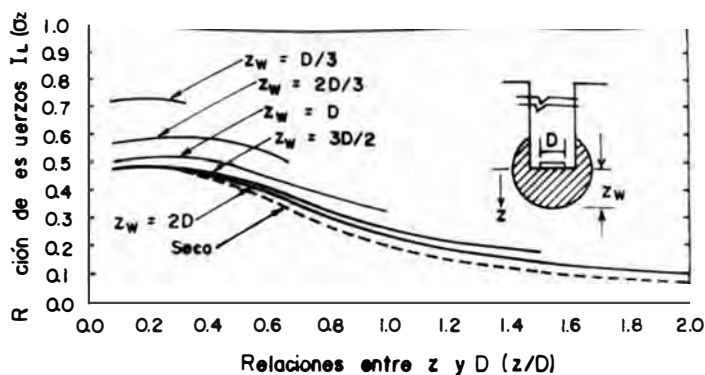


Fig. 2.14 Variaciones de las relaciones de esfuerzos bajo el eje de carga (Houston, S. et al., 1993)

2.2. INGENIERÍA DE LOS SUELOS FINOS COLAPSABLES

2.2.1 Generalidades

Hemos visto que el fenómeno de colapso por humedecimiento puede presentarse en diversos tipos de suelos finos como loess arenas arcillosas sueltas donde las arcillas actúan como cementantes, arenas sueltas cementadas por sales solubles, suelos residuales provenientes de granito en condiciones de meteorización tropical, etc. Conociéndose actualmente también de conglomerados compuestos de bolonerías, guijarros y gravas con una matriz constituida de arenas, limos, arcillas y sales, como es el caso del conglomerado de gravas de la formación Sotillo en el valle del Vitor en Arequipa.

Se caracterizó a los suelos colapsables (especialmente a los finos), por su susceptibilidad al decremento repentino y brusco de volumen y su pérdida de resistencia al corte en forma instantánea debido al humedecimiento. Además se conoce de que existe documentación de muchos depósitos profundos de suelos colapsables (Houston, et al., 1986), pero que son los suelos localizados cerca a la superficie los que con mayor frecuencia presentan potencial de colapsos, porque están más propensos a problemas de humedecimiento.

En las zonas semiáridas (EE. UU., Brasil, China, URSS, España, Argentina, Perú, etc.) se han presentado casos de suelos finos en cimentaciones de construcciones livianas, tales como viviendas, canales de riego, muros, etc. que han sufrido asentamientos considerables cuando el terreno de fundación fue contaminado por el agua producto de infiltraciones o inundaciones artificiales. Lo sucedido en el Pie de la Cuesta, donde el suelo es predominantemente conglomerado de gravas, es relevante porque sin necesidad de incrementar presión alguna al suelo, ha devenido en un deslizamiento catastrófico de la escarpa, sólo por acción de las aguas de infiltración por empozamiento clandestino en el borde de La Joya Antigua.

Conocidas las características de los suelos colapsables y sus posibles influencias en las fallas de las estructuras y sus bondades para fines de aprovechamiento, queda en los ingenieros de suelos, proporcionar las técnicas adecuadas en búsqueda de medidas de mitigación seguras en el caso de fallas, y usos razonables en el caso de sus atributos. Aitchison, G. (1973) divide a los suelos colapsables en tres grupos con fines ingenieriles, a las medidas que

- a) Eliminen el potencial de colapso.
- b) Limiten la iniciación de colapso.
- c) Admiten los efectos del colapso.

En el primer grupo se interviene directamente al suelo mediante el mejoramiento de sus características físicas y/o químicas, en el segundo grupo se intenta evitar que se produzca el colapso sin intervenir al suelo y en el tercer grupo se desprecian los efectos del colapso mediante cimentaciones profundas en estratos libres de éste fenómeno.

2.2.2 Mejoramiento de Suelos Finos Colapsables

El objetivo fundamental es eliminar o disminuir el potencial de colapso. A continuación se mencionan los métodos principales usados con tal fin, señalados por Evstatiev, D. (1988), Rollins, M. et al. (1994) y Day, R. (1995).

MEJORAMIENTO POR COMPACTACION

Tienen por finalidad eliminar los vacíos, reducir la permeabilidad y aumentar la capacidad de resistencia al corte. Entre los métodos de compactación están.

Compactación dinámica.- Para estratos superficiales menores de 3.5 m. El método consiste en aplicar cargas de 3 a 8 Ton desde alturas de 4 a 8 m a razón de 10 a 16 veces por lugar (Abelev, Y. y Abelev, M. 1979). Malyshev, M. et al. (1983) recomiendan controlar la humedad del suelo y encuentran que la compactación dinámica resultó efectiva en nueve proyectos del Oeste de los EE.UU. donde se redujo los problemas típicos de asentamientos con un costo de 0.9 a 1.5 dólares por metro cúbico tratado.

Compactación por medio de pequeños pilotes piramidales.- Constituye una variante del anterior. Consistiendo en hincar un pilote piramidal de 3 a 4 m de largo, con una sección transversal superior de 60x60 a 70x70 cm y una sección transversal inferior de 10x10 cm. Luego de retirar el pilote el hoyo se rellena con concreto.

Compactación por medio de pilotes metálicos ensanchados.- Uno de los métodos más usuales para estratos de loess de hasta 20 m de profundidad susceptibles al colapso, consiste en la perforación del suelo mediante hincas de pilotes metálicos ensanchados y posterior relleno de la cavidad con suelo compactado.

Compactación por explosiones de gas.- Tecnología nueva propuesta por Martemyanov, A. y Piskasrev, V. (1979).

Compactación por humedecimiento (hidrocompactación).- Consiste en provocar el asentamiento del suelo mediante la infiltración de agua en excavaciones poco profundas. Usado ampliamente en todo el mundo, por ejemplo en EE.UU por Clevenger, W. (1956) y Gibbs, H. y Bara, J. (1967); en Rumania por Bally, R. et al. (1965, 1969); en la URSS por Mustafaev, A. (1967) y Lomize, G. (1968); en Argentina por Moll, L. et al. (1979) y en la China por Ling, Z. y Liang, W. (1982).

Compactación por humedecimiento previo y por explosiones profundas.- Ideado por Litvinov, I. (1976). El espesor de suelos es humedecido mediante drenes de 3x3 a 5x5 m y luego son colocadas cargas de 5 a 7 kilos al fondo de los drenes.

MEJORAMIENTO POR MODIFICACIÓN GRANULOMETRICA

Similar que los métodos aplicados en proyectos viales, consiste en mezclar el suelo colapsable con material granular de mejores características físicas y químicas, mejorando su resistencia al corte.

MEJORAMIENTO MEDIANTE LA CREACIÓN DE NUEVOS CONTACTOS COHESIVOS

Consistente en la creación de vínculos más resistentes y estables en la estructura del suelo. Entre estos métodos tenemos.

Inyecciones de agentes químicos.- Desarrollado en la URSS (Mitchell, J., 1981 ; Evstatiev, D., 1988). Siendo el silicato de sodio el agente químico más utilizado por su bajo costo. Consiste en inyectar en todo el espesor del suelo a tratar, una solución de silicato de sodio a través de un tubo inyector de 42 mm de diámetro con perforaciones de 3 mm protegidas por un manguito de goma.

Estabilización térmica.- Desarrollado en la URSS (Estatiev, D., 1988). Comprende la introducción de un quemador de gas dentro de un pozo de 20 cm de diámetro, con una presión de aire de 2 a 3 kg/cm².

Estabilización mediante mezclado mecánico con agentes cementantes.- Cuyo objetivo es la creación de columnas o pilotes de suelo con alta resistencia y rigidez, que permitan la transferencia de carga a estratos más profundos y estables. El agente ligante es el cemento Portland.

MEJORAMIENTO POR REEMPLAZO DEL SUELO COLAPSABLE

Se retira una parte del suelo superficial potencialmente colapsable, reemplazándolo por el mismo suelo compactado y estabilizado granulométricamente, por arena compactada o suelo-cemento compactado. La finalidad es evitar el colapso o uniformizar los asentamientos cuando se produzca el humedecimiento.

En gravas colapsables una limitación es el tamaño de los cantos que impiden los tratamientos, siendo necesario hincar, perforar o compactar al suelo colapsable. Sin embargo existe la posibilidad de compactación dinámica con grandes pesos de impacto, o por el reemplazo del suelo colapsable. Queda aún mucho que investigar en este tipo de suelo grueso.

2.2.3 Métodos de Evitamiento de Iniciación del Colapso

Debido a que el colapso generalmente ocurre por el humedecimiento del estrato colapsable y que esta fuente de saturación es de diversa naturaleza, las técnicas para evitar la iniciación del colapso en cualquier tipo de suelo fino o granular, consiste en la limitación en lo posible de la ocurrencia de las filtraciones. Robinson, L. y Narkiewicz, S. (1982) sugieren las siguientes medidas para evitar el humedecimiento de los cimientos de las edificaciones (también las que pueden ser adecuadas para otro tipo de proyectos).

- Pendientes adecuadas en el terreno adyacente que rodea la edificación.
- Canalización de todos los desagües de techos y patios hacia el exterior del edificio.
- Pavimentar la superficie exterior de la edificación.
- Construcción de las redes de agua y desagüe con el cuidado necesario para evitar fugas o posteriores fallas.

2.2.4 Métodos donde se Admitan los Efectos del Colapso

Se dividen en dos grupos, las cimentaciones superficiales en suelos potencialmente colapsables y las cimentaciones profundas a través de pilotes.

CIMENTACIONES DIRECTAS EN SUELOS COLAPSABLES

Cimentaciones rígidas.- Utilizadas generalmente en estructuras livianas con cargas puntuales, por ejemplo torres de alta tensión, columnas de naves industriales, donde se admitan ciertos asentamientos no perjudiciales.

Cimentaciones de baja rigidez longitudinal.- Comprende estructuras con cargas lineales tales como muros de carga, canales, etc. con baja rigidez longitudinal. Para evitar los asentamientos diferenciales se diseñan elementos rigidizantes (Clemence, S. y Finbarr, A., 1981).

CIMENTACIONES PROFUNDAS

Consiste en evitar el estrato del suelo colapsable mediante pilotes para cimentar directamente en estratos no colapsables. Teniendo en cuenta que los pilotes admiten una resistencia en la punta y otra en el fuste, las técnicas para su utilización a través de suelos colapsables consisten en aprovechar o limitar las fuerzas y asentamientos por esta causa, siendo la fricción negativa un factor a tener en cuenta. Existiendo trabajos interesantes en este sentido, por ejemplo de Krutov, V. (1984) y Redolfi, E. (1993).

III

CAMBIOS DE VOLUMEN Y RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS COLAPSABLES

3.1. PRESIONES EFECTIVAS Y PRESIONES INTERSTICIALES

3.1.1 Presiones Efectivas y Presiones Intersticiales en Suelos Saturados

El comportamiento mecánico de los suelos, referidos especialmente a los cambios de volumen y de resistencia al corte, generalmente están relacionados con el nivel de esfuerzos actuantes y el grado de saturación. Cuando Terzaghi en el año 1935 (Terzaghi, K., 1943) propuso un modelo mecánico para el estudio del fenómeno de la Consolidación, estableció que si el suelo saturado es sometido a una sobrecarga, ésta es soportada inicialmente por el agua intersticial y que posteriormente se va transmitiendo a la fase sólida; demostrando así, que cualquier presión normal actuante en el suelo es soportada fraccionalmente por el agua intersticial y los granos existentes. Sus magnitudes varían con el tiempo de aplicación de la sobrecarga y con la profundidad desde el lugar de incidencia; estando íntimamente relacionadas con el grado de saturación del suelo.

Entonces al revisar la naturaleza de las presiones en el suelo que son utilizadas en cualquier problema de Mecánica de Suelos, encontramos la siguiente relación con la simbología de la Fig. (3.01) (Burland, J., 1965).

$$\sigma_g = \sigma - (1 - a) u_w \quad (3.01)$$

Donde:

- σ_g = Presión intergranular, que resulta de dividir la fuerza que soporta la parte sólida del suelo (P_s) entre el área total de la masa del suelo (A).
- σ = Presión normal total que soporta el suelo, que es igual a la fuerza normal total (P) entre el área total de la masa del suelo (A).
- a = Relación del área de contacto de las partículas sólidas (A_s) entre el área total de la masa del suelo (A).
- u_w = Presión del agua intersticial, conocida tradicionalmente en la Mecánica de Suelos como la "presión neutral" o "presión de poros".

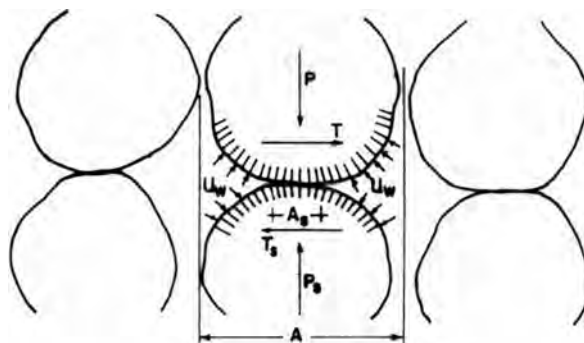


Fig. 3.01 Equilibrio de las fuerzas actuantes entre dos partículas en contacto representativas de una masa de suelo (Burland, J., 1965)

En la práctica, (A_s) es sumamente difícil de obtener porque tiene un valor muy pequeño en comparación con (A), por lo que (a) puede ser despreciado; entonces la ecuación (3.01) queda simplificada en:

$$\sigma_g = \sigma - u_w \quad (3.02)$$

Por otra parte, en el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, se define a la presión efectiva (σ') o esfuerzo efectivo como aquel que gobierna los cambios volumétricos y la resistencia de un suelo. Tradicionalmente para efectos de cálculos y análisis teóricos se ha considerado a la presión intergranular como la efectiva, hipótesis que ha resultado satisfactoria en muchos trabajos; así, la fórmula (3.02) en función de la presión efectiva quedará como:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (3.03)$$

Jennings, J. y Burland, J. (1962) suponen por ello que los cambios de volumen ($\Delta V/V$) y de la resistencia al corte ($\Delta\tau$), deberían ser función exclusiva del cambio en la presión efectiva ($\Delta\sigma'$). Matemáticamente esto se traduce en:

$$\Delta V/V = f(\Delta\sigma') \quad \Delta\tau = f(\Delta\sigma')$$

Sucediendo además que cuando el suelo está saturado y se produce una succión o una depresión en el agua intersticial (σ_u), la ecuación (3.03) quedará como:

$$\sigma' = \sigma + \sigma_u \quad (3.04)$$

3.1.2 Presiones Efectivas y Presiones Intersticiales en Suelos Parcialmente Saturados

Skempton encontró que la considerable experiencia en ingeniería señalaba que las ecuaciones (3.03 y 3.04) son suficientemente precisas para la mayoría de los trabajos geotécnicos; pero que cuando el suelo está parcialmente saturado, los ensayos de laboratorio indicaban que esas ecuaciones podrían tener un error considerable. Entonces Bishop, A. et al. (1960) propuso una ecuación alterna:

$$\sigma' = \sigma - [u_a - \chi (u_a - u_w)] \quad (3.05)$$

$$\sigma' = \sigma - (u_a - \chi \sigma_u) \quad (3.06)$$

$$\sigma' = \sigma - \sigma_e \quad (3.07)$$

Donde:

u_a = Presión de poros en la fase gaseosa o presión del aire.

u_w = Presión de poros en la fase líquida o presión del agua intersticial.

χ = Coeficiente relativo al grado de saturación del suelo (S_r); es 1 cuando $S_r = 100\%$ y debe ser experimentalmente determinado para $S_r < 100\%$.

σ_e = Presión equivalente de los fluidos, en analogía con el caso de los suelos saturados.

Los otros parámetros fueron determinados previamente. Bowles, J. (1979) indica que para el valor de $S_r < 100\%$ la distribución real de (u_w) y (u_a) son complejos o indeterminados y que en muestras pequeñas de laboratorio la distribución puede ser menos compleja que in-situ; por esta razón el único medio para obtener los valores de las presiones de poros in-situ es el uso de un sistema de piezómetros, donde el valor de (u_a) se hace igual a la presión atmosférica.

3.1.3 Presiones Intersticiales Producidas en Procesos de Carga

Como se indicó anteriormente, cuando se aplica una sobrecarga a un elemento de suelo; éste es resistida en parte por el elemento intersticial y en parte por el elemento sólido. Lambe, T. y Whitman, R.

(1969) muestran para una prueba edométrica el esquema de medición del incremento de las presiones para el sistema suelo-agua (Fig. 3.02.a), su analogía mecánica compuesta por un recipiente metálico que contiene fluido intersticial y muelle (Fig. 3.02.b) y en la Fig. (3.02.c) las relaciones existentes entre la variación de la presión vertical ($\Delta\sigma_v$) con el tiempo y la variación de la presión intersticial (Δu_w) con el tiempo. La última figura indica que al existir flujo de agua hacia el exterior el régimen es variable o transitorio (no establecido).

En este ejemplo, (P) corresponde a la sobrecarga total aplicada y se asume la hipótesis válida de que inicialmente esa sobrecarga es soportada totalmente por el elemento intersticial, y que luego va transmitiéndose a la fase sólida. Además, en este ejemplo a la presión intersticial del agua conocido como (u_w), Lambe, T. y Whitman, R. (1969) lo consideran como (u), nosotros continuaremos designándolo como (u_w) para mantener la simbología.

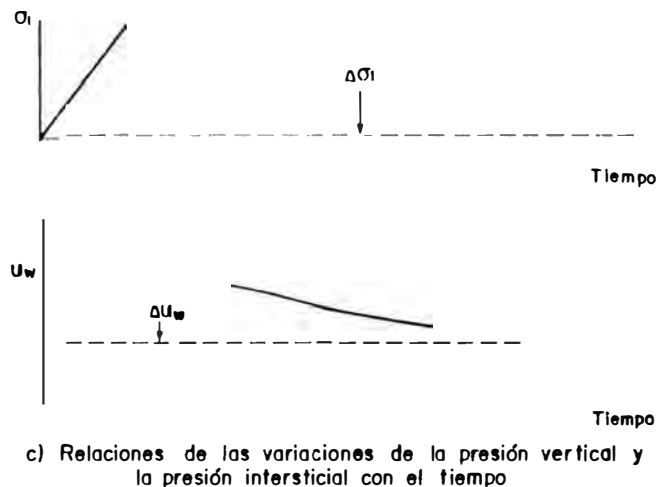
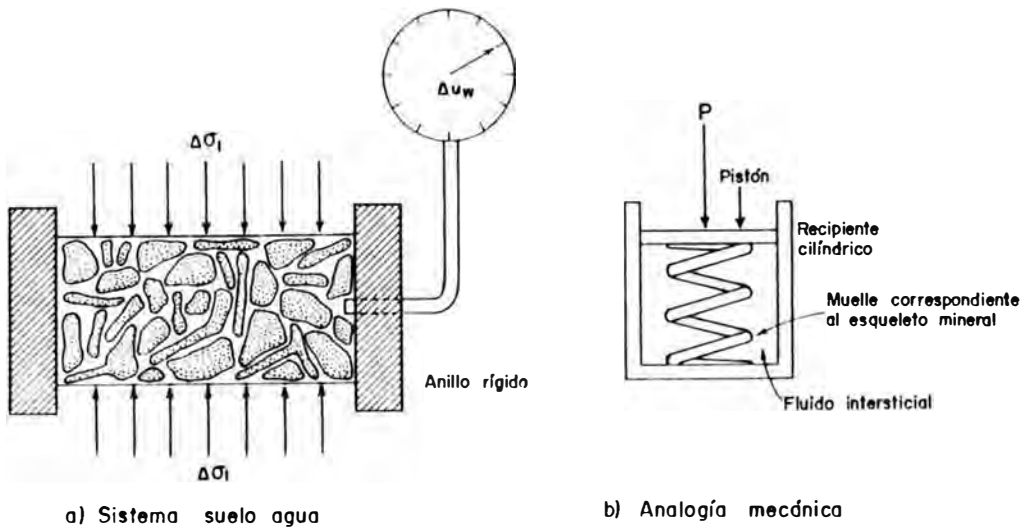


Fig. 3.02 Carga de un suelo en el edómetro, variación de presiones

Surgiendo de este modo los denominados *parámetros de presión intersticial* ($\Delta u_w/\Delta\sigma$), que relacionan el incremento de la presión intersticial y el incremento de la presión total en un proceso de carga sin drenaje.

Estos son una buena herramienta de las pruebas de laboratorio para controlar el grado de saturación del suelo.

En forma resumida los tres parámetros de presión intersticial más utilizados para las pruebas de laboratorio son:

$$C = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_1} \quad \text{para carga edométrica o vertical } (\sigma_1) \quad (3.08)$$

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma} \quad \text{para carga isotrópica } (\sigma) \quad (3.09)$$

$$A = \frac{\Delta u_w - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad \text{para procesos de carga triaxial } (\sigma_1, \sigma_3) \quad (3.10)$$

En un suelo saturado la compresibilidad del esqueleto mineral es mucho mayor que del agua intersticial por consiguiente todo el incremento de carga aplicada al suelo se transmite al agua intersticial en la prueba del edómetro y de carga isotrópica; entonces $C = B = 1.0$. En el caso de suelo seco la compresibilidad del aire intersticial es mucho mayor que del esqueleto mineral, por lo tanto todo el incremento de carga aplicada al suelo en esa prueba es transmitida al esqueleto mineral; entonces los parámetros son $C = B = 0$. En suelos parcialmente saturados la alta compresibilidad del aire respecto del agua y del esqueleto mineral, origina valores de esos parámetros entre 0 y 1 dependiendo del grado de saturación.

De la misma manera, un incremento de presión normal total en un elemento de suelo, da lugar a esfuerzos de corte, produciendo un incremento de presión intersticial y de esfuerzo efectivo. El valor del incremento de presión intersticial causado por el corte depende de la naturaleza del suelo, del tipo de esfuerzo, de la magnitud de la deformación y del tiempo. En general, los suelos blandos sueltos tienen elevados valores de (A) y cuando mayor es la deformación tangencial mayor será el valor de (A).

Para una prueba de carga triaxial convencional, inicialmente se logra $B=1.0$ para una carga isotrópica en la etapa de saturación luego y durante la aplicación de carga axial de rotura se mantiene constante la presión de confinamiento, es decir $\Delta \sigma_3 = 0$, entonces la ecuación (3.10) se reduce a una expresión más simple:

$$A = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_1} \quad (3.11)$$

Basado en estas pruebas y usando la ecuación (3.11) Skempton propuso valores típicos de (A) para varios suelos. Por ejemplo, para una arcilla normalmente consolidada el valor típico de (A) en la falla es 0.5 a 1.0, para una arcilla arenosa compactada va de 0.25 a 0.75, y para una arcilla sobreconsolidada se encuentra entre 0 y 0.5. La razón para que el valor de (A) sea 1.0 para una arcilla normalmente consolidada es debida a la contracción del suelo durante el proceso de corte, porque se desarrollará una presión de poros positiva en la carga sin drenaje. La razón para que el valor de (A) sea cero o negativo para una arcilla sobreconsolidada, se debe a la dilatación de la estructura del suelo durante el corte, porque se desarrollará una presión de poros negativa en la carga no drenada. Por consiguiente se pueden utilizar los valores de (A) para diferenciar el grado de consolidación de la arcilla.

Day, R. y Marsh, E. (1993) realizaron también investigaciones para comparar los valores del parámetro de presión intersticial triaxial (A) con el porcentaje de expansión ó colapso medido en la prueba edométrica para diferentes tipos de suelos compactados. Resumiendo sus conclusiones en la Fig. (3.03), donde muestra que a aquellos suelos que **colapsan** en la prueba edométrica les corresponden un valor alto del parámetro (A) que es indicativo del comportamiento **contractivo**, que a aquellos suelos que **expanden** en la prueba edométrica le corresponden valores bajos o negativos del parámetro (A), que es indicativo de su comportamiento **dilatativo**. Entonces, estas pruebas serán también útiles para diferenciar el tipo de comportamiento del suelo, además de ayudarnos a controlar el grado de saturación en las pruebas triaxiales.

En la Fig. (3.03) observamos que para valores bajos de (A), el comportamiento de las arenas es diferente que de las arcillas, mientras que en las primeras se produce expansión en las segundas se presenta colapso. Pero para valores altos de (A), el comportamiento de ambos tipos de suelos tienden al colapso. Además, se puede observar que las arenas no poseen la propiedad de expansión. mientras que las arcillas pueden expandirse y colapsar.

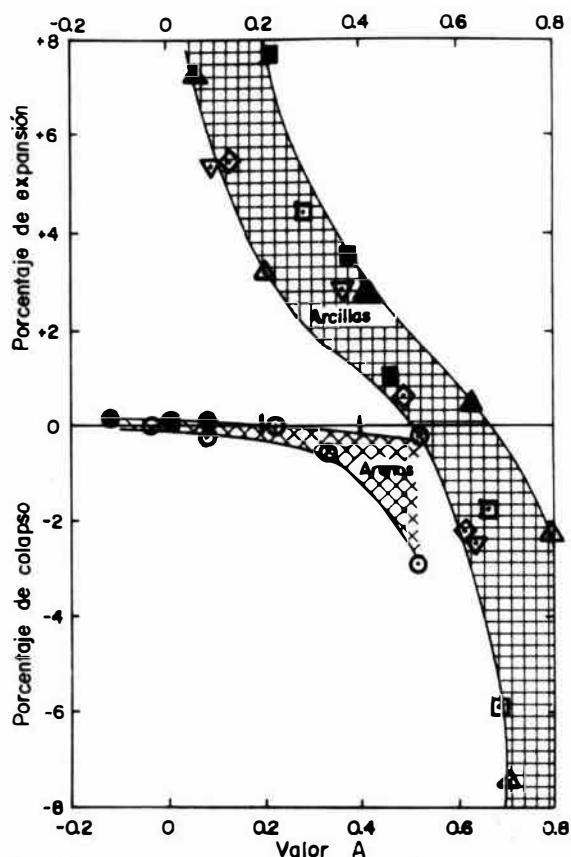


Fig. 3.03 Porcentaje de expansión o colapso contra valor A del triaxial (Day, R. y Marsh, E., 1993)

3.2. CAMBIO DE VOLUMEN EN SUELOS COLAPSABLES

3.2.1 Validez del Principio de las Presiones Efectivas

Si en la ecuación (3.05) hacemos $u_a = 0$, o sea un nivel de referencia igual a la presión atmosférica y tomamos en cuenta la presión negativa del agua por el efecto capilar, tendremos:

$$\sigma' = \sigma + \chi u_w \quad (3.12)$$

Por otro lado al analizar los procesos de carga en el estado parcialmente saturado, el valor de (u_w) de la ecuación (3.12) es indeterminado. No obstante, se conoce que durante el proceso de saturación su valor disminuye y se anula cuando la saturación está completa. Por lo tanto, en un proceso de saturación donde se mantenga constante el valor de la presión total (σ), el valor de la presión intersticial (u_w) irá disminuyendo y consecuentemente el valor de la presión efectiva (σ') irá disminuyendo. Esta reducción de las presiones efectivas debe ir acompañada de un incremento del volumen del suelo.

Sin embargo, en el caso de los suelos colapsables esta hipótesis no se cumple sucediendo lo contrario, es decir, cuando se inunda una muestra a carga constante, se produce una reducción de volumen. Esto fue demostrado por Jennings, J. y Burland, J. (1962), quienes realizaron una serie de pruebas edométricas sobre muestras preparadas en laboratorio, mezclando limo y agua destilada. Cuatro muestras (Fig. 3.04) se cargaron a humedad natural hasta presiones de 2, 4, 8 y 16 kg/cm² respectivamente, posteriormente fueron inundadas; en tanto una quinta muestra fue inundada a una presión de 0.1 kg/cm² y sometida a las cargas habituales. Observándose que en el momento de la inundación se producen asentamientos o reducción de la relación de vacíos a pesar de mantener la presión de carga constante, demostrando así que la ecuación (3.12) no se cumple.

Con otro grupo de cinco muestras (Fig. 3.05) se siguió la siguiente técnica: cuatro de ellas se cargaron hasta las presiones indicadas con su humedad natural, cuando se alcanzó el equilibrio fueron inundadas tratando de mantener constante el volumen de la muestra. Para ello fue necesario ir

descargando la muestra hasta alcanzar nuevamente el equilibrio. en tanto la quinta muestra se ensayó igual que en el caso anterior. En ambos gráficos, la curva correspondiente a 0.1 kg/cm^2 está dibujada en términos de las presiones efectivas y las otras cuatro curvas para las otras cargas en términos de las presiones totales.

Este segundo grupo de ensayos demuestra también que no siempre es válida la ecuación (3.12). Si el principio fuese válido, al saturarse la muestra a volumen contante la presión efectiva (σ') debería permanecer constante, para lo cual sería necesario incrementar las presiones aplicadas (σ) igual a la magnitud de presión intersticial (u_w) perdida en la saturación. Sin embargo, los resultados muestran que para mantener constante la relación de vacíos, contrario a incrementar la carga, es necesario disminuirla.

Con esos resultados Jennings, J. y Burland, J. (1962) concluyen que en el colapso los suelos tienen un comportamiento contrario a lo predicho a partir del principio de las presiones efectivas. Para explicar este comportamiento "anómalo" como lo llaman, estos autores siguen el siguiente detalle:

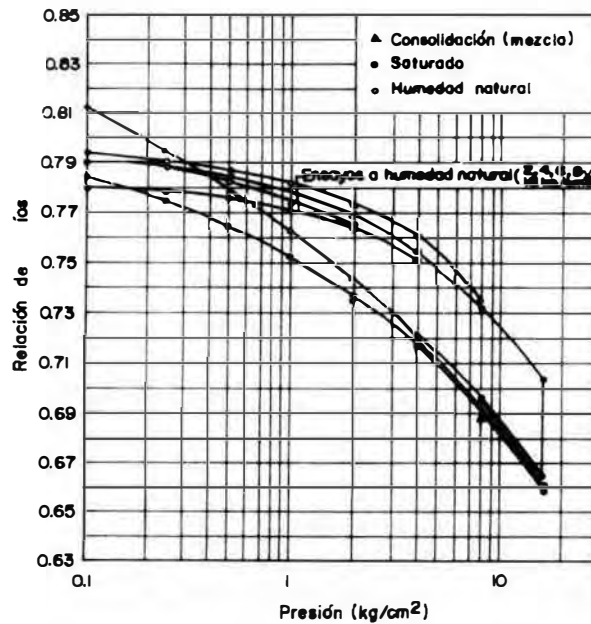


Fig. 3.04 Curva edométrica para muestras saturadas a carga constante en limo remoldado (Jennings, J. y Burland, J., 1962)

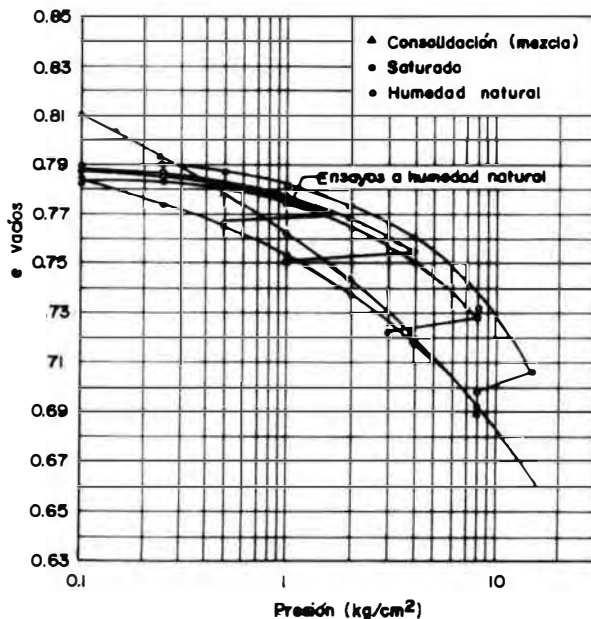


Fig. 3.05 Curva edométrica para muestras saturadas a volumen constante en limo remoldado (Jennings, J. y Burland, J., 1962)

En la Fig. (3.01) se muestran las fuerzas normales (P_s) y tangenciales (T_s) existentes entre los granos de la fase sólida, así para que dos granos se encuentren en equilibrio (Fig. 3.06.a) debe cumplirse:

$$T_s/P_s < F \quad (3.13)$$

Donde F es el coeficiente de fricción entre los granos².

Cualquier rotación o traslación entre los granos, sólo será posible por el deslizamiento de los puntos de contacto entre las partículas. Pudiéndose afirmar respecto a la estabilidad de la estructura:

- Para una carga isotrópica (σ) en condición drenada, se producirán incrementos en (T_s) y (P_s). En algunos puntos la relación (T_s/P_s) superará el valor de (F) y se producirá el desplazamiento y/o rotación de las partículas, causando una disminución de volumen por el reajuste de los granos tal se observa en la (Fig. 3.06.b).
- Cuando se admite que el área de contacto entre los granos es despreciable, la presión que actúa en el mecanismo de desarrollo de las fuerzas intergranulares es la efectiva. Por lo tanto, un cambio en la presión del agua es equivalente a un cambio en la presión externa isotrópica (σ). Sucede lo mismo para el caso de presiones de poros negativas, porque al incrementarse la presión efectiva es equivalente a haberlo cargado externamente con una presión isotrópica igual a la disminución de la presión de poros (Fig. 3.06.c).
- Para el caso en que durante el proceso de evaporación quede atrapado aire en los vacíos del suelo, se desarrollan fuerzas capilares del agua que aumentan la estabilidad del suelo. Estas fuerzas son diferentes a los anteriores, puesto que en ellas la componente tangencial es prácticamente despreciable tal como se visualiza en la (Fig. 3.06.d), por consiguiente (T_s/P_s) tiende a cero.

Esta diferencia de comportamientos de los suelos saturados y parcialmente saturados, puede ser experimentada en laboratorio porque en los segundos la componente normal (P_s) está constituida por dos términos, uno que resulta de la aplicación de la carga externa y otra debida a la succión del agua. Al aplicar la saturación para una carga constante, el segundo término empieza a disminuir hasta ser anulado completamente; entonces la relación (T_s/P_s) se incrementa superando el valor de (F), produciéndose entonces el deslizamiento entre las partículas con la consiguiente disminución de volumen (Fig. 3.04).

En cambio, cuando se desea mantener constante el volumen del suelo durante la saturación (Fig.3.05), será necesario disminuir la carga externa para disminuir el valor de (T_s) en la misma medida que el proceso de saturación hace disminuir a (P_s).

Esto indica que cualquiera sea el camino de las presiones elegido, el resultado final será el mismo. En ello se basaron Jennings, J. y Knight, K. (1957) para proponer la técnica edométrica para predecir el colapso de los suelos limosos arenosos, la misma que fue ratificada por (Houston, S. et al., 1986).

El mecanismo de colapso de suelos descrito para una estructura simple del suelo, puede hacerse extensivo para otras estructuras de mayor complejidad; porque como se detalló en la parte del Mecanismo de Colapso (Sección 2.1.3), los enlaces de los granos del suelo pueden estar constituidos por paquetes de arcillas floculadas cuyo comportamiento está regido predominantemente por fuerzas de carácter eléctrico o físico-químico sujetos al fenómeno de la dispersión, además de que las fuerzas de enlace pueden estar constituidas por sales cementantes propensas a la disolución.

Por lo tanto, a los factores antes mencionados que intervienen en el proceso de decremento volumétrico (presión externa, grado de saturación, grado de compactación); deberán adicionarse otros factores (% de finos, tipo de arcilla, tipo de líquido saturante, % de sales solubles, etc.). Estos hacen complejo y contradictorio el comportamiento del suelo. Por ejemplo, al saturar el suelo se produce una reducción del volumen por la destrucción de los vínculos los que al humedecerse causan contrariamente

² Siempre que la porosidad (n) del suelo friccionante o grueso sea igual al del suelo colapsable que constituye la matriz. De lo contrario los granos del suelo friccionante se encuentran incluidos o flotantes en la matriz colapsable. Entonces su comportamiento será de la matriz colapsable y no de la fracción gruesa (Martínez, A., 1996).

la expansión del suelo. En conclusión. Jennings, J. y Burland, J. (1962) afirman que el comportamiento volumétrico de los suelos semisaturados no está definido completamente por la ecuación (3.05) o por la teoría de los esfuerzos efectivos, indicando que queda aún un campo muy extenso por investigar.

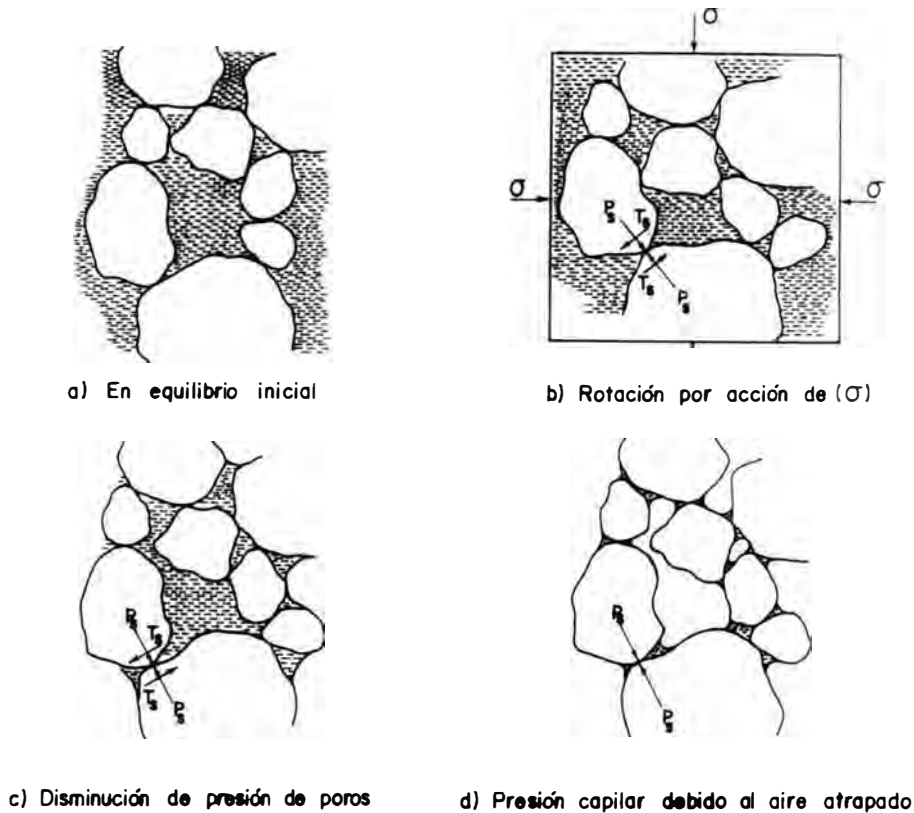


Fig. 3.06 Esquema de las fuerzas de equilibrio en un suelo granular (Burland, J., 1965)

3.2.2 Superficies de Estado

Ante la ineficacia del concepto de las **Presiones Efectivas** para describir exactamente el comportamiento volumétrico del suelo semisaturado, Bishop, A. y Blight, G. (1963) sugieren definir el estado de presiones usando la presión normal relativa a la presión del aire ($\sigma - u_a$), succión capilar ($u_a - u_w$), grado de saturación (S_r) e índice de huecos (e). Esto es, definir las **Funciones de Estado** de la forma:

Para carga isotrópica:

$$e = f_1 [(\sigma - u_a), (u_a - u_w), e_o, S_{r0}] \quad (3.14)$$

$$S_r = f_2 [(\sigma - u_a), (u_a - u_w), e_o, S_{r0}] \quad (3.15)$$

Donde:

- σ = Presión isotrópica.
- e_o = Índice de huecos inicial.
- S_{r0} = Grado de saturación inicial.

Para carga triaxial:

$$e = f_3 [(\sigma_3 - u_a), (\sigma_1 - \sigma_3), (u_a - u_w), e_o, S_{r0}] \quad (3.16)$$

$$S_r = f_4 [(\sigma_3 - u_a), (\sigma_1 - \sigma_3), (u_a - u_w), e_o, S_{r0}] \quad (3.17)$$

Donde:

- $\sigma_3 - u_a$ = Presión normal media.
- $\sigma_1 - \sigma_3$ = Presión desviadora.

El gráfico que representa las **Superficies de Estado** propuesta por Matyas, E. y Radhakrishna (1968) en base a las relaciones anteriores se encuentra en Redolfi, E. (1993) página 266. En ella, para condiciones isotrópicas y deformaciones laterales nulas, el estado de un suelo puede representarse por un punto en un sistema de coordenadas ortogonales $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$, τ ; asimismo puede representarse las trayectorias de hinchamiento, saturación, desecación, etc.

3.3. RESISTENCIA AL CORTE

3.3.1 Resistencia al Corte de Suelos Parcialmente Saturados

Como se indicó en la Sección (3.1.1), la resistencia al corte (τ) de los suelos parcialmente saturados está relacionada con los esfuerzos efectivos (Bishop, A. et al., 1960). Sin embargo, el esfuerzo efectivo debe ser calculado con la ecuación (3.05) donde se tiene dificultades para obtener el valor del coeficiente relativo al grado de saturación del suelo (χ).

También se indicó en la Sección (3.2.1), que la hipótesis de que los cambios volumétricos dependen sólo de los esfuerzos efectivos no es totalmente válido, interviniendo otros factores relacionados con la naturaleza de los elementos ligantes de los granos del suelo (menisco capilar, arcilla dispersiva, sal soluble, etc.). La determinación de estas características es un problema aún más complejo que la anterior.

A pesar de lo descrito, es necesario que citemos las teorías más importantes propuestas para el cálculo numérico de la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados.

ECUACION DE BISHOP, A. et al. (1960)

Fueron los primeros en enfocar el problema proponiendo el principio de las presiones efectivas e incorporando el efecto de la presión normal $(\sigma - u_a)$ y de la succión $(u_a - u_w)$.

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)] \operatorname{tg} \phi' \quad (3.18)$$

Donde (c') y (ϕ') son la cohesión efectiva y ángulo de fricción interna efectiva respectivamente. Bishop, A. y Donald, I. (1961), y Bishop, A. y Blight, G. (1963), experimentaron con esa fórmula y encontraron dificultades para hallar (χ). Dificultades que Jennings, J. y Burland, J. (1962) también experimentaron, advirtiendo que el principio de esfuerzos efectivos no es totalmente válido.

ECUACION DE FREDLUND, D. et al. (1978)

Fredlund, D. et al. (1978) plantean usar el concepto de Bishop, A. y Blight, G. (1963) que incorpora el efecto de la succión suponiendo que la envolvente de rotura es una superficie plana en el sistema de coordenadas $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$, τ . Así:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (3.19)$$

Donde:

c' = Cohesión efectiva.

ϕ' = Ángulo de fricción cuando permanece constante $(u_a - u_w)$ y se varía $(\sigma - u_a)$.

ϕ^b = Ángulo de fricción cuando permanece constante la presión normal $(\sigma - u_a)$ y se varía la succión $(u_a - u_w)$.

Ellos asumen que la superficie generada por una serie de ensayos en un sistema de coordenadas, $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$, τ ; es plana. La superficie de falla está definida por la ecuación (3.19) y se muestran en la (Fig. 3.07). Proponen un método para obtener el valor de $(\operatorname{tg} \phi^b)$ en base a ensayos triaxiales en estado saturado y semisaturado.

Posteriormente Escario, V. y Saez, J. (1987) ensayaron probetas recompactadas de arcilla y encontraron que el ángulo (ϕ^b) es variable en el plano τ , $(u_a - u_w)$ tal como se muestra en la Fig. (3.08.a). El valor inicial de (ϕ^b) disminuye rápidamente al aumentar la succión. Esta variación de (ϕ^b) es significativa porque muchos deslizamientos en suelos parcialmente saturados son superficiales, o sea que debido al aumento de la saturación durante el período de lluvias, se desarrollan en la zona de baja succión. Asimismo, estos autores encontraron que las envolventes de rotura en el plano τ , $(\sigma - u_a)$ no son paralelas sino que divergen al aumentar la succión (Fig. 3.08.b). En vista de lo anterior, sería prefe-

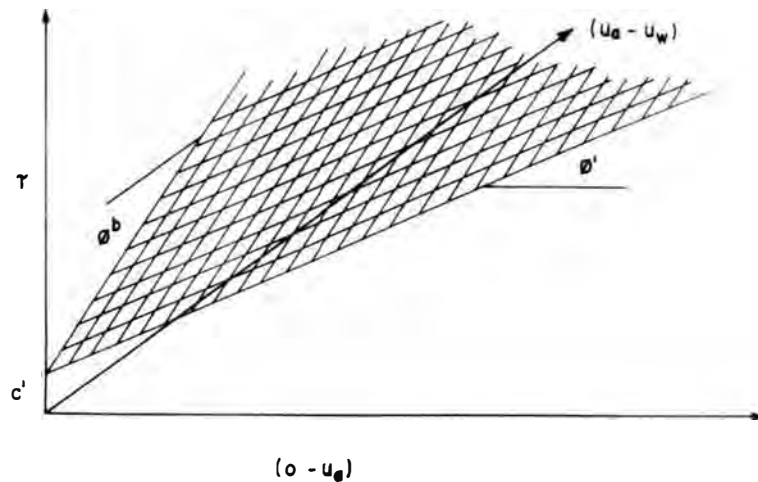


Fig. 3.07 Diagrama de Mohr extendida para suelos parcialmente saturados (Fredlund, D. et al., 1978)

rible usar la metodología propuesta por Bishop, A. et al. (1960), reproduciendo la trayectoria de presiones en el laboratorio.

Las conclusiones precedentes fueron ratificados por Sint Jan, M. y Aliaga, W. (1994), quienes experimentan con suelos residuales típicos de la zona costera de Chile. Sus resultados muestran que la envolvente de rotura no es una superficie plana. Para valores bajos de la succión la resistencia al corte varía rápidamente (Fig. 3.09.a). Además, las envolventes de la rotura en términos de la presión normal divergen al aumentar la succión (Fig. 3.09.b). Estos autores concluyen que es preferible obtener la resistencia de los suelos parcialmente saturados reproduciendo en laboratorio las condiciones de succión esperadas en el terreno. Además, como las envolventes de rotura en términos de presión normal divergen al aumentar la succión, se comprueba que las envolventes de rotura no son superficies planas. Ellos sugieren expresar la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados mediante la ecuación (3.19), determinando experimentalmente la variación del ángulo de fricción (ϕ') y de la cohesión (c') en función de la succión total, o bien, como se muestra en la Fig. (3.10. a y b) en función del grado de saturación (S_r) y succión total respectivamente.

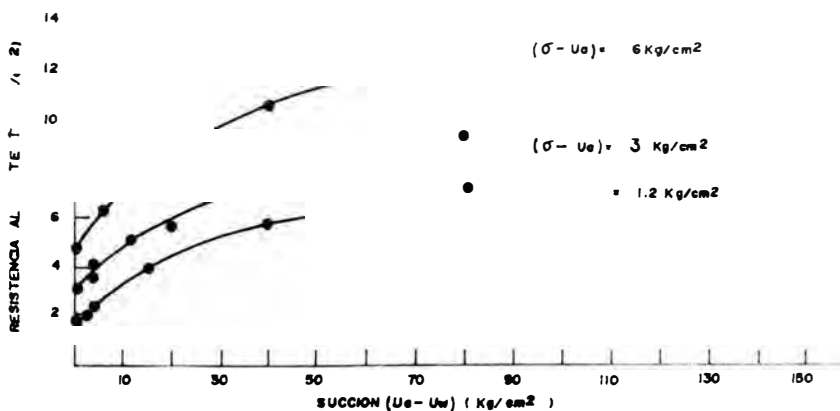
3.3.2 Resistencia al Corte en Suelos Colapsables.

El colapso es un fenómeno relacionado con el proceso de resistencia al corte, tal como lo entendieron Bishop, A. et al. (1960), Kane, H. (1973), Fredlund, D. (1979), Escario, V. y Saez, J (1987) y Sint Jan, M. y Aliaga, W. (1994). Existiendo diferencias de resultados al usar el modelo de Presiones Efectivas o de Superficies de Estado. Kane, H. (1973) en sus investigaciones con suelos loésicos potencialmente colapsables, acepta el modelo de falla de Bishop, A. et al. (1960) (Ecuación 3.18), basado en el análisis de los resultados de pruebas de compresión confinada con succión controlada y ensayos triaxiales con deformación lateral nula (Ensayos K_0).

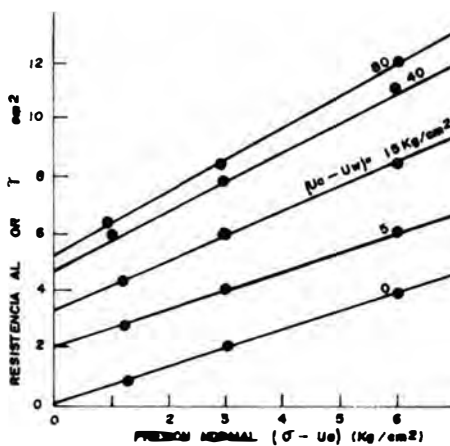
Como es sabido, en la prueba edométrica o de compresión confinada, la relación entre la presión lateral y la vertical es (K_0) es el *coeficiente de presión lateral en reposo*. Esta prueba goza de gran aceptación debido a que es sencillo de ejecutar y que el estado de deformación se aproxima bastante a los casos reales in-situ; siendo usado en pruebas de consolidación, compresión confinada, triaxial y corte directo. Debido a su simplicidad, los ensayos (K_0) pueden ser utilizados para estudiar los efectos estructurales demasiado complejos o desconocidos que tienen trayectorias de deformaciones también complejos.

EXPERIENCIA DE KANE, H. (1973)

Basado en el concepto anterior, Kane, H. (1973) determinó el valor del coeficiente de reposo antes del colapso (K_{0i}) y posterior al colapso (K_{0f}), encontrando valores promedios para suelos loess de $K_{0i} = 0.23$ y $K_{0f} = 0.54$. En la Fig. (3.11) se muestran las trayectorias de los esfuerzos efectivos. En la Fig. (3.11.a) que representa al colapso sin humedecimiento, la pendiente del tramo (AC) corresponde a (K_{0i}), en (C) toda la resistencia al corte ha sido movilizadada hasta alcanzar una posición estable en (D); luego se inicia el tramo (DF) con pendiente (K_{0f}). Por saturación hay trayectorias como de las Fig. (3.11.b,c,d).

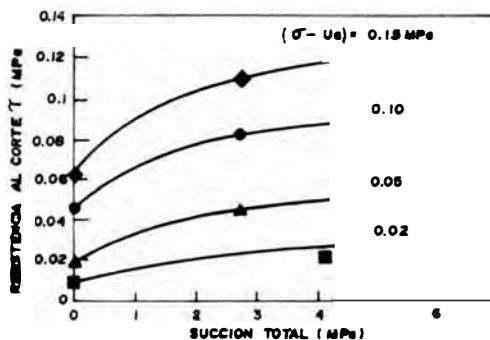


a) Envolturas de rotura en función de succión total

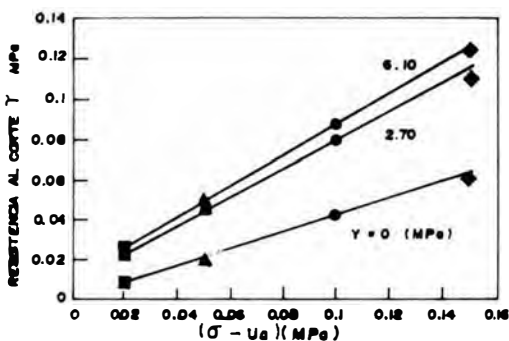


b) Envolturas de rotura en función de la presión normal

Fig. 3.08 Resultados de ensayos de corte directo a succión controlada en una arcilla roja de Guadalupe (Escario, V. y Soez, J., 1987)

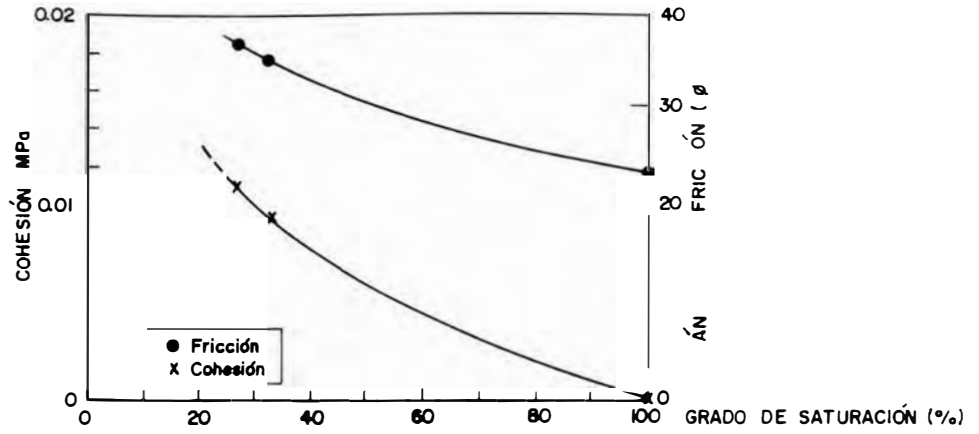


a) Envolturas de rotura en función de succión total

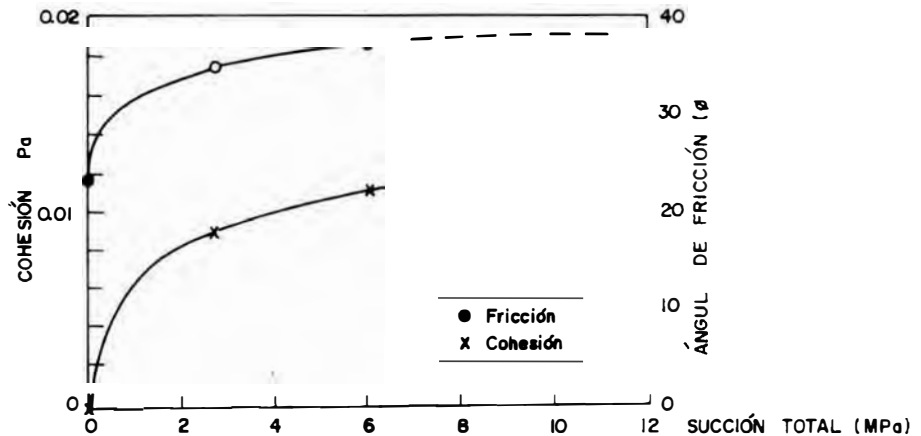


b) Envolturas de rotura en función de la presión normal

Fig. 3.09 Resultados de ensayos de corte directo con succión controlada en un suelo residual de Maicillo (Sint Jan, M y Aliaga, W., 1994)



a) Variación de los parámetros de resistencia con el grado de saturación



b) Variación de los parámetros de resistencia con la succión total

Fig. 3.10 Evolución de los parámetros de resistencia en un suelo residual de maicillo (Sint Jan, M. y Aliaga, W., 1994)

OTRAS EXPERIENCIAS

Feda, J. et al. (1994) estudian valores de (K_0) de prueba triaxial para especímenes no disturbados de depósitos de loess. Los loess son metaestables y su estabilidad está definida por ligamentos estructurales frágiles. En sus ensayos encontraron que el valor de (K_0) se incrementa de 0.29 a 0.53 en el intervalo en que la curva de compresión se disloca.

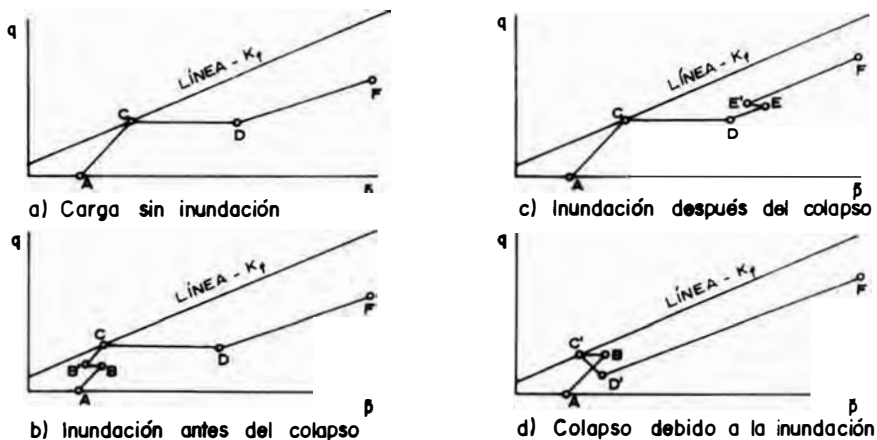


Fig. 3.11 Trayectorias de esfuerzos efectivos en ensayos a compresión confinada en suelos loésicos colapsables (Kane, H., 1973)

Similares comportamientos de (K_0) fueron descritos por Diaz-Rodríguez, et al., Fedá, J. et al. (1994) para las arcillas de la ciudad de México, donde se incrementa de 0.11 a 0.31.

Feda, J. et al. (1994) analizan el coeficiente de reposo (K_0) de varios tipos de suelos (loess, polvos de piedra caliza, arenas cementadas, polvos de ladrillo), con especial referencia al fenómeno de la inestabilidad; encontrando tramos espontáneos en las trayectorias de esfuerzos que no se ajustan a las teorías corrientemente existentes. Señalan que ello puede ser explicado por los procesos de destrucción de los ligantes originales de estos suelos que son de diversa naturaleza, tal como se puede observar en la Fig. (3.12) para los polvos de ladrillo. Concluyendo que suelos estructuralmente inestables, pueden tener trayectoria de esfuerzos no lineales, contrario a lo que se ha aceptado generalmente. Su linealización usando algún esfuerzo residual, es puramente formal para cubrir en aproximación un fenómeno mucho más complejo.

Así mismo, Anderson, S. y Remier, M. (1994) analizan el colapso de los suelos saturados debido a una reducción en el confinamiento, realizando ensayos triaxiales consolidados drenados (CD). Concluyen que el potencial de colapso es relativo a la trayectoria de esfuerzos y que para predecir correctamente el potencial de colapso debe conocerse esa trayectoria.

Berenzantsev, V. et al. (1969) también habían presentado relaciones empíricas entre (c), (ϕ), (K_0) y el contenido de humedad (w) obtenidos de ensayos triaxiales realizados con muestras de loess colapsables de Azerbaijan (URSS); su versión gráfica se presenta en la Fig. (3.13).

Milovic, D. (1969), trabajando con loess de Yugoslavia, encuentra relaciones entre el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c) con la humedad (w) (Fig. 3.14), haciendo notar que la cohesión depende del peso unitario seco (γ_d).

Así mismo Milovic, D. (1988), encuentra relaciones entre la resistencia a la compresión simple (q_u) con el contenido de humedad (w), Fig. (3.15).

En resumen, la resistencia al corte en los suelos colapsables depende de muchos factores como son el estado de esfuerzos, ángulo de fricción, cohesión, presión de succión, naturaleza de los ligantes, grado de saturación, calidad del líquido saturante, etc.

Para conocer el potencial de colapso, es mucho mejor conocer la trayectoria de esfuerzos en ensayos (K_0) que a pesar de su no linealidad por la complejidad del fenómeno, ofrece una visión gráfica del suceso.

En el caso de los suelos de grano grueso, todo lo anterior es poco probable sea aplicado por el tamaño relativamente grande de las partículas, que dificulta la preparación de muestras para los ensayos (K_0); por lo que un método inmediato sería realizar pruebas que permitan correlaciones como las de Berenzantsev, V. et al. (1969) y de Milovic, D. (1988).

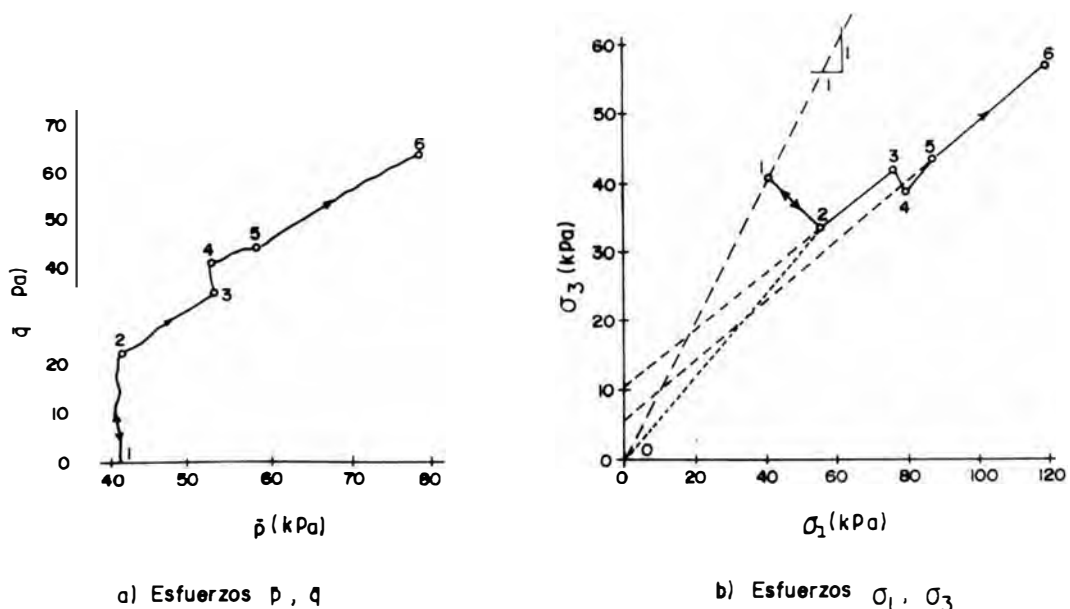


Fig. 3.12 Trayectoria de esfuerzos de ensayos triaxiales con polvos de ladrillo (Fedá, J. et al., 1994)

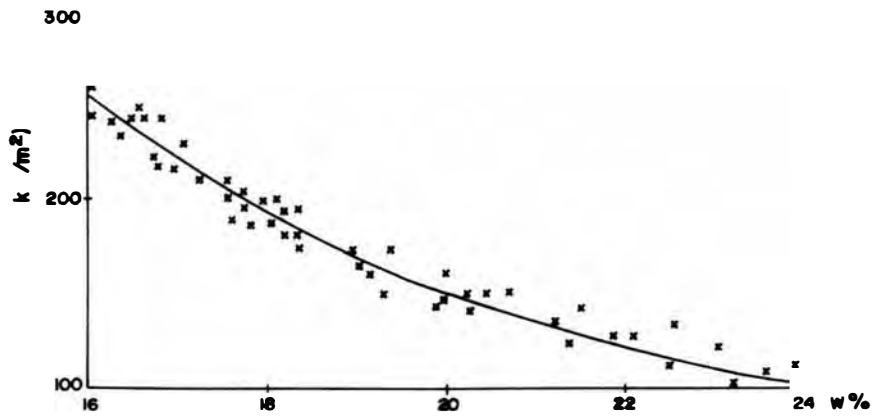


Fig 3.15 Relación entre la resistencia a la compresión simple y la humedad (Milovic, D., 1988)

IV

PROCESOS DE INFILTRACIÓN Y COLAPSO

4.1. INTRODUCCIÓN

Los suelos que se encuentran en la superficie terrestre, sirviendo muchas veces de terreno de fundación a diversas estructuras, pueden estar parcial o totalmente saturados a causa de diversas fuentes de humedecimiento. Estos pueden ser a su vez suelos colapsables en condición natural no saturada, sujeto a fuentes de humedecimiento identificadas por ejemplo según la Fig. (4.01); en donde se observan en primer lugar el ascenso capilar del punto 1 al punto 2 por la presencia del nivel freático y las propiedades granulométricas del suelo, en segundo lugar el bulbo de humedecimiento *A* debido a la pérdida de agua de una cañería de abastecimiento localizada a una cierta profundidad debajo del terreno, por último el ingreso de agua de la superficie que produce una zona de humedecimiento como la señalada con *B*.

Se observa que según el tipo de fuente de humedecimiento, la forma de saturación varía y consecuentemente la respuesta del suelo en su interacción con la estructura. En el primer caso el problema tiene un carácter unidimensional, mientras que en los otros casos las respuestas dependerán de la geometría de la zona humedecida, pudiéndose presentar otras aún más complejas por ejemplo por las aguas de lluvias, ríos, lagos, irrigaciones, etc.

Una de las respuestas intrínsecas de los suelos colapsables es su susceptibilidad al asentamiento durante y después del humedecimiento, que puede producirse bajo su propio peso y/o bajo una carga adicional. El cálculo de la magnitud de estos asentamientos es tarea de los ingenieros, habiéndose enfatizado en los capítulos anteriores que el problema es complejo por tratarse de suelos en estado natural no saturado donde el concepto de resistencia por presiones efectivas no es totalmente satisfactorio.

Otro concepto importante es también lo relacionado con la infiltración. Habiéndose tratado en las secciones previas lo referente a la resistencia, ahora trataremos lo concerniente a la infiltración y su influencia en el proceso de humedecimiento para provocar el colapso de los suelos.

Las propiedades hidráulicas que interesan en el proceso de colapso son la permeabilidad y la presión capilar en el frente de saturación. Estas pueden ser obtenidas mediante ensayos de laboratorio o de campo. La presión capilar o succión en el frente de saturación está gobernada por la ecuación de infiltración de Green-Ampt (1911) (Wang, X. Y Benson, C., 1994); en tanto el coeficiente de permeabilidad tendrá valores diferentes para la dirección horizontal y vertical, interesándonos el segundo por cuanto el asentamiento a analizar será en esa dirección y el proceso de infiltración principal también será en esa dirección. Al observar las formas geométricas de la Fig. (4.01) podemos diferenciar las formas de avance del frente de humedecimiento, donde la dirección vertical es la forma de avance más característica.

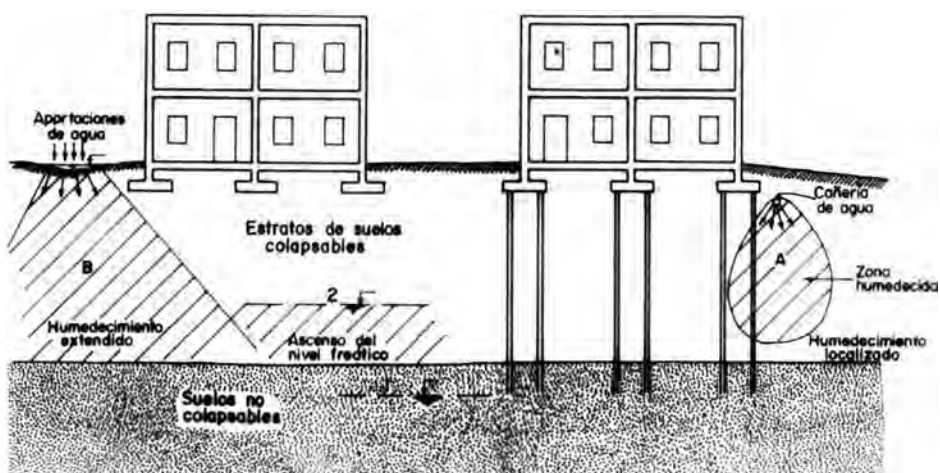


Fig. 4.01 Diversas fuentes de humedecimiento

4.2. FLUJO DE AGUA

4.2.1 Flujo de Agua en Suelos Saturados

Un material es permeable cuando posee vacíos y todos los suelos poseen esta propiedad, existiendo grandes diferencias en su grado de permeabilidad. Habiéndose definido los siguientes términos que regulan el paso del agua a través de los materiales porosos.

$$i_p = \gamma_w (h/L) = u/L \quad (4.01)$$

$$i = i_p / \gamma_w = h/L \quad (4.02)$$

$$Q = k i A = v A \quad (4.03)$$

Donde:

- i_p = Gradiente de presión.
- γ_w = Peso específico del agua.
- h = Diferencia de alturas del agua entre el inicio y final del flujo.
- L = Longitud de flujo.
- u = Presión hidrostática en exceso.
- i = Gradiente hidráulico
- Q = Caudal de flujo.
- k = Coeficiente de permeabilidad.
- v = Velocidad.
- A = Sección transversal a la dirección del flujo.

La ecuación (4.03) es conocida como la *Ley de Darcy*, donde el valor de k que tiene unidades de una velocidad, depende principalmente del material permeable pero depende también de las propiedades del líquido filtrante. El agua es el líquido más frecuente que interesa a la Geotécnica, donde las variaciones en sus propiedades son despreciables para las fluctuaciones ordinarias de la temperatura.

El coeficiente de permeabilidad de un suelo pueden medirse mediante pruebas de laboratorio o de campo. Las pruebas de laboratorio pueden realizarse con muestras de suelo mediante permeámetros de carga constante o con permeámetros de carga variable (Fig. 4.02).

Las pruebas de carga constante (Fig. 4.02.a) dan resultados confiables en materiales muy permeables como las arenas y las gravas limpias. El valor de (k) se calcula mediante la ecuación (4.04) deducida de la Ley de Darcy.

$$k = QL/hA \quad (4.04)$$

Las pruebas de carga variable (Fig. 4.02.b) son más útiles para materiales de baja permeabilidad, debido a que las dimensiones del aparato pueden ajustarse de manera que las medidas de carga y de tiempo pueden efectuarse con gran precisión dentro de una amplia variación de los valores del coeficiente de permeabilidad. El valor de (k) puede calcularse con la ecuación (4.05), también deducida de Darcy.

$$k = 2.3(a L / A t) [\log_{10}(h_0/h_1)] \quad (4.05)$$

Donde:

- t = Tiempo de flujo (en ambas pruebas).
- a = Área de la sección transversal del tubo de descarga.
- h_0 y h_1 = Cargas hidráulicas al inicio y al final de la prueba, respectivamente.

Los resultados de las pruebas de permeabilidad en materiales sin cohesión frecuentemente son engañosos, ya que es difícil obtener muestras representativas inalteradas y además porque la mayoría de los depósitos granulares son erráticos.

Por su naturaleza, las pruebas de campo proporcionan la información más fidedigna respecto al valor del coeficiente de permeabilidad. Los métodos más empleados son.

- Ensayo Lefranc.

- Ensayo Lugeon.
- Ensayo de Bombeo.

Los dos primeros pueden ser utilizados tanto en suelos saturados como en suelos no saturados, mientras que el último sólo se puede realizar en suelos con presencia de napa freática. El método de bombeo que usa la ecuación (4.06) rige según la Fig. (4.03) donde (q) es el caudal de bombeo.

$$k = \frac{2.3 q}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \log_{10} \frac{r_2}{r_1} \quad (4.06)$$

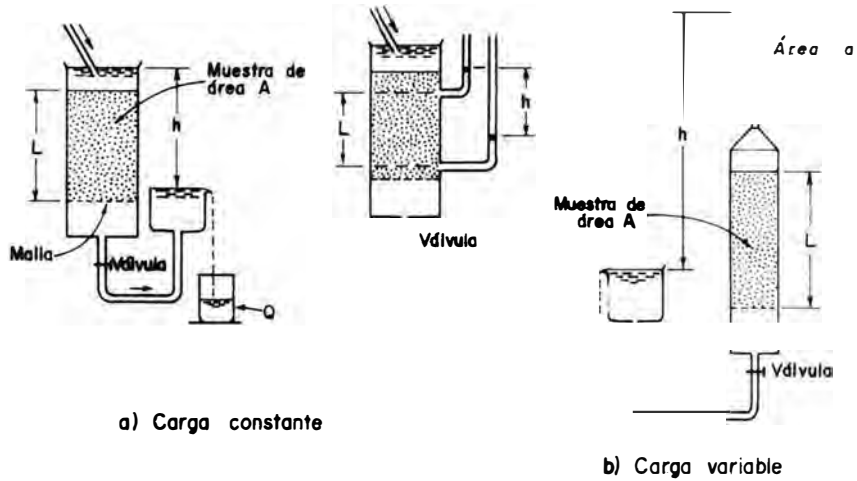


Fig. 4.02 Pruebas de Permeabilidad de laboratorio

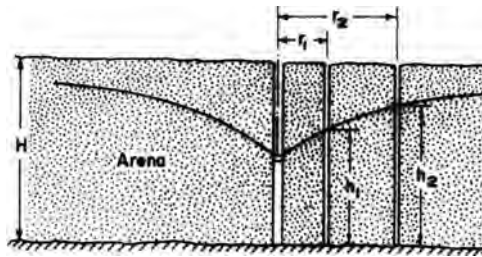


Fig. 4.03 Método de bombeo para obtener el valor del coeficiente de permeabilidad (k)

Basados en la ecuación de Darcy, numerosos autores han encontrado relaciones de la permeabilidad (k) como resultado de sus experiencias, generalmente en función de la relación de vacíos (e). Entre ellas tenemos (Lambe, T. y Whitman, R., 1969):

$$k = D_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} C \quad (4.07)$$

Donde:

- D_s = Un diámetro efectivo de las partículas.
- μ = Viscosidad dinámica del agua.
- C = Factor de forma.
- γ_w = Peso específico del agua.

Kozeny-Carman

$$k = \frac{1}{k_o} \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)^2} \tag{4.08}$$

Donde:

- k_o = Factor dependiente de la forma de los poros y de la relación entre la longitud de la trayectoria real de flujo y el espesor del estrato atravesado.
- S = Superficie específica.

En ellas se advierten que la relación entre (k) y $e^3/(1+e)$ es lineal, tal como se observa en la Fig. (4.04.a) encontrada por Lambe, T. y Whitman, R. (1969).

Lambe, T. y Whitman, R. (1969)

$$\log_{10} k = a + be \tag{4.09}$$

Para estos autores, también existe una relación lineal entre $\log_{10} (k)$ y (e) con a y b constantes, cuando el suelo se encuentra completamente saturado (Fig. 4.04.b).

Existiendo otros conceptos, por ejemplo el debido a Hazen cuando se desempeñó como jefe de la estación experimental del *Massachusetts Board of Health* en Lawrence, donde realizó un programa de estudios para medir las propiedades físicas de las gravas y las arenas con la finalidad de usarlas como filtros.

$$k = C D_{10}^2 \tag{4.10}$$

Donde:

- C = Coeficiente que es aproximadamente igual a 100/cm seg .
- D_{10} = Diámetro efectivo (cm).

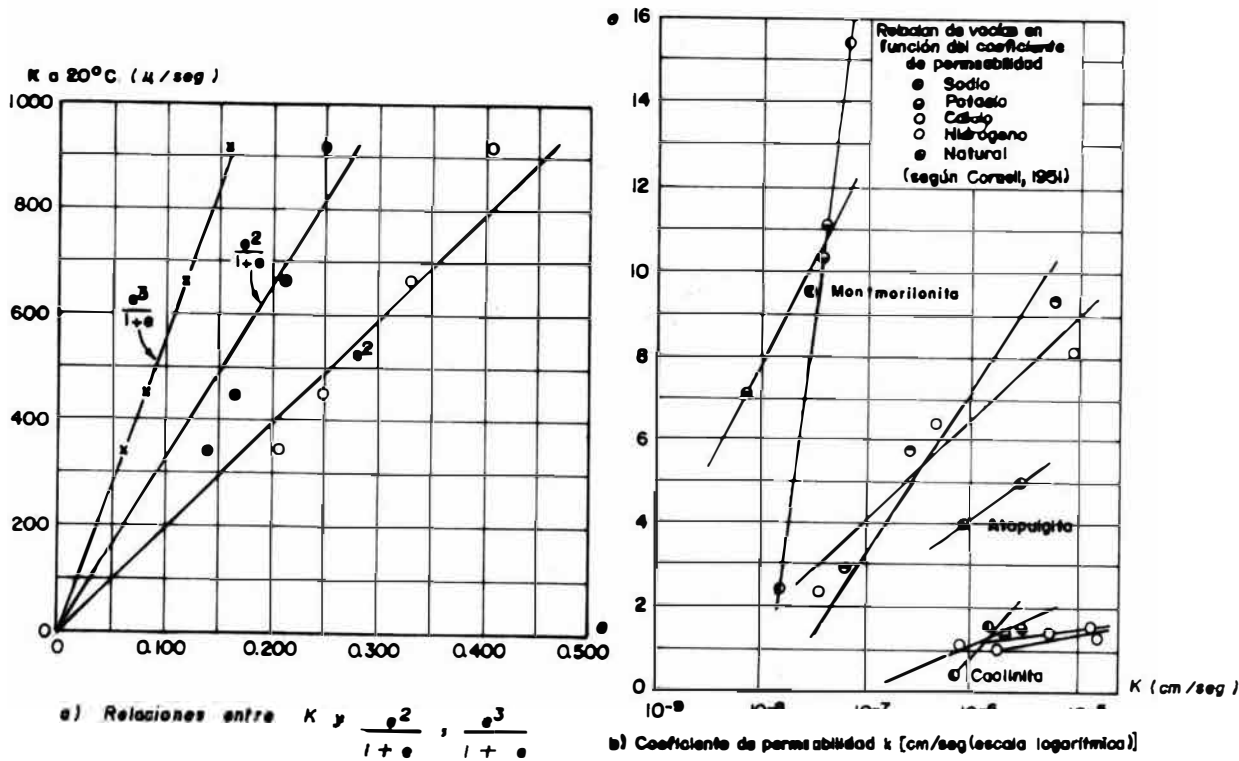


Fig. 4.04 Relaciones entre k y e (Lambe, T. y Whitman, R., 1969)

4.2.2 Flujo de Agua en Suelos Parcialmente Saturados

Previo al análisis del flujo de agua a través de suelos parcialmente saturados, revisaremos los conceptos ligados a ella. Posteriormente se obtendrá la ecuación que gobierna la permeabilidad y el flujo en este tipo de suelos.

ALTURA CAPILAR Y SUCCIÓN

Debajo del nivel freático, los suelos están completa o casi completamente saturados. Arriba de este nivel, el grado de saturación depende de las condiciones climatológicas, del tamaño de los granos del suelo, y de la distancia al nivel freático. Los suelos gruesos están saturados a elevaciones cercanas al nivel del agua, mientras que los finos pueden saturarse a elevaciones considerables.

En la Fig. (4.05) si consideramos que la línea horizontal representa al nivel freático y si la gravedad es la única fuerza que actúa en el suelo, la porción situada arriba del nivel freático estaría completamente seca. Sin embargo, se pone de manifiesto la fuerza de tensión superficial debida a la atracción entre las moléculas de agua en una interfase del agua y el aire. La tensión superficial combinada a la atracción entre el agua y la mayor parte de las sustancias sólidas da una fuerza que tiende a retener humedad encima del nivel freático. Esta fuerza es una manifestación de la capilaridad. Para que exista equilibrio en un tubo capilar de radio (r), el agua asciende hasta una altura (h_c) llamada altura capilar.

$$h_c = 2 T_s \cos \alpha / r \gamma_w \quad (4.11)$$

Donde:

T_s = Tensión superficial en la interfase aire-agua.

α = Ángulo de contacto entre la interfase aire-agua y la pared del tubo capilar.

Por lo tanto, el agua en el tubo capilar se encuentra sometida a una succión cuyo valor máximo es ($\gamma_w h_c$), osea :

$$(u_a - u_w) = \gamma_w h_c = 2 T_s \cos \alpha / r \quad (4.12)$$

Donde:

u_a = Presión del aire (generalmente la atmosférica).

u_w = Presión intersticial del agua.

$(u_a - u_w)$ = Succión

h_c = Altura capilar o potencial capilar.

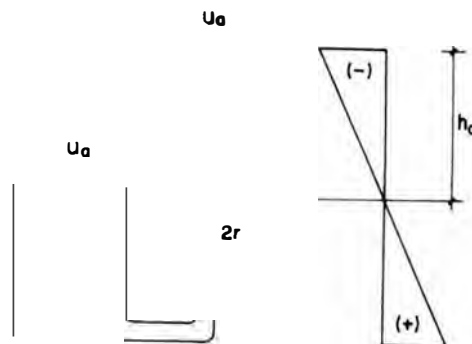


Fig. 4.05 Altura capilar (presión capilar)

En un suelo parcialmente saturado, no existe una columna continua de agua hasta el nivel de la napa freática sino que se presentan meniscos de agua entre las partículas. Entre los meniscos existe aire a la presión atmosférica, por lo tanto, el esquema anterior no constituye una buena herramienta de análisis ya que en general no será posible conocer el valor numérico de los parámetros para aplicar la ecuación (4.12).

En termodinámica se demuestra que una burbuja de agua en el aire, con vapor de agua supersaturado en su interior, se encuentra sometida a una presión interna (p_i) que da origen a la siguiente relación

$$p_i - p_e = (R T / v_f) \text{Ln} (u_v / u_{v0}) \quad (4.13)$$

Donde:

- p_i = Presión del gas (mezcla de aire y vapor de agua) dentro de la burbuja.
- p_e = Presión del gas fuera de la burbuja.
- R = Constante del gas (vapor de agua).
- T = Temperatura absoluta.
- v_f = Volumen específico del agua.
- u_v = Presión parcial de vapor al interior de la burbuja.
- u_{v0} = Presión de saturación del vapor de agua sobre una superficie plana.

En el caso de un menisco de agua, el aire en contacto con la interfase aire-agua se encuentra parcialmente saturado a la presión ($u_v < u_{v0}$). Considerando la presión del aire como nivel de referencia, el agua se encuentra sometida a la succión de valor ($p_i - p_e$). En este caso la succión total (ψ) resulta :

$$\psi = - (R T / v_f) \text{Ln} (u_v / u_{v0}) \quad (4.14)$$

Donde:

$$u_v / u_{v0} = IIR = \text{Humedad relativa.}$$

Debido al fenómeno de la doble capa o capa adsorbida a las partículas de arcilla, la concentración de cationes no es la misma en todos los puntos del agua del suelo y se produce una presión osmótica en el agua de la doble capa. Con respecto al agua de la doble capa, el agua libre se encuentra sometida a una succión osmótica. Por lo tanto, la succión total (ψ) tiene dos componentes:

$$\psi = \pi + (u_a - u_w) \quad (4.15)$$

Siendo:

- π = Presión osmótica.
- $(u_a - u_w)$ = Presión matricial.

La explicación anterior demuestra que hay dos maneras de hacer ensayos con succión controlada, una controlando la presión matricial y otra controlando la humedad relativa.

HUMEDAD VOLUMÉTRICA

La humedad volumétrica conocida también como contenido volumétrico de agua, se define como:

$$\theta = v_w / v_T \quad (4.16)$$

Por otro lado, la relación propuesta por Van Genuchten (1980), Wang, X. y Benson, C. (1994) comprende :

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [1 + (a h_c)^m]^{(1/m - 1)} \quad (4.17)$$

Donde:

- h_c = $(u_a - u_w) / \gamma_w$. Altura capilar.
- θ_s = Humedad volumétrica saturada.
- θ_r = Humedad volumétrica irreducible (cuando $h_c \rightarrow \infty$).
- a, m = Constantes empíricas que dependen esencialmente del tamaño característico de los granos del suelo.

El valor de (θ) oscila entre (0) cuando el grado de saturación es nulo y la porosidad (n) cuando el grado de saturación es 100%.

ALTURA PIEZOMÉTRICA O POTENCIAL DEL AGUA

La medición de la succión del suelo expresada en altura de columna de agua se realiza mediante instrumentos denominados tensiómetros. Consiste este equipo básicamente en un tubo en (U) en uno de

sus extremos, con el otro extremo cubierto con una membrana porosa colocada en el suelo semisaturado. Así es el tensiómetro propuesto por Bear, J. (1972) mostrado en la Fig. (4.06).

El tensiómetro contiene agua, el mismo que se pone en contacto con el agua del suelo y sufre un descenso (h_c) debido a la succión. Definiendo entonces el potencial del agua en un medio saturado (ϕ) de la siguiente manera :

$$\phi = z - h \quad (4.18)$$

Donde:

z = Altura topográfica del punto del medio donde se realiza la medición.

h = Altura de la presión hidrostática en columnas de agua (p/γ_w).

En este caso, cuando se trata de suelos parcialmente saturados donde la presión (p) corresponde a la succión ($u_a - u_w$) y si se toma la presión del aire como cero ($u_a = 0$), la ecuación (4.18) queda con la altura del descenso capilar apropiadamente denominado potencial capilar ($h_c = u_w/\gamma_w$) tal como la relación:

$$\phi = z - (u_w/\gamma_w) = z - h_c \quad (4.19)$$

En un suelo parcialmente saturado, el agua fluirá desde puntos de mayor potencial del agua a puntos de menor potencial del agua.

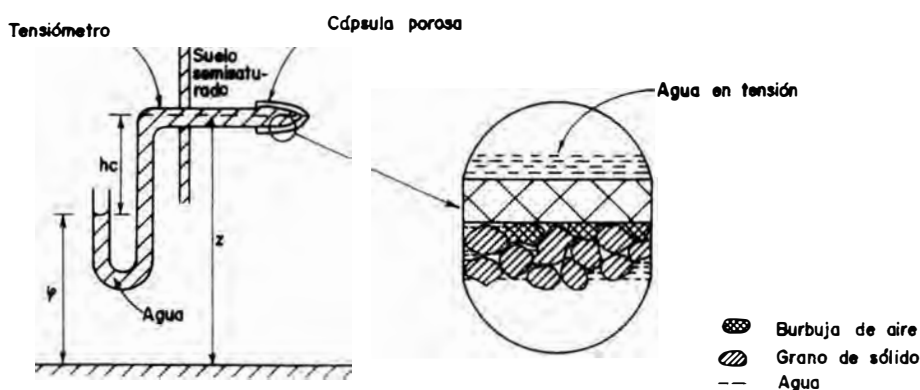


Fig. 4.06 Esquema de un tensiómetro (Bear, J., 1972)

PERMEABILIDAD EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Cuando se trató el caso del flujo del agua en suelos saturados, se indicó que la permeabilidad (k) dependía esencialmente de las características del material. Estas características son la relación de vacíos (e), la composición mineralógica y el tipo de estructura. Ahora cuando se trata de suelos parcialmente saturados, podemos decir que el coeficiente de permeabilidad (k_w) depende además del grado de saturación (S_r). Es decir, cuando la estructura permanece invariable sin modificar su constitución estructural y mineralógica, la permeabilidad será función exclusiva de las demás características tal como lo indican Lambe, T. y Whitman, R. (1969):

$$k_w = f (e, S_r) \quad (4.20)$$

Otros autores, han sugerido relacionar la permeabilidad con la potencia capilar (h_c) y la humedad volumétrica (θ), por ejemplo Hilley, D. (1980). Ya hemos advertido anteriormente que la altura capilar depende de la relación de vacíos del suelo y que la humedad volumétrica está relacionada con el grado de saturación, por consiguiente es lo mismo utilizar la relación de la ecuación (4.20) o la proporcionada por la ecuación (4.21).

$$k_w = f (h_c, \theta) \quad (4.21)$$

Entonces, la Ley de Darcy se puede ampliar para el caso de los suelos parcialmente saturados, considerando la permeabilidad (k_w) como una función de la humedad volumétrica (θ) y al gradiente hidráulico (i) como función del potencial del agua ($\phi = -h_c + z$), así :

$$v = k_w(\theta)(-dh_c/dl + dz/dl) \quad (4.22)$$

Acomodando el primer término del segundo miembro para obtener el coeficiente de difusividad (D_w) y despreciando la variación del potencial topográfico (dz/dl), la ecuación anterior queda como.

$$v = k_w(\theta)(-dh_c/d\theta) (d\theta /dl) \quad (4.23)$$

$$D_w = -k_w(\theta)(dh_c/d\theta) \quad (4.24)$$

Entonces, la Ley de Darcy queda establecida así

$$v = -D_w (d\theta /dl) \quad (4.25)$$

Jimenez Salas, J. (1986) indica que el uso del coeficiente de difusividad se ha difundido por dos razones, primero porque prescinde del uso del potencial capilar y segundo porque su variación es menor que de la capilaridad, lo que significa minimizar errores. Luego, siguiendo dicha metodología y adoptando que gobierna la ecuación de flujo transitorio unidimensional en la dirección vertical, expresado en términos de la humedad volumétrica se tiene la siguiente ecuación diferencial:

$$\partial\theta/\partial t = \partial v/\partial z = -\partial(D_w d\theta/dz)/\partial z \quad (4.26)$$

Considerando el coeficiente de difusividad (D_w) como una constante durante el flujo transitorio, la ecuación diferencial quedará :

$$\partial\theta/\partial t = -D_w (\partial^2\theta/\partial z^2) + (dk_w/d\theta)(\partial\theta/\partial z) \quad (4.27)$$

Que es una ecuación diferencial de propagación tipo parabólica, donde el segundo término del segundo miembro toma en cuenta la variación del coeficiente de permeabilidad con respecto al espacio. Su solución depende de establecer una condición inicial y dos condiciones de frontera; tales como las efectuadas por Hilley, D. (1980), Jimenez Salas, J. (1986), etc.

Otros autores establecen y recomiendan obtener la permeabilidad del estado semisaturado (k_w) en función del estado totalmente saturado (k), por ejemplo Gardner (1950) (Wang, X. y Benson, C., 1994) considerando unos parámetros a y n encontró:

$$k_w = k / [1 + a (h_c)^n] \quad (4.28)$$

4.3. INFILTRACIÓN VERTICAL

4.3.1 Variación de la Humedad Volumétrica y Frente de Saturación

El problema fundamental de los asentamientos por colapso está referido a procesos de infiltración vertical y unidimensional, que se originan en la superficie del terreno y avanzan con la profundidad; es por ello que el análisis deberá ser enfatizado en ese sentido. Tal como sucede con el proceso de ascenso capilar, en las infiltraciones verticales desde la superficie también se presentan tres zonas diferenciadas; la primera cercana a la superficie con una saturación completa, la siguiente denominada zona de transición con un grado de saturación superior al 90%, y por último la zona de humedecimiento. Estas zonas no tienen fronteras precisas, varían con el tiempo y con la magnitud de la fuente de infiltración. Estas zonas pueden ser observadas en la Fig. (4.07) que representa el ensayo de laboratorio del infiltrómetro sellado de doble anillo (SDRI), donde la nitidez del sombreado indica la magnitud de saturación.

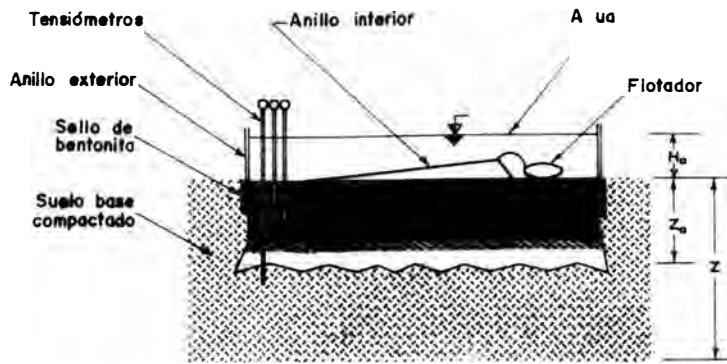


Fig. 4.07 Infiltrómetro sellado de doble anillo

Una ecuación diferencial propuesta por Bower, H. (1964) para flujos no saturados proporciona el método más riguroso para definir las relaciones entre caudales, denominados razón de infiltración (q) e infiltración acumulada (Q) (Avci, C. et. al, 1994). Sin embargo, la aplicación de la ecuación diferencial de Richard requiere del conocimiento de las características de la relación suelo-agua (succión matricial y humedad volumétrica) y la función de conductibilidad hidráulica relativa (succión matricial y difusividad). Ninguna de estas funciones son conocidas satisfactoriamente. Esta dificultad, combinada con las tediosas simulaciones inversas requeridas para obtener el coeficiente de permeabilidad semisaturada (k_w), han conducido al uso de ecuaciones simples para proporcionar la magnitud de infiltración, como la derivada de la Fig. (4.08.a).

$$Q = \int_0^t q \, dt \quad (4.29)$$

Donde:

Q = Volumen acumulado de agua infiltrada en el tiempo (t) por unidad de área.

q = Volumen de agua de infiltración en la unidad de área por unidad de tiempo.

Según la Fig. (4.08.b), la infiltración se produce hasta la profundidad denominada *profundidad de percolación* (z_0), conformándose de este modo la curva de la humedad volumétrica $\theta(z, t)$ o de la saturación, que es variable con la profundidad y el tiempo. Entonces, también es posible conocer la cantidad de agua infiltrada $Q(t)$ en función del incremento de la humedad volumétrica ($\Delta\theta$) para un periodo de tiempo (t).

$$Q(t) = \int_0^{z_0(t)} \Delta\theta(z, t) \, dz \quad (4.30)$$

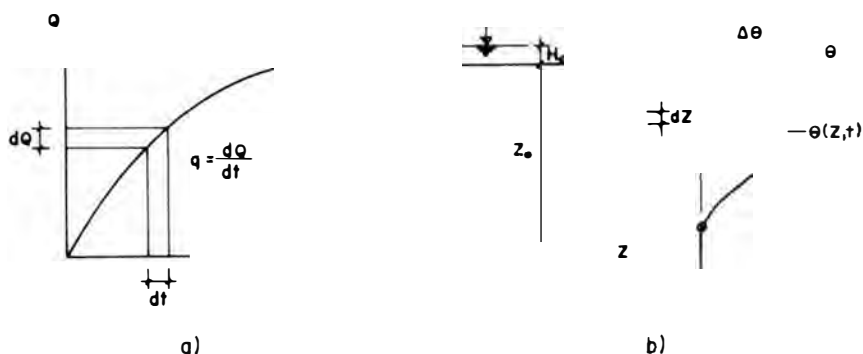


Fig. 4.08 Volumen de infiltración acumulado y profundidad del frente de humedecimiento

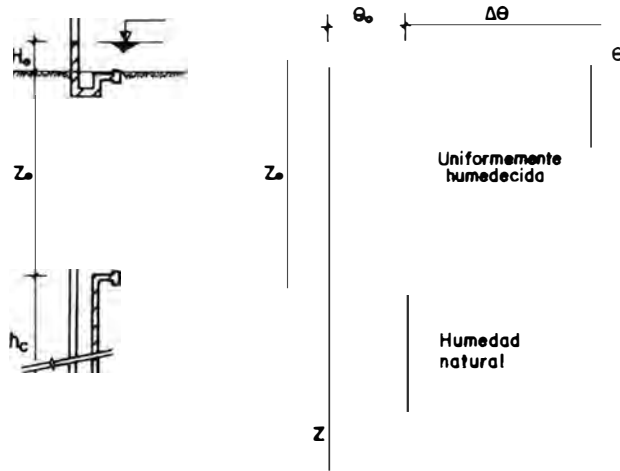


Fig. 4.09 Perfil de humedad dividido en dos zonas: una uniformemente humedecida y otra a humedad natural (Redolfi, E., 1993)

En la Fig. (4.09) que sintetiza el proceso de infiltración en el campo y resume la prueba de laboratorio de la Fig. (4.07), se muestra que la zona humedecida llega hasta una profundidad (z_o) como se indicó anteriormente. En ese punto la curva de la humedad volumétrica sufre un cambio brusco, es decir, que en ese punto empieza a actuar la succión del suelo denominándose a esta frontera *frente de saturación*. En base a este aspecto, se han establecido otras relaciones sencillas para cuantificar la infiltración, basada en la ecuación de Green-Ampt (1911) (Wang, X. y Benson, C., 1994), por ejemplo :

$$q = \frac{dQ}{dt} = k_w i = \frac{H_o + z_o + h_c}{z_o} \quad (4.31)$$

Donde:

- k_w = Permeabilidad del suelo semisaturado.
- i = Gradiente hidráulico.
- H_o = Profundidad de la fuente de saturación.
- z_o = Profundidad del frente de saturación.
- h_c = Potencial capilar o succión.

De la Figs. (4.08.a) y (4.09) se puede establecer la siguiente relación:

$$dQ = \Delta\theta \, dz \quad (4.32)$$

Reemplazando en la ecuación (4.31) tendremos:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{H_o + z_o + h_c}{\Delta\theta} \quad (4.33)$$

Ecuación diferencial que fue resuelta por diversos autores, por ejemplo Custodio Llamas (1979) y Hilley, D. (1980) ; estableciendo para el caudal de infiltración y frente de saturación las siguientes ecuaciones:

$$Q = (2 k_w h_c \Delta\theta t)^{1/2} \quad (4.34)$$

$$z_o = (2 k_w t h_c / \Delta\theta)^{1/2} \quad (4.35)$$

Lomize, G. (1968) ya había utilizado estas relaciones para calcular el asentamiento en dos suelos loésicos de las regiones de Grozni y Obikiisk de la URSS. Sus resultados fueron satisfactorios.

Una solución más minuciosa es la basada en la expresión de Philip, I. (1957) ; por ejemplo, para la profundidad del frente de saturación se establece:

$$z_o(t) = At^{1/2} + Bt + Mt^{3/2} + Nt^2 + \dots \quad (4.36)$$

Los términos A, B, M, y N pueden ser obtenidos de las curvas características de la humedad volumétrica y la función de conductibilidad hidráulica o mediante la aplicación de datos experimentales en la ecuación (4.36). Wang, X. y Benson, C. (1994) muestra con pruebas de infiltración que los resultados obtenidos utilizando solo el primer término del segundo miembro de la ecuación (4.36) son satisfactorios, tanto como si se usaran todos los términos. Entonces:

$$z_o(t) = At^{1/2} \quad (4.37)$$

Esto sugiere que la succión matricial domina el proceso de infiltración, siendo significativamente más importante que la presión hidrostática o la presión de la gravedad. También sugiere que el comportamiento observado corresponde a una porción inicial del proceso de infiltración, tal como lo describe Philip, I. (1959). Wang sintetiza en la Fig. (4.10) la variación de las profundidades del frente de saturación en función a la raíz cuadrada del tiempo para especímenes de arcillas de Wilsonville y de County Sauk usando la ecuación (4.37).

La variación de la humedad volumétrica es semejante en cuanto a la forma de las expresiones matemáticas y en cuanto al dominio de la succión matricial. Así lo mismo las soluciones son semejantes. Los perfiles del contenido de humedad también pueden ser inferidos de las lecturas de los tensiómetros, tales como los datos graficados por Wang en la Fig. (4.11) para condiciones de secado y mojado partiendo del contenido óptimo.

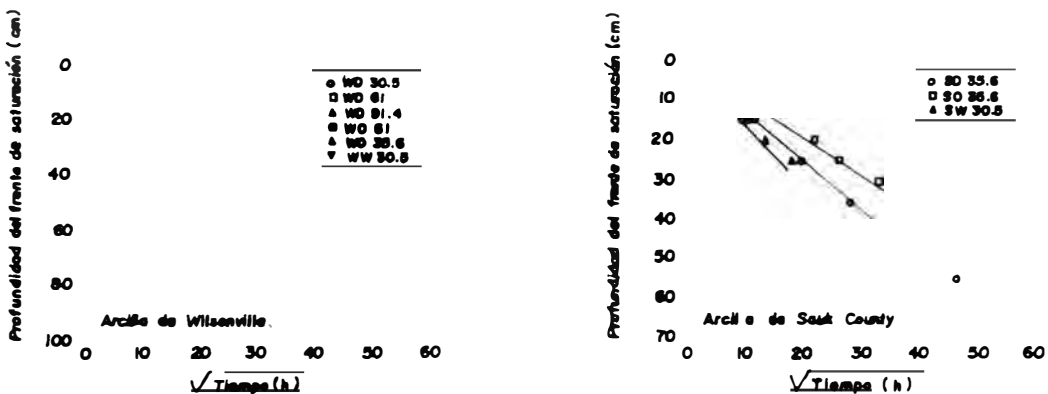


Fig. 4.10 Profundidades del frente de saturación (Wang, X. y Benson, C., 1993)

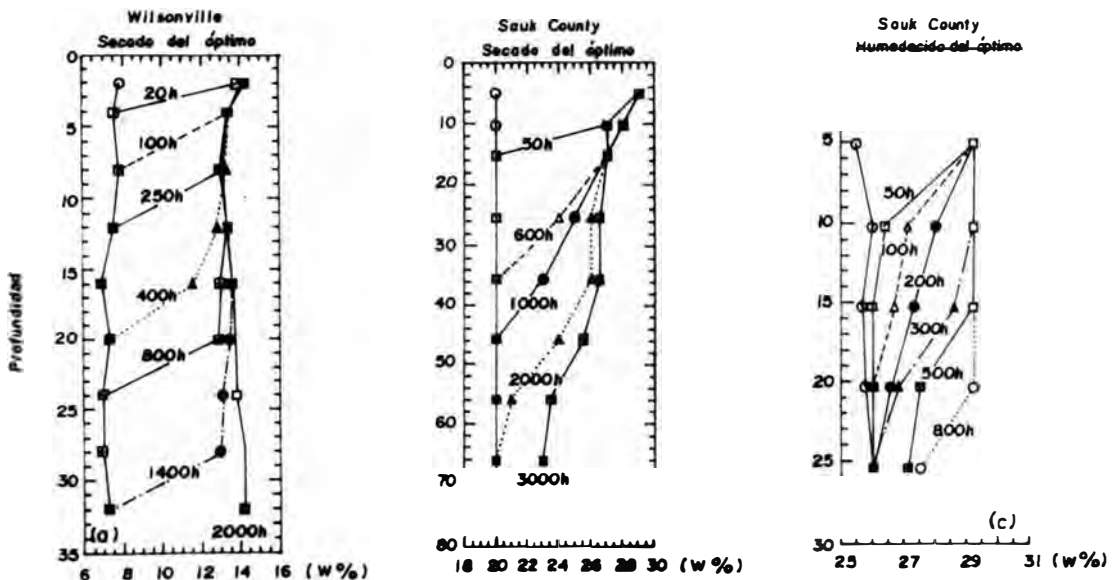


Fig. 4.11 Perfiles del contenido de humedad (Wang, X. y Benson, C., 1993)

4.3.2 Presión Capilar o Succión en el Frente de Saturación

La succión en el frente de saturación del modelo de Green-Ampt, puede ser obtenida mediante la separación en dos partes de la infiltración acumulada, una causada por la presión hidrostática y la gravedad (Q_g), la otra causada por la succión matricial (Q_{hc}). De las ecuaciones (4.29) y (4.31) se tiene:

$$Q = \int_0^t q \, dt = \int_0^t k_w \frac{H_0 + z_0 + h_c}{z_0} \, dt = \int_0^t k_w \frac{H_0 + z_0}{z_0} \, dt + \int_0^t k_w \frac{h_c}{z_0} \, dt \quad (4.38)$$

Identificando las infiltraciones acumuladas (Q_g) y (Q_{hc}) respectivamente, la ecuación (4.38) puede ser escrita como:

$$Q = Q_g + Q_{hc} \quad (4.39)$$

Así también la profundidad del frente de saturación puede ser representada usando la ecuación (4.37), debiéndose anotar que esto es sólo una aproximación debido al dominio de la succión en el proceso de saturación. Cuando se usa esta aproximación, la infiltración acumulada debida a la presión hidráulica y la gravedad puede ser calculada así

$$Q_g = k_w i t + k_w \frac{2H_0}{A} t^{1/2} \quad \text{para } z_0 < z \quad (4.40)$$

Entendiéndose que esta ecuación sería muy confusa si se considera todos los términos de la ecuación de Philip, I. (1957). Asimismo esta ecuación representa la curva OA de la Fig. (4.12). Después que se alcance el fondo del estrato ($z_0 = z$ y $t = t_z$), el gradiente causado por la presión hidrostática y la gravedad se torna constante, entonces (Q_g) puede ser expresado como una recta (AB en la Fig. 4.12).

$$Q_g = k_w i t + C \quad \text{para } z_0 \geq z \text{ y } t \geq t_z \quad (4.41)$$

Donde:

$C =$ una constante ; $i =$ gradiente hidráulico correspondiente a $h_c = 0$ y $z_0 = z$.

El cálculo de (Q_g) mediante el uso de la ecuación (4.40) o de la ecuación (4.41) requiere del conocimiento de (k_w).

La infiltración acumulada debido a la succión se obtiene sustrayendo (Q_g) de (Q).

$$Q_{hc} = Q - Q_g = \int_0^t k_w (h_c/z_0) \, dt \quad (4.42)$$

La Fig. (4.13) muestra la infiltración acumulada causada por la succión calculada usando la ecuación (4.42) para tres especímenes de la arcilla de Wilsonville. Similares resultados fueron obtenidos por Wang, X. y Benson, C. (1994). Para $z_0 < z$, las relaciones entre la infiltración acumulada causada por la succión y el tiempo puede ser expresada con una polinomial de tres términos.

$$Q_{hc} = b_1 + b_2 t^{1/2} + b_3 t \quad (4.43)$$

Donde b_1 , b_2 , y b_3 son constantes. La succión en el frente de saturación puede entonces ser obtenida sustituyendo (4.43) en (4.42) luego resolviendo para la altura capilar (h_c).

$$h_c = \frac{z_0}{k_w} \frac{dQ_{hc}}{dt} = \zeta + \omega t^{1/2} \quad (4.44)$$

Donde, los parámetros ($\zeta = A b_2/2k_w$ y $\omega = A b_3/k_w$) son constantes obtenidos de ensayos de laboratorio. En la Fig. (4.14) se muestran las variaciones de (h_c) en función de (z_0/z) obtenidas por Wang, X. y Benson, C. (1994).

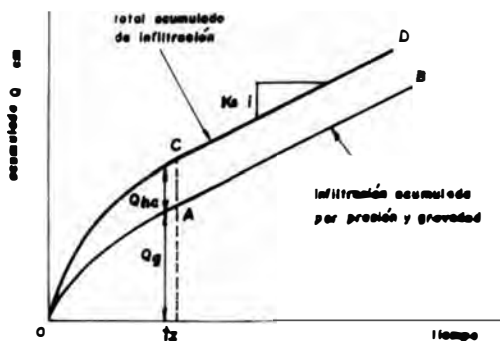


Fig. 4.12 Componentes de la infiltración causados por la presión, lo gravedad y la succión (Wang, X. y Benson, C., 1993)

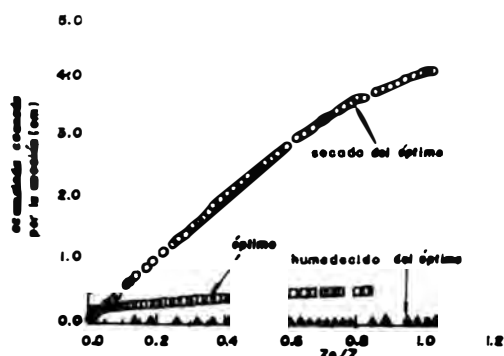


Fig. 4.13 Infiltración acumulada causada por la succión contra la profundidad normalizada en el frente de humedecimiento, de la arcilla de Wilsonville (Wang, X. y Benson, C., 1993)

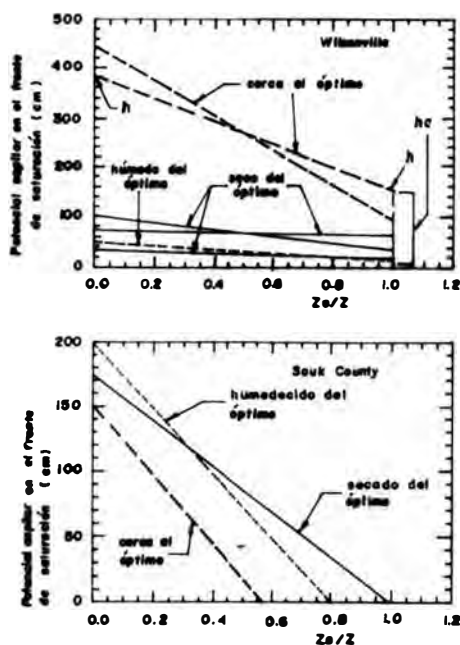


Fig. 4.14 Presión capilar en el frente de saturación contra la profundidad normalizada del frente de saturación (Wang, X. y Benson, C., 1993)

4.4. ASENTAMIENTO POR COLAPSO DEBIDO A LA INFILTRACIÓN

4.4.1 Asentamiento por Infiltración Vertical Unidimensional

Del Capítulo II tenemos conocimiento que el asentamiento por *Colapso Relativo* (δ_{col}) es la diferencia de ordenadas entre la curva edométrica a humedad natural y la curva edométrica saturada. Lomize, G. (1968) encontró que este asentamiento por colapso puede ser expresado para suelos loésicos mediante:

$$\delta_{col} = S \text{Ln}(\sigma_z) - R \quad (4.45)$$

Donde:

S y R = Constantes experimentales.
= Presión o esfuerzo a la profundidad (z).

Lomize considera que existe una profundidad (z) en la cual la presión (σ_z) es menor que la presión necesaria para producir asentamiento por colapso, entonces cuando se alcance la "Presión inicial de Colapso" ($\sigma_{i,col}$) para la profundidad (z_1), se tendrá la siguiente relación, donde se desprecia el valor de la constante (R):

$$\delta_{col} = S \text{Ln} (\sigma_z / \sigma_{i,col}) = S \text{Ln} (z / z_1) \quad (4.46)$$

El toma en este análisis la permeabilidad de suelos parcialmente saturados (k_w) igual a

$$k_w = A e^{\alpha(e-e_o)} - 1 \quad (4.47)$$

Donde:

A y α = Constantes experimentales.
e = Relación de vacíos.
= Relación de vacíos para la condición inicial.

Hasta la profundidad (z_1) la permeabilidad (k_w) es constante porque la relación de vacíos (e) es constante, debido a que no existe cambio de volumen porque la presión de colapso ($\sigma_{i,col}$) aún no ha sido alcanzada. Pero a partir de esa profundidad, tanto (k_w) como (e) son variables por consiguiente existirá asentamiento por colapso. Ahora como conocemos la variación del coeficiente de permeabilidad (k_w) a través de la ecuación (4.47) o las anteriores (4.20) y (4.28) y el valor de la profundidad de saturación (z_o) a través de la ecuación (4.35), estableciendo además el valor del frente de saturación en función del tiempo transcurrido $z_o(t)$; se puede inferir el valor del asentamiento total por colapso $\Delta_{col}(t)$ para un estrato como lo hizo Lomize, G. (1968):

$$\Delta_{col}(t) = \int_{z_1}^{z_o(t)} \delta_{col}(z) dz \quad (4.48)$$

Donde:

$\delta_{col}(z)$ = Asentamiento por colapso relativo a la profundidad (z).

Sustituyendo la ecuación (4.46) en la ecuación (4.48) se tendrá la relación entre el asentamiento total por colapso del estrato con el avance de la infiltración vertical unidimensional, que funciona perfectamente para los suelos gruesos como las arenas y las gravas con estado natural muy seco:

$$\Delta_{col}(t) = \int_{z_1}^{z_o(t)} S \text{Ln}(z/z_1) dz = S z_1 \{ [\text{Ln}(z_o/z_1) - 1] + 1 \} \quad (4.49)$$

Mustafaev, A. y Sadetova, E. (1983) experimentan que el asentamiento por colapso depende del contenido de humedad, proponiendo la siguiente ecuación que se gráfica en la Fig. (4.15):

$$\delta_{col}(w) = \delta_{col}(w_{sat}) \left[\frac{(w-w_o)}{(w_{sat}-w_o)} \right]^n \quad (4.50)$$

Donde:

$\delta_{col}(w)$ = Colapso relativo a la humedad (w).

$\delta_{col}(w_{sat})$ = Colapso relativo cuando la saturación es completa.

w_o = humedad inicial.

n = Constante experimental

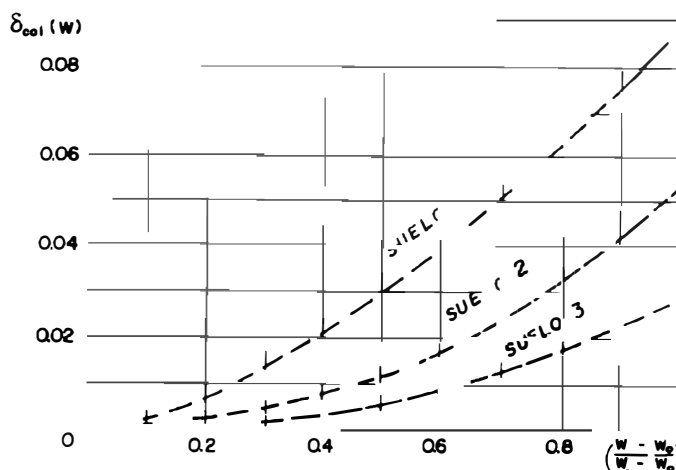


Fig. 4.15 Asentamiento por colapso en función de la humedad (Mustafaev, A. y Sadetova, E., 1983)

Estos investigadores proponen además una relación exponencial entre el colapso relativo a la saturación completa $\delta_{col}(w_{sat})$ y la presión a una profundidad determinada (σ_z).

$$\delta_{col}(w_{sat}) = \alpha \sigma_z^\beta \cos^m(\pi z/2z_o) \quad (4.51)$$

Donde:

σ_z = Presión total aplicada.

α y β = Coeficientes experimentales.

$\cos^m(\pi z/2z_o)$ = Factor de corrección debido a la relación de humedades.

En base a las ecuaciones (4.50) y (4.51), proponen la siguiente metodología para predecir el colapso en función del tiempo, que funciona tanto para suelos cargados con zapatas o con sólo su peso propio. Utilizando las presentes hipótesis:

- El proceso de infiltración y colapso es unidimensional y sigue una dirección vertical.
- La fuente de infiltración está localizada en el nivel más bajo de la zanja de saturación o coincide con la cota de cimentación.
- El tiempo inicial corresponde al inicio de la saturación.
- La distribución de esfuerzos corresponde a un semiespacio homogéneo y elástico.

Entonces el asentamiento por colapso indicado en la ecuación (4.48) puede ser expresado también como asentamiento por saturación, donde el límite inferior de la integración puede ser la profundidad de cimentación ($z=0$) o la profundidad (z_1) para el caso de actuar solamente el peso propio del estrato.

$$\Delta_{sat}(t) = \int_0^{z_o(t)} \delta_{col}(w) dz \quad (4.52)$$

El valor de $z_o(t)$ que constituye el límite superior de integración puede ser encontrado en forma similar que con las ecuaciones (4.36 y 4.37) de Philip, I. (1957), según las propuestas por Mustafaev, A. y Khodzhabekov, V. (1972) donde (a_1) es una constante experimental o por otros procedimientos idénticos.

$$z_o(t) = a_1 \{ 1 - [w/(w_{sat} - w_o)]^2 \} t^{1/2} + a_2 \{ 1 - [w/(w_{sat} - w_o)]^2 \} t \tag{4.53}$$

$$z_o(t) = a_1 \{ 1 - [w/(w_{sat} - w_o)]^2 \} t^{1/2} \tag{4.54}$$

Por integración de la ecuación (4.52) se obtiene el valor del asentamiento por colapso debido a saturación para cualquier tiempo, donde se usa el valor del colapso relativo dado por la ecuación (4.51).

$$\Delta_{col}(t) = \int_0^{z_o(t)} \alpha \sigma_z^\beta \cos^m(\pi z/2z_o) dz \tag{4.55}$$

Mustafaev, A. y Sadetova, E. (1983) consideran entonces que el colapso relativo debido a la saturación está en función de la profundidad, el contenido de humedad y la presión a esa profundidad.

4.4.2 Asentamiento por Infiltración según la Forma de Saturación

El asentamiento por colapso calculado con la suposición de infiltración vertical unidimensional, sólo se cumple cuando la relación entre el ancho del área saturada y la profundidad del estrato susceptible al colapso (B/z_c) supera a 0.60. En cambio cuando esta relación es menor y cuando el proceso de infiltración no se considera unidimensional, los asentamientos serán menores o simplemente no se producirán. Asimismo, Frolov, N. y Kovalev, A. (1980) encontraron que los asentamientos por colapso se manifiestan para fuentes de saturación circulares con diámetros mayores de 1.50 a 2.00 m, y para fuentes de saturación lineales para anchos de zanja mayores de 0.80 a 1.00 m. También encontraron que los mayores asentamientos se producen para fuentes circulares con diámetros aproximados de $0.70z_c$ y en las fuentes lineales para anchos de zanja aproximados de $0.3z_c$.

En la Fig. (4.16) Krutov, V. y D'yakanov, V. (1973), presentan un interesante esquema para explicar la magnitud de asentamiento por colapso para una zona humedecida (Fig. 4.16.a).

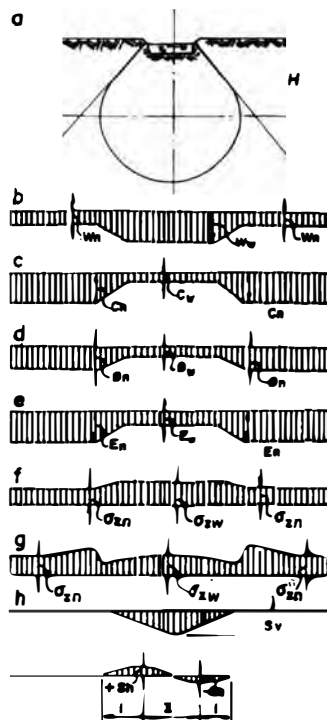


Fig. 4.16 Variación de los parámetros físicos-mecánicos debido a la infiltración (Krutov, V. y D'yakanov, V., 1973)

En la Fig. (4.16.b) se muestra la variación de la humedad, en la Fig. (4.16.c y 4.16.d) la variación de los parámetros de resistencia al corte, en la Fig. (4.16.e) el valor del Módulo de Elasticidad, en la Fig. (4.16.f) el valor de la presión vertical antes que se produzca el asentamiento, en la Fig. (4.16.g) el valor de la presión vertical cuando se produce el asentamiento observándose que sufre una redistribución y por último en la Fig. (4.16.h y 4.16.i) los valores de los desplazamientos vertical y horizontal respectivamente. En todas las figuras, el subíndice (w) representa a la zona humedecida y el subíndice (n) representa al estado natural, pudiéndose diferenciar en cada caso la forma de variación de un estado a otro, en algunos lineal y en otros no lineal.

Este esquema de cálculo, es similar al propuesto por Terzaghi, K. (1943) de la generación de superficies de falla y de cálculo de las presiones verticales en una faja de suelo para que a una profundidad (z) se produzca el asentamiento. El esquema generalizado de equilibrio vertical para un espesor diferencial (dz) está dado en la Fig. (4.17) y por la ecuación:

$$\sigma_z \frac{\operatorname{tg}\beta + (\operatorname{tg}\phi - \operatorname{tg}\beta) [K + (1-K) \operatorname{sen}^2\beta]}{x(z)} = \gamma_t - \frac{c}{x(z)} \quad (4.56)$$

Donde:

- β = Ángulo de la superficie de falla.
- $x(z)$ = Ancho de la zona humedecida a la profundidad (z).
- ϕ = Ángulo de fricción interna.
- c = Cohesión.
- K = Coeficiente de reposo del suelo.
- γ_t = Peso unitario total del suelo saturado.

Dependiendo de la forma de la zona humedecida se puede encontrar la presión vertical media integrando la ecuación anterior. Por ejemplo para una zona limitada por dos planos verticales con:

$$\beta=0 ; x=2B$$

La solución de la ecuación (4.56) es la conocida ecuación de Terzaghi

$$\sigma_z = \frac{B \gamma_t - c}{K \operatorname{tg}\phi} (1 - e^{K \operatorname{tg}\phi z/B}) \quad (4.57)$$

Krutov, V. y D'yakonov, V. (1973), proponen también para zonas humedecidas por canales y a partir de zonas amplias ($B=0.30z_c$ a $B=0.50z_c$) formas de solución de elipse truncada y de forma trapezoidal. Ellos resumen sus observaciones, puntualizando que cuanto mayor sea el ancho de la superficie de humedecimiento menor será la disminución de la presión vertical, cuanto mayores sean los valores de los parámetros de corte, mayor será la disminución de la presión vertical y cuanto mayor sea la profundidad de las grietas de tracción, menor será el desarrollo de la zona de contacto para la transferencia de carga.

Mochalov, I. y Vinogradova, G. (1971), luego de experimentar procesos de filtración con zanjas largas con diferentes anchos, establecieron relaciones entre el asentamiento real por colapso Δ_{col} (real) y el asentamiento calculado de pruebas edométricas Δ_{col} (cal). Sus resultados se muestran en la Fig. (4.18).

$$\frac{\Delta_{col} \text{ (real)}}{\Delta_{col} \text{ (cal)}} = f(B/z_o) \quad (4.58)$$

Donde:

- B = Ancho de la superficie de saturación.
- = profundidad del suelo saturado.

Experiencias similares fueron ejecutadas por Ling, Z. y Liang, W. (1982) y Rabinovich, L. (1982), como las mostradas en la Fig. (4.19) y (4.20) respectivamente.

Todo lo descrito en este Capítulo es poco probable sea aplicado en la Tesis, por consiguiente constituye una información que pueda servir en posteriores trabajos.

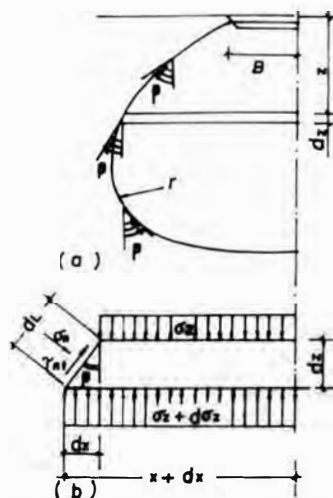


Fig. 4.17 Determinación de las presiones verticales (Krutov, V. y D'yakov, V. 1983).

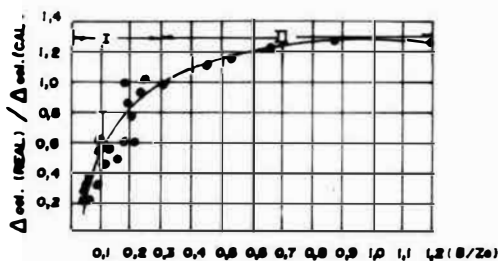


Fig. 4.18 Relación entre el asentamiento real y el calculado en función de la relación entre el ancho del área inundada y el espesor del suelo saturado (Mochalov, I. y Vinogradova, G. 1971)

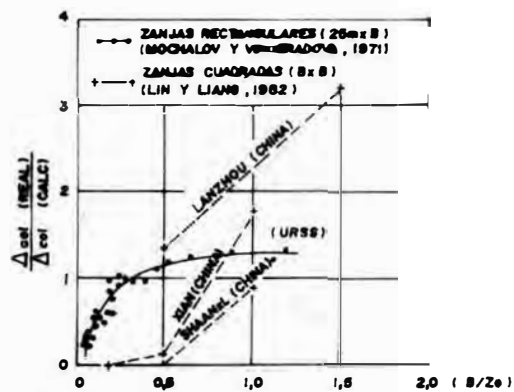


Fig. 4.19 Comparación entre ensayos de humedecimiento realizados en URSS y en China.

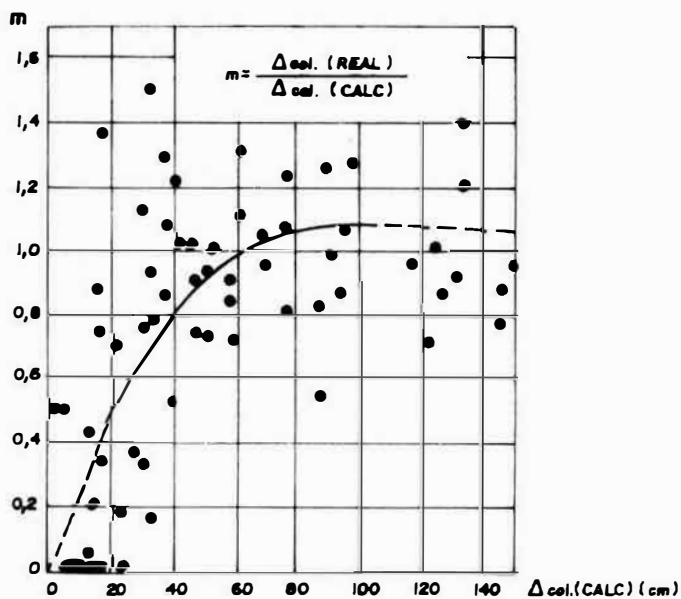


Fig. 4.20 Relación entre el coeficiente m y el asentamiento total por colapso (Rabinovich, L., 1982)

V

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PROPUESTAS

5.1. ASPECTOS GENERALES

Al inicio de la Tesis, se indicó que el objetivo fundamental era conocer las propiedades físicas, químicas y mecánicas del conglomerado de gravas del Pie de la Cuesta, que ha sufrido cambios en su estabilidad debido a las infiltraciones del agua de la irrigación La Joya Antigua y sus características colapsables, de acuerdo a lo señalado por el profesor Martínez, A. (1980). Además se indicó que la finalidad también fue evaluar las metodologías de caracterización existentes y su aplicabilidad para este caso.

Por lo tanto, como en toda ciencia aplicada como es la Mecánica de Suelos, partimos de la hipótesis de que nos encontramos frente a un tipo especial de suelos, luego evaluamos los procesos seguidos para comprobar nuestra hipótesis y posteriormente cuantificamos sus valores característicos. En otras palabras, nos queda analizar los métodos o teorías para *Identificar y Caracterizar* los suelos colapsables en general, para luego precisar el método más adecuado que se debe aplicar al conglomerado de gravas colapsable del Pie de la Cuesta.

Es importante indicar también que los suelos debido a su origen y formación tienen características diferentes de un lugar a otro, e inclusive para un lugar determinado sus propiedades serán heterogéneas. Entonces, es de suponer que las características de este conglomerado del Pie de la Cuesta será diferente al de otros lugares.

En consecuencia las metodologías que son funcionales en una región no necesariamente serán aplicables en otra, pero serán útiles como guías para establecer una propia metodología.

A continuación revisaremos los principales criterios usados para el estudio de los suelos colapsables en general, con especial énfasis en el tipo conglomerado de gravas. Estos métodos están resumidos en la Tabla (2.03), donde podemos diferenciar dos grupos, uno que se basa en las propiedades índices o físicas tales como la humedad, grado de saturación, plasticidad, granulometría, relación de vacíos, etc. y otro que se basa en la evaluación de las propiedades mecánicas, tales como el decremento de volumen mediante pruebas edométricas en el laboratorio y de carga en el campo, grado de succión, etc. A ello debemos agregar los basados en las características mineralógicas y químicas (de la matriz en el caso del conglomerado de gravas colapsable) tal como lo indica Reginatto, A. (1977). A los del primer y tercer grupos podríamos clasificarlos como los preliminares o indirectos, a los del segundo grupo como los definitivos o directos.

5.2. METODOS INDIRECTOS

Están basados en el análisis de sus características gravimétricas y volumétricas, distribución granulométrica, minerales de arcilla y contenido de sales; que resultan satisfactorios en las etapas de exploración por su velocidad de ejecución y bajo costo.

En la Sección (2.1.2) cuando se definió el fenómeno del colapso se indicó que los suelos finos con comportamiento colapsable deberán poseer las condiciones de estructura macroporosa, estructura mal acomodada, escasa humedad y grado de saturación, naturaleza cementada. Entonces, para evaluar estas condiciones es necesario conocer su contenido de humedad natural (w), grado de saturación natural (S_r), relación de vacíos (e), porosidad (n), gravedad específica (G_s), minerales de arcilla, contenido de sales cementantes, etc. A esta relación incrementaríamos la distribución granulométrica, especialmente cuando se trata de suelos de grano grueso como es el conglomerado de gravas, donde es importante conocer los porcentajes de finos, de la matriz en general y de las gravas a mayores.

Existen relaciones diversas encontradas por Denisov, M. (1961); Fedá, J. (1967), etc. mostradas en la Tabla (2.03) y otras como las propuestas por Rollins, M. et al. (1995), que usan las propiedades señaladas para Caracterizar a los suelos colapsables (especialmente a los finos). En las Tablas (5.01) y (5.02) se resumen los valores encontrados en los diversos trabajos durante la elaboración de esta Tesis, los cuales se analizan posteriormente.

Las características internas del suelo que influyen en el comportamiento de los suelos colapsables se pueden agrupar en tres; la primera relacionada con el contenido de agua donde se incluye el contenido de humedad y el grado de saturación; la segunda relacionada con la estructuración del suelo donde se incluyen la relación de vacíos, modo de deposición, granulometría, características de los finos

(naturaleza); y la tercera relacionada con las propiedades mineralógicas y químicas de las partículas donde se incluyen el contenido de sales solubles. Por ello, para la *Identificación y Caracterización* de suelos colapsables será necesario analizar cada uno de ellos, para conocer las magnitudes de influencia.

Tabla 5.01 Relación entre las propiedades físicas y el potencial de colapso en suelos finos

	Bally, R. et al. (1969)	Houston. S. et al. (1986)	Houston. S. et al. (1991)	Rollins, M. et al. (1991)
Tipo de suelo	Loess	MI, SM, SW	SM	CL, SM, CL-ML
e	0.93	0.7		
w (%)	9.05	11.0	3.4	10.0
S_r (%)		27.8		
δ_{col} (%)	6.5	4.9	10.4	6.5
σ_z (Kg./cm ²)	2.0	0.66	1.0	1.06

Tabla 5.02 Propiedades físicas de algunos suelos colapsables

Tipo de Suelo	Suelos finos		Suelos gruesos	
	Carrillo, A. (1977)	Rollins, M. et al. (1991)	Martínez, A. (1980)	Rollins, M. et al. (1995)
	SM	CL, SM, CL-ML	GP	GM, GC-GM
Finos (%) (menor que 0.076 mm)	5-45	66	10	6-30
Matriz (%) (menor que gravas)	95-100		40	40-65
Índice de plasticidad (%)		2		
Gravedad específica		2.70		
Sales solubles (%)	21.39	22.40		
w (%) para el colapso			5	

5.2.1 Contenido de Humedad y Relación de Vacíos

Dentro de la estructura del suelo, el contenido del agua en su estado líquido, sólido o gaseoso es importante porque desarrolla fuerzas dilativas o contractivas, de succión capilar, presión intersticial, etc. dependiendo de cuanto satura y del ambiente en que se encuentre. Los suelos colapsables en general poseen contenidos de humedad y saturación bajos, porque se encuentran en ambientes áridos. En la Sección (2.1.3) se mencionó para estos suelos que en los contactos entre los granos gruesos se desarrollan fuerzas capilares originando fuerzas de tensión o presión de poros negativas, incrementando la presión efectiva y la resistencia al corte; y que cuando se incrementa la saturación estas fuerzas disminuyen tendiendo a eliminarse con la consecuente ocurrencia del colapso.

Existen abundantes relaciones empíricas que relacionan el grado de colapsabilidad de los suelos finos, que utilizan el contenido de humedad, el grado de saturación y los límites de consistencia; como las propuestas por Clevenger, W. (1956), Gibbs, H. y Bara, J. (1967), Fedá, J. (1967); otros que incluyen además la porosidad o relación de vacíos como de Minkov, M. (1977). Para los suelos gruesos, Martínez, A. (1980) encuentra un valor del 5% de la humedad para que se produzca el colapso.

En general la mayoría concluye en coeficientes que definen el grado de colapsabilidad de los suelos. Observándose entre ellos una gran anarquía y limitados en su alcance, pero que pueden ser utilizados con las consideraciones debidas sobre las características de similitud de las condiciones geológicas de formación y deposición. Por ejemplo el índice de colapso usado por el investigador ruso Denisov, M. (1961), está definido como el coeficiente de subsidencia debido a la inundación (R_w) y el coeficiente de subsidencia total (R_t):

$$R_w = \frac{e_1 - e_{s1}}{1 + e_1} \quad (5.1)$$

$$R_t = \frac{e_o - e_{s1}}{1 + e_o} \quad (5.2)$$

Donde:

- e_o = Relación de vacíos inicial o en condición natural.
 e_1 = Relación de vacíos para una presión antes de la saturación.
 e_{s1} = Relación de vacíos para una presión después de la saturación.

Estableciendo que los suelos susceptibles al colapso, tienen coeficientes que superan el 1%. Concepto que fue utilizado en las investigaciones realizadas por Cardoso, F. et al. (1994) para suelos saprolíticos de Brasilia, donde se obtuvo valores de ($R_w = 2.62\%$) y ($R_t = 8.42\%$).

Por otro lado en la Tabla (5.01) se muestra que la humedad natural es escasa, oscilando entre el 3.4% y el 11%, así como el grado de saturación también es bajo (en un caso se observa igual a 27.8%).

De la misma manera, en la Tabla (5.01) se observa que la relación de vacíos natural es relativamente alta (0.7 a 0.8) que determina la estructura macroporosa del suelo, cumpliéndose de alguna manera lo sugerido por Conciani, W. y Soares, M. (1995) del valor crítico de 0.8; significando que los suelos finos con una relación de vacíos alta son susceptibles al colapso. Esta conclusión concuerda con el concepto general de que los suelos con relación de vacíos alta, poseen bajos coeficientes de fricción (ϕ).

Pero en el caso de los suelos gruesos con matriz colapsable del conglomerado de gravas del Pie de la Cuesta, Martínez, A. (1980) muestra que la relación de vacíos es bajísima del orden del 0.3 manifestando que se debe a que la matriz representa el 40% de la masa total. Es decir, que si se evalúa (e) sólo para la matriz resultará de un valor alto, lo que no sucede cuando se toma en cuenta también las partículas mayores que las gravas; siendo necesario realizar correcciones tal como lo propuso Martínez, A. (1995).

5.2.2 Distribución Granulométrica

Una de las características principales de la estructura del suelo además del contenido de humedad y de la relación de vacíos es la configuración granulométrica.

Los finos conjuntamente con el agua definen el carácter dilatativo o contractivo del suelo. Este aspecto ha sido evaluado por diferentes investigadores según la magnitud de su presencia dentro de la masa total del suelo colapsable. En la tabla (2.03) se observa que Handy (1973) estableció que los suelos con un contenido de partículas finas (< 0.076 mm) $< 16\%$ son altamente colapsables, de 16 a 24 % son probablemente colapsables, de 24 a 32 % pueden ser colapsables y $> 32\%$ no son colapsables.

Rollins, M. et al. (1991), encuentran para arenas limosas (SM) de Orderville-Utah que con un contenido de finos menor que 11% el suelo puede ser altamente colapsable.

Rollins, M. et al. (1994), cuando proponen una metodología para la *Identificación y Caracterización de Gravas Colapsables*, basada en la distribución granulométrica, sustentando en las dificultades de la obtención de muestras inalteradas y de ensayos edométricos con muestras relativamente grandes, establecen relaciones entre el potencial de colapso y el porcentaje de arcillas. Enfatizando que para contenidos de arcilla por encima de un valor óptimo (que típicamente es un valor bajo) el potencial de colapso disminuye, debido a que predomina el comportamiento expansivo. Para los seis casos estudiados por ellos el porcentaje de finos se encuentra entre el 10% y 28%, significando que ello facilita la formación de las fuerzas de succión por capilaridad. Luego de un análisis más detenido recomiendan que el contenido de finos debe estar entre el 6% y 30%, que permiten por un lado desarrollar una estructura metaestable con fuerzas capilares y por otro lado evitan que aparezcan fuerzas expansivas. Agregando que estos datos son aún insuficientes para una generalización.

Rollins, M. et al. (1995) señalan de la existencia de otros tres casos más de *gravas colapsables* de los cuales analizan su distribución granulométrica. Indican el reporte de Wiseman y Lavie sobre perfiles de suelo del Sur de Israel, compuesto de arenas limosas (SM) y gravas limosas (GM) donde el contenido de finos es 15%. También comentan sobre el suelo de cimentación de una presa en Nuevo México consistente en granos gruesos, indicando un contenido de finos del 6%. Finalmente mencionan para la ciudad de Cedar-Utah, constituido de suelos de gravas arcillosas-limosas (GC-GM), donde el

contenido de finos fue el 20%. Estos valores se encuentran dentro del rango que ellos recomendaron inicialmente. Entonces, ellos resumen en la Fig. (5.01) el rango de variación del contenido de finos, donde también se encuentra un depósito aluvial licuable que posee características similares de granulometría.

Day, R. (1995) señala que otro aspecto relevante en cuanto a la granulometría especialmente cuando se trata con gravas, es el contenido de granos gruesos iguales o mayores a ellas; ya que para constituir una estructura de suelo colapsable, el contenido de gruesos debe ser lo suficientemente bajo para que las partículas individuales de estos granos estén *flotando* dentro de la matriz. El, señala que de esta manera no aparecerán las fuerzas de fricción entre las partículas gruesas que incrementen el esfuerzo efectivo. Muestra en la Fig. (5.02) la forma del colapso de una grava arenosa compactada (el porcentaje de granos gruesos se refiere al contenido de gravas), donde para un contenido de gravas de 60% a 70%, las partículas están en contacto físico y el potencial de colapso disminuye substancialmente. Indica que esto también se cumple para depósitos naturales de gravas, puntualizando que para los seis casos mencionados por Rollins, M. et al. (1994) el contenido de gravas varía entre el 43% y el 55%.

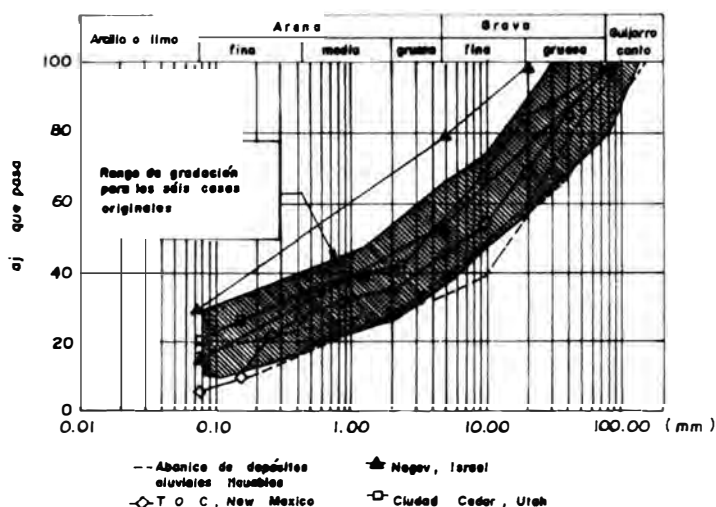


Fig. 5.01 Comparación de la distribución granulométrica para tres nuevos casos y el depósito aluvial licuable con el rango de gradación para los seis casos originales de gravas colapsables (Rollins, M. et al, 1995).

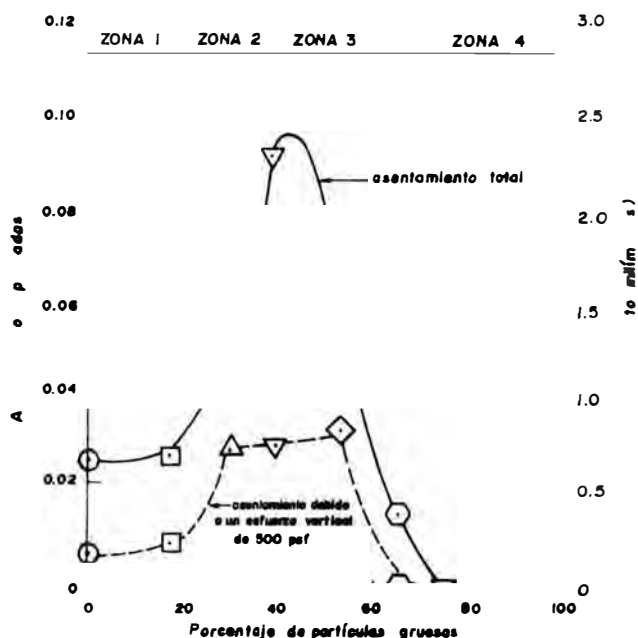


Fig. 5.02 Asentamientos contra el porcentaje de partículas gruesas (Day, R., 1995)

Rollins, M. et al. (1995), indican estar de acuerdo con ese criterio y concluyen recomendando que el porcentaje de la matriz (partículas menores que gravas) para un suelo gravoso colapsable, debe estar entre el 40% y 65%. En la Fig. (5.01) resume los valores de las distribuciones de la matriz para los tres casos de suelo gravoso colapsable y del suelo licuable antes mencionados, los que se encuentran dentro del rango recomendado. Al respecto, es necesario hacer notar que se trata de suelos de cimentaciones, más no de suelos comprometidos con estabilidad de taludes como del Pie de la Cuesta.

También se debe puntualizar que las conclusiones encontradas por Rollins, M. et al. (1994) y Rollins, M. et al. (1995), no se cumplen para todos los suelos que poseen susceptibilidad de colapso. Por ejemplo en cuanto al contenido de finos; Rollins, M. et al. (1991) reporta un valor promedio del 66%, Carrillo, A. (1977) encuentra para arenas limosas del Sur del Perú un rango entre 5% y 45%. En ambos casos se supera largamente el límite superior del 30%, habiéndose podido desarrollar las fuerzas expansivas que Rollins, M. et al. (1994) señalan. Del mismo modo también pueden existir discrepancias en los valores del porcentaje correspondiente a la matriz del suelo.

SUELOS GRANULARES (GRUESOS)

Otros aspectos adicionales al tamaño de las partículas, que influyen en el comportamiento mecánico del suelo son, la forma de las partículas, redondez y textura superficial.

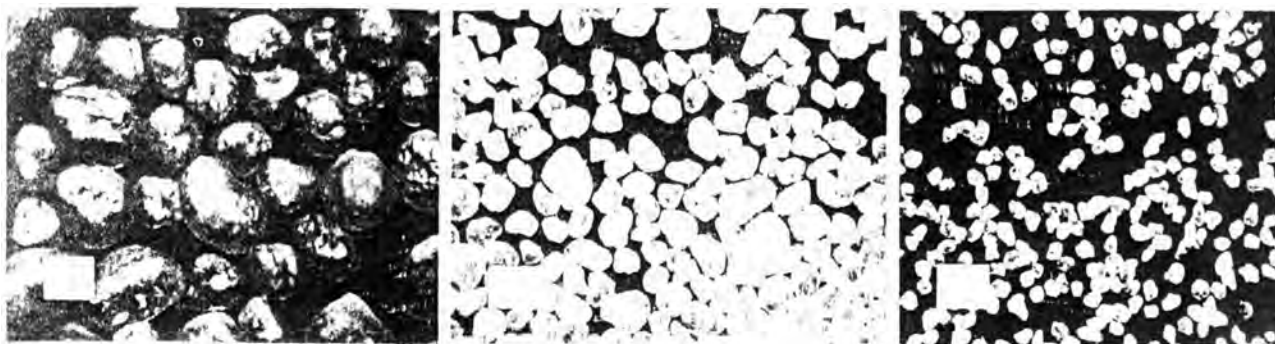
En general las partículas gruesas suelen tener formas bastante regulares (Fig. 5.03.a), mientras que la fracción arcillosa tiene formas y dimensiones muy irregulares (5.03.b). La redondez se refiere a la agudeza de los bordes y cantos de una partícula. La Fig. (5.03.c) muestra los cuatro tipos de redondez de las partículas gruesas según la *U.S. Bureau of Reclamation* pudiendo ser, redondeadas, subredondeadas, angulares y subangulares. Otra característica independiente de las anteriores es la textura superficial, descrito por uno de los siguientes términos: pulida, lisa, rugosa, estriada, etc.

Efectivamente, la influencia de la forma de los granos en el comportamiento mecánico de los suelos granulares (gruesos), fue tratado por Marsal, R. (1971). Describiendo un modelo discreto para suelos granulares, determina en forma aproximada la distribución estadística de la fuerzas de contacto que operan entre los granos de la masa de suelo, para lo cual utiliza los siguientes principios básicos:

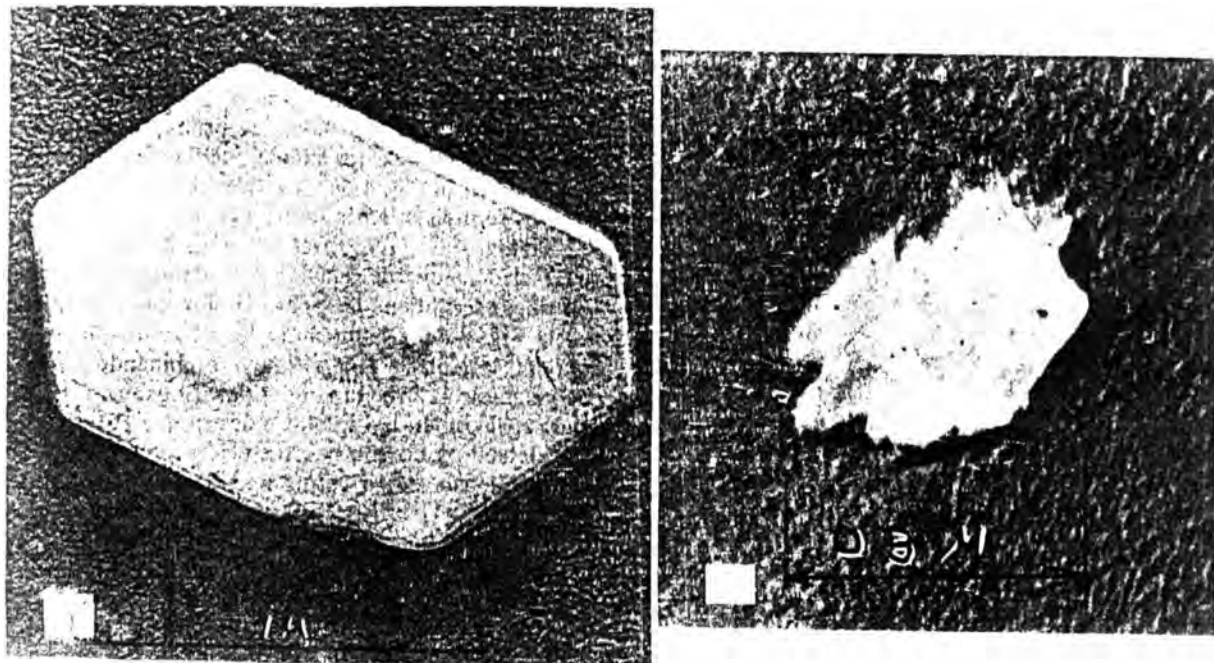
- Los esfuerzos que actúan en una masa discreta, implica la existencia de fuerzas de contacto entre los granos. La magnitud de estas fuerzas depende de: 1) Las dimensiones y forma de las partículas, 2) las propiedades mecánicas de los granos de roca, y 3) del arreglo de las partículas en la vecindad de cada contacto. El efecto de estos factores en la intensidad de las fuerzas de contacto no puede valuarse en forma determinística, sino mediante valores aleatorios.
- La resistencia al corte es el resultado de la acción de fuerzas friccionantes desarrolladas en los contactos granulares, combinada con el efecto de rodamiento de los granos.
- Las fuerzas de fricción tienen la dirección del movimiento relativo de las partículas.
- La deformación es proporcional al incremento de esfuerzo aplicado a la masa dividido por su resistencia friccionante disponible.
- La falla ocurre cuando la resistencia friccionante se anula

El realiza un programa de investigaciones y considera que la masa del suelo está representada por un conjunto de esferas, donde la estructura del suelo está caracterizada por (n_s) o el número de partículas cortadas con una superficie cualquiera por unidad de área total, (n_v) o el número de granos contenido en la unidad de volumen total, número de contactos por partícula (N_c) , relación de vacíos (e) , porosidad (n) y la concentración de sólidos (q) ; donde los valores de (n_s) y (n_v) dependen del tamaño del elemento considerado. Indica que en la evaluación de (n_s) y (n_v) influye la forma de los granos, y que por lo tanto cuando se idealiza esferas es necesario corregir su efecto en los cálculos mediante un factor de forma (r_v) definido como la relación entre el volumen real medio de las partículas y el volumen de la esfera calculada con el diámetro promedio. En la Fig. (5.04) presenta resultados de pruebas de laboratorio sobre la variación de (r_v) que acusa buena correlación con el cociente (d_m/d_p) , donde (d_m) y (d_p) son los diámetros menor y promedio respectivamente.

Así lo mismo Lambe, T. y Whitman, R. (1969), cuando analizan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares secos, manifiestan que existen dos grupos de factores que lo determinan. El primero está compuesto por la relación de vacíos, presión de confinamiento, la velocidad de carga, etc. El segundo grupo, que puede variar la resistencia al corte del suelo a pesar de que se mantengan constantes los primeros lo constituyen, el tamaño, la forma y la granulometría de las partículas.



a). Forma de partículas gruesas.



b). Forma de partículas finas.



c). Tipos de redondez según la U.S. Bureau of Reclamation (1,963).

Fig. 5.03 Forma y redondez de las partículas de suelo.

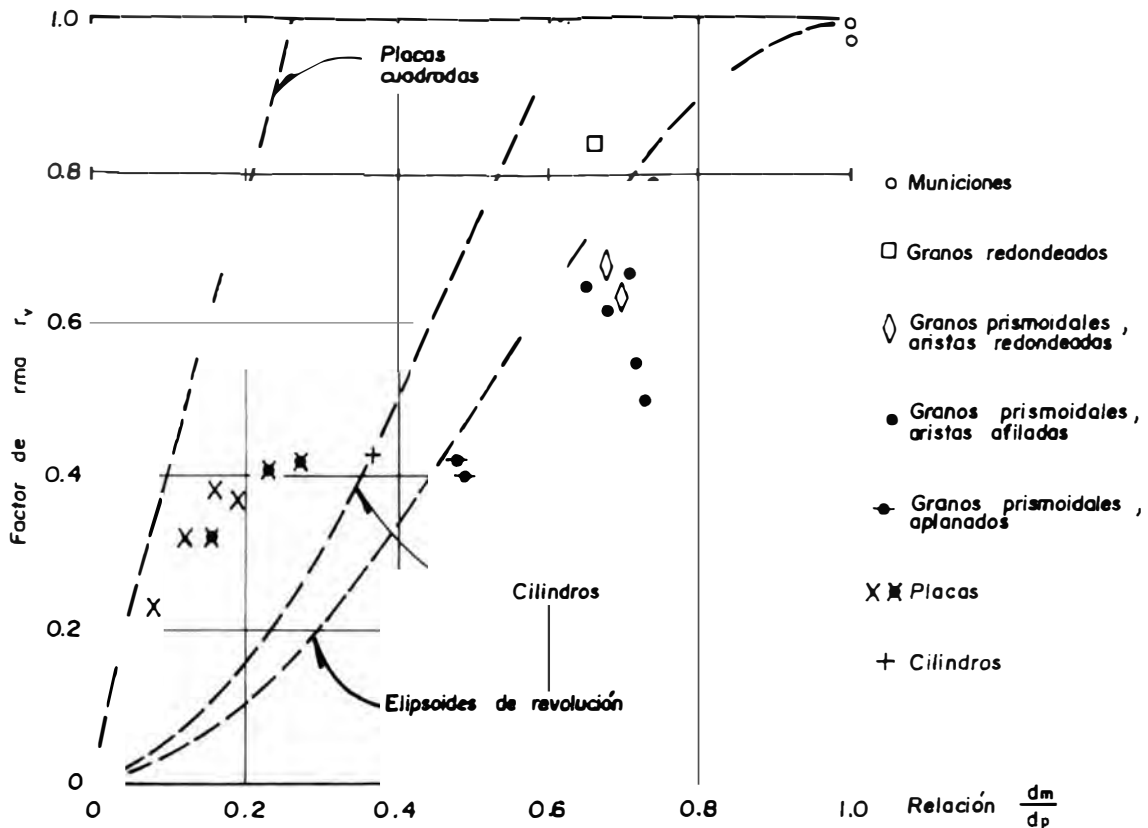


Fig. 5.04 Factores de forma de varios tipos de partículas (Marsal, R., 1971)

5.2.3 Características Mineralógicas - Químicas

Como se señaló en la sección correspondiente al Mecanismo del Colapso de los Suelos, las características mineralógicas y químicas son aspectos importantes en la susceptibilidad al colapso de los mismos, ya que en las partículas finas se desarrollan fuerzas de carácter eléctrico, variables al contacto con el agua, del mismo modo que en los minerales de las sales y los sulfatos. Por lo tanto, es necesario realizar una descripción detallada de la naturaleza mineralógica-química de los suelos, especialmente de los finos para comprender la naturaleza de las fuerzas existentes.

Una partícula de suelo puede ser orgánica o inorgánica. Al estado actual del conocimiento, es poco lo que se sabe sobre la composición de los suelos orgánicos, porque el ingeniero civil hasta ahora tiene un limitado interés en su estudio y sólo se conforma con su identificación. Existen suelos formados totalmente por material orgánico como son las turbas (Pt) y también existen algunos formados por partículas inorgánicas y orgánicas juntas como los limos orgánicos (OL ó ML). Sobre ellos, es necesario que se realicen más investigaciones, por su creciente utilización en obras civiles.

Una partícula de suelo inorgánico puede ser un mineral o una roca. Un mineral es un elemento o compuesto químico que tiene una estructura interna característica, determinada por un arreglo especial de sus átomos, mientras que una roca es un material sólido que está compuesto por uno o más minerales (cristales) o fragmentos de ellos.

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldspatos (de potasio, sodio, o calcio), micas, olivinos, serpentinas; óxidos, cuyos representantes principales son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, como la calcita y la dolomita; sulfatos, como la anhidrita y el yeso. De todos ellos, los minerales más abundantes son los silicatos que aproximadamente representan el 90% del total.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico están regidos por su compacidad, orientación de sus partículas, formas, tamaños, grado de confinamiento, velocidad de carga, etc. (Marsal, R., 1971, Lambc, T. y Whitman, R., 1969); entonces, su constitución mineralógica es relativamente de poco interés comparado con las propiedades mineralógicas de los suelos finos.

MINERALES DE LAS ARCILLAS

Las arcillas son el producto de la descomposición química de las rocas ígneas y metamórficas, cuyo comportamiento mecánico depende de su estructura y composición mineralógica. Están

constituidas básicamente por silicatos hidratados de aluminio, magnesio, fierro, etc. La mayoría de estos minerales de arcilla tienen estructuras laminares o de capas, unos pocos tienen estructuras tubulares o fibrosas. En una masa de suelo, existen generalmente mezcla de varios minerales de arcilla, identificándose por el mineral predominante, teniendo además variados contenidos de otros minerales no arcillosos. Fueron estudiados ampliamente por Martínez, A. (1971) y Mitchell, J. (1976).

Existen dos unidades básicas para construir la estructura de los minerales de arcilla. Una es la unidad *tetraédrica* de sílice (Figs. 5.05.a y 5.05.b), formada por cuatro átomos de oxígeno y un átomo de sílice; la otra unidad básica es la *octaédrica* formada por seis oxidrilos y un átomo central de aluminio ó magnesio (Fig. 5.05.c y Fig. 5.05.d). Entonces al producirse el enlace de las unidades básicas se forman el *silice* (Fig. 5.05.e), la *gibbsita* (Fig. 5.05.f) y la *brucita* (Fig. 5.05.g). De acuerdo a las valencias eléctricas, el silice y los octaedros básicos no son neutros, por lo tanto no pueden estar aislados; sin embargo la gibbsita y la brucita son neutras, por ende pueden existir como tales en la naturaleza. Pero todas las unidades y combinaciones posibles para formar minerales arcillosos tienen una carga neta negativa en su exterior; entonces una suspensión de suelo-arcilla-agua tendrá una reacción alcalina ($\text{pH} > 7$) a menos que el suelo esté contaminado por una sustancia acidificante. Los átomos están representados a escala medido por sus radios en angstroms (Å), ver Fig. (5.05.h).

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se dividen en tres grandes grupos. Las *caolinitas* ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) que son relativamente estables ante la presencia del agua, por lo tanto su actividad es baja. Las *ilitas* $[(\text{OH})_4\text{Ky}(\text{Si}_{8-y} \cdot \text{Al}_y)(\text{Al}_4 \cdot \text{Mg}_6 \cdot \text{Fe}_4 \cdot \text{Fe}_6)\text{O}_{20}]$, en la que y tiene valores entre 1 y 1.5, su actividad es mayor que de las caolinitas por lo tanto son menos estables. Las *montmorillonitas* $[(\text{OH})_4\text{Si}_8\text{Al}_4\text{O}_{20} \cdot n\text{H}_2\text{O}]$, en la que $n\text{H}_2\text{O}$ es la intercapa (n capas) de agua absorbida; siendo la *bentonita* la más común de estas arcillas, que tiene una actividad alta por ende es susceptible a la expansión.

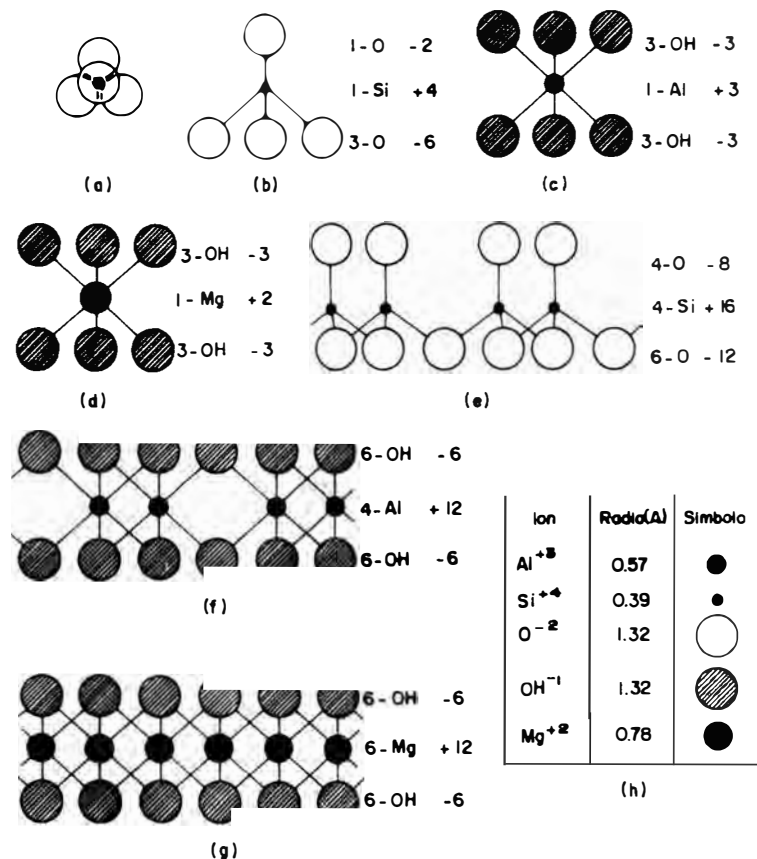


Fig. 5.05 Unidades estructurales básicas de los silicatos. a) y b) Tetraedro de silicio. c) Octaedro de aluminio. d) Octaedro de magnesio. e) Sílice f) Gibbsita. g) Brucita (Lambe, T. y Whitman, R., 1969).

MODIFICACIÓN DE LAS FUERZAS ELÉCTRICAS EN LOS MINERALES DE ARCILLA

Entre las propiedades más importantes de las arcillas tenemos, *hidratación, actividad, floculación-dispersión, intercambio de cationes.*

Hidratación.- Las partículas minerales están rodeadas de moléculas de agua llamadas agua *adsorbida*. El espesor de estas moléculas es en número de dos llamándose así doble capa o capa difusa. Esta capa tiene iones metálicos. Una difusión de los cationes *absorbidos* de los minerales sale fuera de la arcilla en la capa de agua *adsorbida*. El efecto de esto es producir una carga neta ($+$) de cationes cerca de la partícula mineral y una carga neta ($-$) de iones a una mayor distancia o sea en los bordes de la partícula.

Actividad.- Las tendencias de atracción de las cargas netas exteriores hacia los cationes definen la actividad de la arcilla. Numéricamente se define como:

$$\text{Actividad} = \frac{\text{Indice de plasticidad } (I_p)}{\% \text{ de arcilla}} \quad (5.03)$$

Donde:

El % de arcilla es la fracción de suelo menor de 2 μm .

Los valores característicos de la actividad de los grupos de minerales de arcilla son:

Caolinita	0.4 a 0.5
Ilita	0.5 a 1.0
Montmorillonita	1.0 a 7.0

Floculación-dispersión.- Lo referente a las fuerzas de *floculación-dispersión* se trataron en la Sección (2.1.3), donde se concluyó que durante el humedecimiento hay una disminución de iones (cargas negativas) de los minerales arcillosos, por consiguiente se produce la *dispersión* disminuyendo la resistencia al corte en el suelo.

Intercambio de cationes.- Los cristales de arcilla pueden cambiar sus cationes *absorbidos* en las películas de agua superficial *adsorbidos*. Por ejemplo una arcilla hidratada (con cationes H^+) puede transformarse en arcilla cálcica (con cationes Ca^+) si se permite la circulación de agua con sales de calcio en disolución a través de su masa.

Entonces, si en una masa de suelo los vínculos de las partículas contienen un *agente cementante* constituido generalmente de sales cristalizadas, donde éstas están formadas por cationes (Ca^+ , Na^+ , Mg^+) y aniones (CO_3^-) constituyendo carbonato de calcio (CaCO_3), carbonato de sodio (NaCO_3) ó carbonato de magnesio o magnesita (MgCO_3). Al saturarse el suelo se produce un intercambio de cationes entre las sales cristalizadas y los minerales de arcilla, originando una modificación en la estructura del suelo causando la disminución de su resistencia. El grado de esta pérdida dependerá del grado de *solubilidad* de la sal cristalizada. Este grado de solubilidad, crece con el grado de *acidez* de los cristales, tanto mayor si su (pH) es menor que siete.

Cardoso, F. et al. (1994) en sus investigaciones del suelo de Brasilia efectivamente encontraron que el suelo contenía sales solubles ácidas, ya que para las muestras de suelo saprolítico encontró un valor de (pH=5.37) y para muestras de lodos de deslizamiento (pH=4.45).

5.3. METODOS DIRECTOS

Los métodos directos de evaluación de la susceptibilidad al colapso y de cuantificación de su magnitud son, las pruebas en laboratorio con muestras inalteradas o compactadas (especialmente en los finos); y las pruebas de carga in-situ ya sean a escala natural o a escala reducida (especialmente en los suelos gruesos). En la Sección (2.1.5) se detalló sobre las ventajas y desventajas de cada uno de ellos. En estos métodos, la magnitud del colapso depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados y del grado de saturación aplicado.

económicas de realizar pruebas de carga in-situ y de realizar pruebas edométricas de laboratorio , para evaluar la magnitud del colapso; es imperioso encontrar algún método alternativo.

Para ello es necesario recordar que el colapso significa dos cosas, pérdida súbita de la resistencia al corte y del volumen a causa del incremento de su humedad, principalmente. Su relación con el proceso de corte fue entendido por Bishop, A. et al. (1960), Kane, H. (1978), Escario V. y Saez, J. (1986), Sint Jan, M. y Aliaga, W. (1994), etc. Entonces, podemos verificar de alguna manera la variación de la resistencia al corte y de sus características mecánicas, en función de la variación del contenido de humedad, mediante la realización de pruebas de compresión no confinada con contenidos de humedad variables. En este caso se deberán usar muestras inalteradas, que representen la composición de todas las partículas del suelo; es decir que las muestras deberán ser de dimensiones mayores que las utilizadas en las pruebas estándar de laboratorio.

Posteriormente, sus resultados se pueden correlacionar con los obtenidos de pruebas edométricas con muestras recompactadas de la matriz, o de corte directo con dicha matriz. Así mismo, se pueden establecer correlaciones con sus propiedades físicas y químicas señaladas anteriormente.

VI

MODELO PROPUESTO EN LA INVESTIGACIÓN

6.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo fundamental de esta investigación es *Identificar y Caracterizar* el conglomerado de gravas colapsable del Pie de la Cuesta de la irrigación La Cano en Arequipa. Habiéndose descrito en el Capítulo anterior los diferentes criterios útiles para este objetivo, en este Capítulo abundaremos más sobre los criterios adoptados de acuerdo a las características observadas en este tipo de suelos.

El profesor Martínez, A. (1980) señala que el comportamiento de este conglomerado de gravas colapsable depende del cementante (sales) y de la matriz (partículas menores que las gravas). Indica que las sales constituidas por carbonatos y sulfatos de sodio, calcio y magnesio, están en condiciones no cristalizadas sino amorfas y en estado coloidal (especialmente como carbonato de calcio en estado pastoso); que son propensas a una disolución repentina al contacto con el agua. Manifiesta también, que el conglomerado del Pie de la Cuesta que corresponde a la formación Moquegua (Sotillo) Superior, donde se desarrolla el canal de irrigación La Cano, se plastifica rápidamente con un pequeño incremento de humedad (5%) y colapsa bajo su propio peso. El señala que la composición aproximada en volumen es: más del 50% cantos rodados de diferentes rocas ígneas, volcánicas y algunas metamórficas, con diámetros variables desde 6.35 mm hasta 30 cm; el 40% está constituida por la matriz gruesa (arenas y limos) que se encuentra cementada con carbonato de calcio pastoso y el 10% restante por la matriz fina (arcilla).

Estos valores, se encuentran dentro de los rangos establecidos por Rollins, M. et al. (1994); que señalan para los suelos gravosos colapsables un rango de finos entre el 6% y 30% y un rango de matriz entre el 40% y 65%. Por consiguiente, en este trabajo se verificarán dichos valores, teniendo en cuenta que los rangos citados por Rollins, M. et al (1994) se refieren a porcentajes en peso.

Asimismo, el profesor Martínez, A. (1980), mediante estudios de Laboratorio de Geología Aplicada en la UNI (Lgga-UNI), analizó el comportamiento de la matriz dentro de agua destilada, con el siguiente resultado: “se disgrega en trozos grandes con fracturación que se inicia a los 5 minutos, a los 30 minutos la fracturación es en trozos más pequeños, a 1 hora se nota el colapso lateral y superficial estabilizándose a las 24 horas. Después de 1 hora, 45 minutos y 7 segundos de observación no se notó cambios”. Estos datos le permitieron concluir que el comportamiento de este conglomerado colapsable, depende de la naturaleza del cementante que es susceptible a la disolución.

En base a estas evidencias y teniendo en cuenta que para recomendar una Metodología que permita *Identificar y Caracterizar* adecuadamente este tipo especial de suelos, es necesario estudiar sus componentes, como se estila desde los inicios de la Mecánica de Suelos; nuestro trabajo se centrará en el análisis de sus características físicas, mineralógicas y químicas; adicionalmente se evaluará sus características mecánicas de esfuerzo-deformación y de resistencia mediante pruebas de compresión no confinada con muestras inalteradas.

Las pruebas de colapso en el campo, generalmente se realizan para evaluar las magnitudes de los asentamientos por este fenómeno y algunas veces para comparar las predicciones de las pruebas de laboratorio. Estas pruebas, no permiten conocer el mecanismo del fenómeno y requieren de altos costos, con los que no se contó en la presente Tesis.

En el Capítulo anterior, se revisó la literatura técnica existente especialmente para los fines de Identificación, habiéndose destacado los criterios más importantes; los que serán aplicados en la presente investigación, priorizándolos de acuerdo al tipo de suelo con que estamos tratando (conglomerado, de textura gruesa, con gravas y boleos subredondeados, matriz cementada, finos constituidos por arcillas floculadas dispersivas en presencia del agua).

Así, el modelo escogido constará de las siguientes pruebas:

- Propiedades físicas generales.
- Distribución granulométrica y análisis de las partículas gruesas.
- Análisis petrográfico.
- Análisis químico.
- Análisis por difracción.
- Relación esfuerzo-deformación y resistencia al corte.

Para ello, durante el trabajo de campo se tomaron muestras inalteradas de 50 Kg de peso aproximadamente cada una, las que fueron conducidas a laboratorio para su análisis.

6.2. PROPIEDADES FÍSICAS GENERALES

6.2.1 *Peso Específico Volumétrico (γ_m)*

Se ha mencionado que los suelos colapsables son relativamente livianos, porque contienen aire en sus vacíos. Por ejemplo, Peck, R. et al. (1968) manifiestan que los loess son colapsables, pero que esta tendencia disminuye cuando su peso volumétrico seco aumenta. Houston, S. et al. (1986) indican que por su formación en zonas áridas, los suelos colapsables son de estructura panaloide con una densidad relativamente baja. Pero Rollins, M. et al. (1994) encuentran que los suelos de grano grueso pueden ser susceptibles a colapso aunque tengan densidades altas y tengan muy altos valores del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT).

En la presente investigación se dispondrá de este indicador físico para verificar tales afirmaciones.

6.2.2 *Gravedad Específica (Gs)*

Es un indicador pobre del potencial de colapso de los suelos, por lo que se obtendrá sólo para fines de información. Los estándares que rigen su obtención son:

ASTM D854
AASHTO T100

6.2.3 *Contenido de Humedad (w) y Grado de Saturación (S_r)*

El agua contenido en los vacíos del suelo colapsable, le proporciona una fuerza de presión capilar o succión, cuando se encuentra dentro de un valor óptimo.

No existen recomendaciones sobre rangos de estos valores, pero en las investigaciones conocidas se advierten valores que van del 3% y escasamente pasan el 10% (Tabla 5.01), porque a partir de este contenido de humedad óptimo, al producirse el secado o saturación se anulará la fuerza de succión capilar, tal como experimentan Mustafaev, A. y Sadetova, E. (1983) que cuantifican las variaciones del asentamiento de colapso en la ecuación (4.50) y en la figura (4.15) según variaciones del contenido de humedad.

El método de prueba de laboratorio ASTM D2216, es usado con frecuencia para obtener el contenido de humedad de los suelos; pero se debe tener en cuenta la advertencia que hace este estándar *“el contenido de humedad se refiere al agua libre de las partículas sólidas de una masa de suelo dada, es decir, que no representa un resultado correcto para materiales que contienen una significativa cantidad de montmorillonita, yeso, suelos altamente orgánicos, o materiales en los cuales el agua intersticial contiene sólidos solubles”* (como la sal en los depósitos marinos).

El grado de saturación se calculará en base a la humedad, gravedad específica y relación de vacíos.

6.2.4 *Relación de Vacíos*

Como se puede advertir a través de todo el texto, los investigadores coinciden en señalar que los suelos colapsables se caracterizan por poseer una alta relación de vacíos (señalan valor crítico de 0.8). Esto contradice en parte el concepto general de que los suelos con alta relación de vacíos poseen bajas resistencias al corte, porque los suelos colapsables en su estado natural poseen altas resistencias a pesar de asociarles con una elevada relación de vacíos. Siendo necesario aclarar que el valor crítico citado se refiere especialmente a suelos con partículas finas y uniformes donde las estructuras panaloideas son más posibles que en las gravas.

En el caso del Pie de la Cuesta, el profesor Martínez, A. (1980) indicó que este índice es aproximadamente 0.3, que resulta muy bajo, y se debe a la presencia de más del 50% de partículas gruesas. Esto merece un análisis comparativo con el valor que se obtenga, pudiendo surgir nuevos valores críticos.

Su cuantificación será realizada mediante las relaciones existentes con los anteriores parámetros, como el caso del grado de saturación.

6.3. DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA Y ANÁLISIS DE LAS PARTÍCULAS GRUESAS

Teniendo como referencia la información técnica basada en este concepto para caracterizar a los suelos gravosos colapsables por humedecimiento, se le ha dado la atención adecuada, con la finalidad de evaluar sus resultados. Los estándares en que se basan el análisis mecánico del tamaño de las partículas son:

ASTM D421
 ASTM D422
 ASTM D2487
 ASTM D2488
 AASHTO T87
 AASHTO 788

El análisis granulométrico persigue determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de partículas presentes en una masa de suelo dada. Para tal fin se han establecido una serie de tamices con tamaños patrón, que agrupan a los granos para diferentes rangos. Estos tamaños patrón varían de acuerdo al país donde se utilizan, por ejemplo tenemos las Normas Americanas ASTM E11, Normas Británicas Londres BS410, Normas Francesas AFNOR X11-501, Normas Alemanas DIN 4188, etc. En este trabajo seguiremos las Normas Americanas ASTM E11, donde, por las características del suelo, se considera un análisis granulométrico vía tamizado, con o sin previo lavado de acuerdo a la resistencia que muestren los grumos.

En este análisis, mediante una apreciación visual, también se evaluará los aspectos referentes a la forma de las partículas, la redondez y la textura superficial.

Además es necesario mencionar que una curva de distribución granulométrica sólo es una aproximación de la situación real debido a las siguientes razones:

- Limitaciones de orden físico para obtener muestras que representen exactamente el universo que se analiza.
- La presencia de grumos en el suelo.
- Utilización de mallas de forma regular para medir granos posiblemente de forma irregular.
- Número limitado de mallas usadas en el análisis.

De este análisis, se obtendrán los coeficientes característicos de las curvas granulométricas (coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad) con fines de clasificación. Pero serán importantes también, el porcentaje de finos (que pasan la malla Nº 200) y el porcentaje de la matriz (que pasan la malla Nº 4 o el tamiz de 4.75 mm de abertura). Antes del tamizado se retirarán las partículas mayores a 3" previo pesado.

6.4. CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS - QUÍMICAS

Se obtendrán las características mineralógicas de toda la masa de suelo, pero se realizará un mayor análisis mineralógico-químico en la porción fina (menores que 0.076 mm).

6.4.1 Análisis Petrográfico

La sistemática del estudio comprende

DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA

Contiene las principales características petrográficas y mineralógicas determinadas visualmente con lupa o con ayuda de un microscopio estereoscópico.

DESCRIPCIÓN MICROSCÓPICA

Que consta de

Denominación. - Es el nombre que se le da a la roca, luego del estudio macroscópico y teniendo en cuenta el análisis modal de los constituyentes principales. En un suelo sedimentario, el nombre de la roca depende de los porcentajes de los diferentes tamaños granulométricos.

Mineralogía.- Trata de los minerales encontrados y su respectivo porcentaje, donde, cuando el porcentaje de un mineral es menor que 1%, no se coloca.

Textura.- Describe las principales texturas de la muestra y las texturas secundarias.

Alteraciones.- Menciona cada una de las alteraciones y su respectivo grado.

Modo de ocurrencia.- Se detalla la manera como ocurre cada mineral, la disposición de las alteraciones y algunas observaciones particulares.

6.4.2 Análisis Químico

Para la masa de suelo en conjunto se obtendrán el pH, sales solubles, sales insolubles, inertes, etc. En cuanto a las sales se obtendrán los sulfatos y carbonatos de calcio, magnesio, sodio, potasio, etc.

6.4.3 Análisis por Difractometría

Se obtendrá la composición mineralógica para la porción que pasa la malla N° 200 (0.076 mm), es decir, se cuantificará la calcita, el cuarzo, la plagioclasa oligoclasa, la anortoclasa y especialmente la montmorillonita.

Tal como se explicó en las Secciones (2.1.3) y (5.2.3), cuando se produce el humedecimiento del suelo disminuye las concentraciones de los iones de los minerales de arcilla, por ende disminuye su resistencia al corte produciéndose la dispersión.

Así mismo, cuando el suelo posee una alta concentración de sales cristalizadas que poseen un alto grado de solubilidad, estará propensa a modificaciones de la estructura de los minerales de arcilla, por el intercambio de sus cationes con los correspondientes a las sales. Tales modificaciones causarán pérdidas en la resistencia al corte del suelo.

Respecto al carbonato de calcio (CaCO_3), que es un agente cementante del suelo, se sabe que es soluble al agua cuando su (pH) es menor que siete. Para determinar su cantidad en el suelo, se puede usar el estándar ASTM D4373, es decir, mediante reacción al ácido clorhídrico (HCL). Así también puede ser utilizado el estándar ASTM D2976 para determinar el pH de las sales cristalizadas en general.

6.5. ESFUERZO-DEFORMACION Y RESISTENCIA AL CORTE

Los investigadores que han tratado sobre la resistencia al corte de los suelos colapsables, generalmente de aquellos con granulometría menor que la grava, han basado sus trabajos en uno de los principios para suelos no saturados, de las presiones efectivas (Ecuación 3.18) de Bishop, A. et al., (1960) o de las superficies de estado (Ecuación 3.19) de Bishop, A. y Blight, G. (1963).

Así por ejemplo, Kane, H. (1973) acepta el modelo de Bishop, A. et al. (1960), y realiza ensayos de compresión confinada y triaxial, Fedá, J. et al. (1994) también realiza pruebas triaxiales con loess usando el principio de Bishop, A. et al. (1960), etc. Ellos buscan analizar la variación de la trayectoria de esfuerzos a causa de la falla por colapso.

De la misma manera, Berenzantzev, V. et al. (1969) presentan relaciones empíricas entre los parámetros de corte (c y ϕ) y la humedad, obtenidas de ensayos triaxiales con loess colapsables de la URSS. En la Fig. (3.13) se presentan estas relaciones juntamente con la variación del coeficiente de reposo (K_0) con la humedad. Respecto al ángulo de fricción interna (ϕ), se observa que a partir de una humedad mayor que el 8% la variación es del tipo lineal y decreciente con la humedad. En cuanto a la cohesión interna (c), se advierte también que a partir de un contenido de humedad del 12% la variación es del tipo lineal y decreciente con el aumento de la humedad y para valores menores la pendiente es mucho más grande.

Milovic, D. (1969), también encuentra relaciones similares en loess de Yugoslavia. Presentando en la Fig. (3.14) estas relaciones pero en función del peso unitario seco. El mismo autor, Milovic, D. (1988), realiza pruebas de compresión no confinada y encuentra relaciones entre el grado de saturación (S_r) y los parámetros de resistencia correspondientes (c_u , ϕ_u), mostrando en la Fig. (3.15) sus relaciones gráficas.

Por lo tanto, habiéndose mencionado que para utilizar las ecuaciones (3.18) y (3.19), es complejo determinar el coeficiente (χ) que depende de la saturación y además existen dificultades para

realizar pruebas triaxiales por el tamaño de las muestras representativas, se procederá a obtener los parámetros de corte mediante:

- Ensayos de compresión no confinada.

Los mismos que nos proporcionarán las relaciones que existen entre los esfuerzos y las deformaciones.

Con los resultados obtenidos se construirán gráficos similares a los propuestos por Berenzantzev, V. (1969) y Milovic, D. (1988).

Existen estándares de las pruebas referidas tanto para muestras inalteradas y recompactadas sean estas drenadas o no, pero tratan sólo para muestras de grano menores que la grava como:

ASTM D2166 y AASHTO T208 para ensayos de compresión no confinada.

Por la naturaleza del conglomerado de gravas del Pie de la Cuesta, que posee en general un porcentaje considerable de gruesos, será limitado el uso de estos estándares.

VII

CARACTERÍSTICAS EXPERIMENTALES DE CAMPO Y LABORATORIO

7.1. INTRODUCCION

En el presente Capítulo se detallan y analizan los ensayos realizados con las muestras del conglomerado en estudio, efectuados con la finalidad principal de definir las características físicas y mecánicas. Debiéndose manifestar que el número de pruebas efectuadas podrían resultar insuficientes para una generalización, pero son útiles para definir con bastante aproximación la caracterización del suelo.

Los ensayos predominantemente son de laboratorio y siguen la secuencia detallada en el Capítulo anterior.

7.2. PROPIEDADES FISICAS GENERALES

Con la finalidad de obtener las propiedades físicas generales, se realizó un muestreo de campo en la escarpa donde se produjo el fenómeno, habiéndose colectado bloques de 50 Kg. aproximadamente para ser trasladados al laboratorio como muestras en condición inalterada.

Los ensayos estándar de laboratorio realizados en el CISMID, arrojan los resultados resumidos en la Tabla (7.01) y detallados en el Anexo A-1.

Tabla 7.01 Propiedades físicas generales del conglomerado de gravas

<i>PROPIEDAD</i>	<i>MUESTRAS</i>		
	<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>
Peso Específico Volumétrico - γ_m (gr/cm ³)	2.39	2.22	
Gravedad Específica - Gs	2.50	2.64	2.55
Contenido de Humedad - w (%)	1.44	1.26	1.33
Grado de Saturación - Sr (%)	1.26	0.27	0.93
Relación de Vacíos - e	0.03	0.12	0.04

El peso específico volumétrico relativamente alto (mayor de 2 gr/cm³), muestra que el suelo no es liviano, es decir, que no es posible que posea una estructura panaloide, tal como conceptualiza Dudley, J. (1970) para los suelos colapsables. Ello también permite pensar que este conglomerado de gravas prácticamente tiene características de roca.

La gravedad específica, que fue obtenida con muestras pequeñas conteniendo tanto a las gravas y a la matriz menor, muestra que existen partículas provenientes de rocas volcánicas y metamórficas.

La presencia del agua en este suelo es escasa, manteniendo humedades y grados de saturación relativamente bajas. En este aspecto si se cumple la hipótesis de Dudley, J., por encontrarse este suelo en una región árida del Sur de Perú.

Por último, la relación de vacíos que escasamente pasa de 0.1, indica también que el suelo no posee una estructura panaloide y tampoco es liviana. Por consiguiente, se espera que durante el proceso de carga y humedecimiento, no se presenten asentamientos considerables. Por este aspecto y por la densidad alta podría suponerse que el suelo no es colapsable, pero que en realidad sí lo es porque se ha producido una pérdida súbita de la resistencia al corte.

7.3. GRANULOMETRIA Y PARTICULAS GRUESAS

7.3.1 Distribución Granulométrica

Durante la exploración de campo se ha verificado que el suelo de la formación Sotillo, es un depósito sedimentario, que posee guijarros, bolones y bloques de hasta 0.30 m de diámetro, los que se encuentran embebidos en gravas carbonatadas. El conjunto presenta una apariencia de roca sedimentaria por su alta cementación. Estos aspectos pueden ser verificados en la foto 07 de la Fig. (1.07).

El análisis granulométrico, con los resultados de las pruebas ejecutadas en el CISMID cuyos detalles se incluyen en el Anexo A-2, tiene tres partes. En primer lugar se encontró que los guijarros y mayores de 3" representan un promedio aproximado del 16.05% del peso total del suelo, mientras que la porción representada por las gravas y menores alcanzan el 83.95% (Tabla 7.02). Esto no ayuda a una clasificación adecuada del suelo, ya que el estándar D2487 del ASTM sólo considera para tal efecto a las partículas menores de 3". En segundo lugar, se realizó el análisis de la distribución granulométrica sólo para la porción del suelo con partículas menores de 3", donde existe en promedio : 52.07 % de gravas, 39.01% de arenas y 8.72% de finos (limos, arcillas y sales), con un 0.20% de error (Tabla 7.03). Esto sirvió para la clasificación del suelo en el Sistema SUCS de acuerdo al estándar señalado líneas arriba.

Con los resultados mostrados en las dos tablas anteriores y teniendo en cuenta el inconveniente de dar una clasificación adecuada a la masa total del suelo que comprenda tanto a los granos gruesos y a la matriz gravosa, tal como lo enfatiza el profesor Martínez, A. (1995) analizando diversas experiencias como la chilena; en este trabajo se ha adoptado la propuesta del mencionado investigador por adecuarse más a nuestra realidad. Por lo tanto, denominando a los guijarros, bolones y bloques como (Bo) y habiéndose clasificado a las partículas menores como gravas mal graduadas con presencia de finos no plásticos (GP-GM), se concluye que la masa total del suelo es: (GP-GM)+Bo.

En tercer lugar, con la finalidad de comparar con la caracterización granulométrica de las gravas colapsables propuesta por Rollins, M. et al. (1994, 1995) respecto al porcentaje de la fracción fina (<0.076 mm) que debe estar entre el 6% y 30%, y tanto con la propuesta de Day, R. (1995) respecto a los gruesos (\geq gravas) que debe estar entre el 43% y 55%; se ha obtenido la proporción de los mismos respecto a la masa total (Tabla 7.04). Los resultados muestran que los finos representan un promedio del 7.33% de la masa total, y las gravas y mayores representan un promedio del 59.76%.

Tabla 7.02 Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla de 3" como divisor

<i>MUESTRA</i>	<i>PARTICULAS > 3" (%)</i>	<i>PARTICULAS < 3" (%)</i>
	<i>Guijarros, Bolones y Bloques</i>	<i>Gravas, Arenas, Limos, Arcillas y Sales</i>
M1	14.44	85.56
M2	20.73	79.27
M3	12.97	87.03
Promedio	16.05	83.95

Tabla 7.03 Distribución granulométrica de la porción menor de 3"

<i>MUESTRA</i>	<i>SUCS</i>	<i>N°04<Gravas<3" (%)</i>	<i>N°200<Arenas<N°04 (%)</i>	<i>Limos-Arcillas-Sales<N°200 (%)</i>	<i>Error (%)</i>
M1	GP-GM	53.09	38.10	8.79	0.02
M2	GP-GM	52.13	39.09	8.33	0.45
M3	GP-GM	51.00	39.84	9.05	0.11
Promedio	GP-GM	52.07	39.01	8.72	0.20

Tabla 7.04 Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla N° 04 como divisor

<i>MUESTRA</i>	<i>GRAVAS Y MAYORES >N°04 (%)</i>	<i>MATRIZ <N°04 (%)</i>			<i>ERROR (%)</i>
		<i>Arenas</i>	<i>Finos</i>	<i>Total</i>	
M1	59.86	32.60	7.52	40.12	0.02
M2	62.05	30.99	6.61	37.60	0.35
M3	57.36	34.67	7.87	42.54	0.10
Promedio	59.76	32.75	7.33	40.09	0.15

En la Fig. (7.01) se muestra la posición de la distribución granulométrica de la fracción que pasa la malla de 3" para las muestras M1, M2 y M3 respecto al rango de gradación de suelos gravosos colapsables propuesto por Rollins, M. et al. (1994, 1995). En él podemos observar que los porcentaje de finos, arenas y gravas se encuentran dentro de los márgenes propuestos

Así también, el porcentaje de finos tabulado con respecto a la masa total (7.33%) está dentro del rango establecido por los mencionados investigadores, es decir, que es mayor que 6.00% y menor 30%.

CARTA DE LA DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE GRANOS

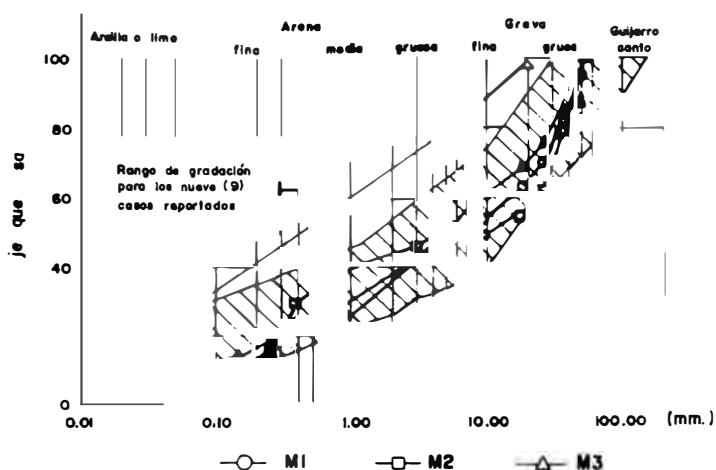


Fig. 7.01 Comparación de la distribución granulométrica con el rango de gradación propuesta por Rollins, M. et al., (1995)

De la misma manera, en la Fig. (7.02) se muestra que para el porcentaje de partículas mayores o iguales que las gravas respecto a la masa total (59.76%), le corresponde un asentamiento total de 0.75 mm, es decir, que podría pensarse en un potencial de colapso bajo.

Estos resultados nos permiten afirmar que en el Deslizamiento Compuesto del Pie de la Cuesta, donde el conglomerado de gravas ha perdido súbitamente su capacidad de resistencia al corte, no se ha experimentado una disminución substancial del volumen; ello probablemente por la influencia de la naturaleza de los finos que son susceptibles a la dispersión y del material cementante que es soluble con la presencia del agua, antes que por la estructura del suelo.

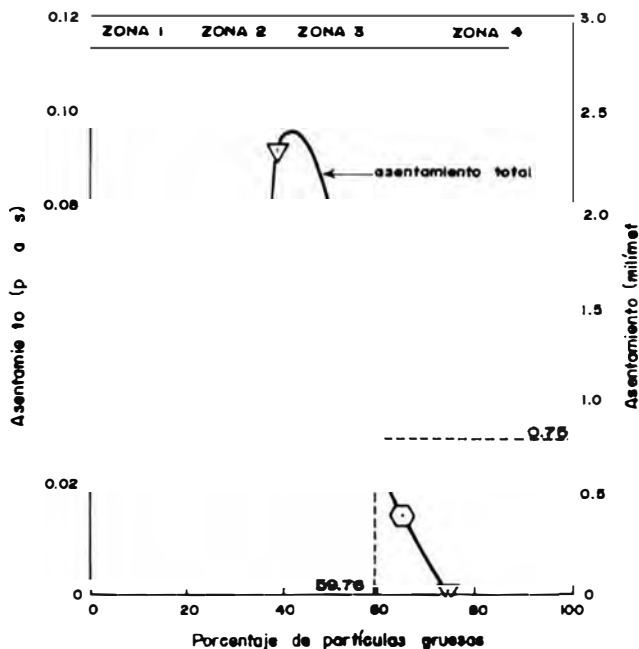


Fig. 7.02 Obtención del asentamiento total con el porcentaje de partículas gruesas (\geq gravas) usando el gráfico propuesto por Day, R., (1995)

7.3.2 Partículas Gruesas

Las partículas gruesas, pueden ser descritas por sus características visuales de acuerdo al estándar D2488 del ASTM; como se hace a continuación según lo observado en las fotos: 07 de la Fig. (1.07) y 01 de la Fig. (7.03).

Son encontrados como redondeadas y subredondeadas, porque escasamente presentan sus bordes curvados. La forma característica no es plana ni elongada. El tamaño máximo de partículas es 0.30 m presentando una superficie suave, es decir la textura superficial es lisa.

Estas partículas gruesas se encuentran envueltas dentro de la fracción gravosa, sin contacto directo entre ellas, entonces no se desarrollan fuerzas de fricción granular. Por el contrario, se ha podido verificar durante la prueba de compresión simple, que la falla se inicia en el contacto entre las partículas mayores y la matriz gravosa tal como se puede observar en la foto 02 de la Fig. (7.03). Posteriormente se verá que el factor principal de las fuerzas de resistencia al corte existente entre los gruesos y la matriz es la alta cementación. Por lo tanto no se puede aplicar la teoría de Marsal, R. (1971) sobre las fuerzas de contacto entre los gruesos, ni tampoco la metodología de Lambe, T. y Whitman, R. (1969) sobre la influencia de las características granulares en la resistencia al corte.

7.4. CARACTERISTICAS MINERALOGICAS - QUIMICAS

7.4.1 Análisis Petrográfico

Se realizó un estudio petrográfico en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), con el apoyo de la docente Ing. Geólogo Nora Revollé Álvarez. Para este estudio se seleccionó una parte de la matriz gravosa, es decir, una fracción del suelo con partículas menores que 50 mm.

DESCRIPCION MACROSCOPICA

Muestra con apariencia de roca poco consolidada, de color blanco grisáceo con una tonalidad rojiza, de textura clástica con tamaños de grano observables que van desde 0.25 mm a 50 mm, constituida esencialmente por cuarzo hialino, cuarzo lechoso, clastos líticos (cuarcita, andesita, areniscas), calcita y un cementante químico de carbonatos. Se observa sericita al parecer como alteración de los feldspatos en algunos fragmentos líticos; también se encontró algo de pirita, de magnetita y de micas. La muestra está recubierta por limonitas y algo de hematita.

Se considera como parte de la matriz detrítica a los granos menores a 2 mm que junto con el cementante químico conforman el 75% de la muestra.

Los granos mayores a 2 mm son el 25% de la muestra (mayormente son restos líticos), alcanzando en esta muestra tamaños de hasta 50 mm.

DESCRIPCION MICROSCOPICA

Mineralogía.- La mineralogía que se encontró es la señalada en la Tabla (7.05).

Tabla 7.05 Mineralogía de las partículas comprendidas entre 0.0625 mm y 5 mm

MAYORES DE 2 mm	MATRIZ DETRITICA	CEMENTANTE
Restos líticos	Cuarzo (Cz) = 48%	Carbonatos
	Plagioclasa (PGLs) = 19%	
	Dolomita (dlm) = 15%	
	Calcita (cac) = 10%	
	Sericita (ser) = 5%	
	Otros (bt, CLOs, cao, ep, lcx, Ops) = 1%	

Textura.- Aspecto de roca sedimentaria de textura clástica, presentando los granos tamaños que van desde 0.10 mm (100 μ) hasta 50 mm (tamaños estudiados en la muestra estudiada).

El tamaño promedio de los granos en la matriz descrita está entre 300 μ y 600 μ ; la matriz está compuesta mayormente por cuarzo, pero también tiene restos líticos. Los restos líticos encontrados con más frecuencia son cuarcitas y areniscas.

Alteraciones.-

- Carbonatación de la matriz (calcita y dolomita).
- Sericitización - caolinización débil de algunos granos de plagioclasas.
- Sericitización fuerte de algunos granos de feldespatos.
- Epidotización débil a moderada de algunos granos de plagioclasas.
- Limonitización débil.

Modo de Ocurrencia.- El cuarzo ocurre como parte del material lítico (areniscas, cuarcitas, andesitas) así como granos individuales de formas angulosas a subangulosas. Todo dentro de una matriz carbonatada con granos que alcanzan tamaños hasta de 1800 μ . Algunos granos de cuarzo se presentan fuertemente fracturados (fotos 01 y 03 de la Fig. 7.04).

los feldespatos (plagioclasas) con tamaños menores a 1200 μ se presentan como granos dispersos como también en los restos líticos. Algunos se encuentran zonados concéntricamente, presentando sus maclas características de albita, de carlsbad (foto 05). Se alteran comenzando por los núcleos a sericita; en algunos granos se ha notado ligera caolinización, pero alterados mientras que si lo están completamente. También se ve formación epidota a partir de algunos plagioclasas.

La calcita está mayormente como cementante químico, rellenando los espacios entre los granos, (foto 05). También se observan granos de calcita como parte de la matriz detrítica que van desde 50 μ hasta 300 μ .

La dolomita (foto 01) en forma angulosa a subangulosa, forma parte de la matriz detrítica con tamaños que varían entre 250 μ y 100 μ .

La sericita - caolín se encuentran como nidos en núcleos de feldespatos, mayormente es sericita.

La biotita se presenta diseminada mostrando clivajes preferenciales en una dirección alterándose por hidratación y siendo rellenada entre los clivajes por carbonatos (fotos 05).

La epidota escasa, dispersa en forma de granos anhedrales, algunos como alteración de plagioclasas (fotos 03 y 04).

Los opacos ocurren de manera dispersa (se ha observado magnetita y pirita en muestra de mano), con tamaños que alcanzan 500 μ .

Las cloritas en forma acicular a subradiada, al parecer como subproducto de la alteración de las biotitas, son escasas.

El caolín más escaso, está asociado a la sericita y como resultado de lateración de los feldespatos.

Las limonitas escasas, se presentan pigmentando la roca y rellenando cavidades.

La hematita mostrando sus colores característicos en nicoles paralelos, en menor proporción que las limonitas.

7.4.2 Análisis Químico

Se solicitó el análisis químico al Consultor Ing. Miguel Pasache Angulo, proporcionándole parte de las muestras M1, M2 y M3, cuyo resultado se encuentra contenido en el Anexo A-3. Las muestras contenían tanto la fracción gruesa y fina y se encontraban en condición inalterada. Del informe respectivo podemos concluir las siguientes características :

La conductibilidad eléctrica medida en mmhos/cm es aproximadamente la unidad y representa un valor alto.

Encontramos que el conjunto tiene un comportamiento ligeramente ácido porque el pH promedio llega a 7.8, es decir, que la muestra global no presenta indicios de solubilidad.

Los cationes presentes en orden de magnitud son de sodio, calcio, magnesio y potasio; del mismo modo que los aniones son de sulfato e hipoclorito. Observándose la ausencia de carbonato sueltos y nitrógeno. Esto nos indica que el suelo posee propiedades de un material salino libre de minerales útiles para la agricultura.

Al tratarse de resultados que comprenden a la estructura nétaamente básica de los restos líticos que se encuentran en gran proporción dentro de la masa total, y de los finos cementantes que en porcentaje son menores, podría existir cierta distorsión y no constituiría una herramienta eficaz para evaluar la susceptibilidad al colapso en el suelo.

A pesar de ello, es conveniente realizar este ensayo con fines de certificación de la evidencia de la presencia de minerales salinos. Lo recomendable en este caso es practicar el ensayo tomando sólo la fracción menor a 0.076 mm, ya que las fuerzas de cementación están dadas por los minerales floculados en esa porción.

7.4.3 Análisis por Difractometría

La caracterización mineralógica de la fracción fina que comprenda a los limos, arcillas y cementante, se realizó mediante la técnica de Difracción de Rayos X (DRX). Este ensayo fue solicitado al Laboratorio de Espectrometría de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). El difractograma correspondiente se encuentra en el Anexo A-4.

La constitución mineralógica es la mostrada en la Tabla (7.06).

Tabla 7.06 Mineralogía de las partículas menores de 0.076 mm

<i>COMPOSICION MINERALOGICA</i>	<i>CANTIDAD (%)</i>
Calcita (CaCO ₃)	62.30
Cuarzo (SiO ₂)	10.00
Plagioclasa Oligoclasa	9.00
Anortoclasa	7.00
Montmorillonita	11.00

Se observa que el cuarzo, la plagioclasa oligoclasa y la anortoclasa, que en conjunto forman el 26%, son el residuo sin alteración de las partículas gruesas indicadas en el análisis petrográfico.

También, se ve que la calcita o carbonato de calcio que es una sal cristalizada, representa un alto porcentaje (62.3%), por ende, existe una buena cantidad de cationes de calcio (Ca⁺) que pueden ser intercambiados con los cationes de los minerales de arcilla y de los restos líticos durante el proceso de saturación del suelo. A esto hay que agregar que en el análisis petrográfico de las partículas mayores, se comprobó que además de la calcita, también se encuentra la dolomita como una sal cristalizada propensa a intercambio catiónico.

Así mismo, se ha obtenido que existe un 11% de montmorillonita como único mineral de arcilla, que como se sabe, posee una mayor susceptibilidad a la disolución que los otros minerales de arcilla. Durante este proceso, el suelo pierde su resistencia al corte por el intercambio de cationes, formándose las arcillas cálcicas.

7.5. ESFUERZO - DEFORMACION Y RESISTENCIA AL CORTE

7.5.1 Ensayo de Compresión no Confinada

Para evaluar las características de resistencia al corte y grado de asentamiento del suelo, se han realizado cinco ensayos de compresión no confinada, los mismos que fueron solicitados al Laboratorio de Ensayo de Materiales de Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Los resultados se encuentran en el Anexo A-5.

Debido a los altos costos que significa realizar ensayos in-situ, ya sea con presurómetros a escala reducida o mediante cargas a escala natural, se optó por los ensayos de laboratorio antes mencionados. Para ello se tomó muestras en la escarpa, donde a pesar de la granulometría predominantemente gruesa del suelo, no existió dificultades para el muestreo inalterado. Esto, por la alta cementación de las partículas, como es propio de los suelos colapsables de origen marino.

En las fotos de la Fig. (7.07) se muestran las formas y dimensiones de los especímenes ensayados, estos fueron de forma cilíndrica de 26 cm y 16 cm de altura y diámetro promedio respectivamente (foto 01), manteniendo una relación de 1.63 entre ambas. Este valor, escapa ligeramente de las normas ASTM D2166 para suelos cohesivos que regulan relaciones entre 2 y 2.5. Por este motivo, nuestros resultados podrían estar sobrevaluados ligeramente ya que la resistencia a la compresión se incrementa cuando la relación altura-diámetro disminuye.

Las probetas fueron moldeadas de forma que contengan todas las fracciones del suelo, como se observan en las fotos de la figura anterior. En una de ellas también se muestra la forma de humedecimiento (foto 02), para luego ser sometida a la carga con la humedad de interés.

De las cinco muestras, dos fueron cargadas con las humedades naturales de 1.44% (M1) y 1.26% (M2), las tres restantes fueron ensayadas con humedades variadas de 3.14% (M3), 4.42% (M4) y 8.14% (M5).

Aspectos del proceso de carga, modo de falla y composición granulométrica del suelo son mostrados en las fotos (03) y (04).

7.5.2 Relaciones Esfuerzo - Deformación

Con los datos de carga y deformación contenidos en el Anexo A-4, se han obtenido los esfuerzos y deformaciones unitarias respectivas, las que se resumen en la Tabla (7.07); donde para la muestra M1 no se registraron aquellos datos, salvo la carga de colapso.

Estos esfuerzos y deformaciones unitarias fueron graficadas en la Fig. (7.05), donde se diferencian las curvas para las muestras M2, M3, M4 y M5. Esta figura tiene una forma similar que las correspondientes a las pruebas edométricas de Jennings, J. y Knigh, K. (1957) y Houston, M. et al. (1986). Por lo tanto, se evaluarán los esfuerzos y deformaciones unitarias aplicando los conceptos establecidos por tales investigadores y detallados en los capítulos anteriores.

Todas las muestras fueron cargadas hasta la falla total, habiéndose registrado también las cargas que corresponden a la aparición de fisuras donde las muestras experimentaron un reacomodo de partículas. Ambos valores se encuentran graficados en la figura.

La muestra M2 que fue ensayada con la humedad natural de 1.32%, colapsa a un esfuerzo de 44.12 Kg/cm², que resultaría muy alto para un suelo no especial. La deformación unitaria respectiva es 0.02066, que corresponde sólo a las propiedades elásticas pudiéndose comprobar que es relativamente baja.

Conforme se incrementa la humedad, los esfuerzos de fisuramiento y falla total van disminuyendo, mientras que las deformaciones unitarias se van incrementando. Para la muestra M5 con una humedad del 8.14 % el esfuerzo de falla o colapso fue 5.76 Kg/cm²; su deformación unitaria total fue 0.01932 de la cual 0.0048 corresponde a la elasticidad, y 0.01452 al humedecimiento o por las características de colapsabilidad.

En esta figura también se evaluó las deformaciones unitarias que corresponden al esfuerzo geoestático de 20 Kg/cm². Se ha considerado este valor como la presión del peso de la columna de suelo que actúa sobre el conglomerado de gravas de la formación Sotillo, es decir, con una altura promedio de 100.00 m (como se muestra en la Fig. 1.04) y un peso específico aparente promedio de 2.00 Ton/m³.

Diferenciando los datos de las curvas M2 y M4, se han obtenido deformaciones unitarias de 0.0092 y 0.0091 para la elasticidad y humedecimiento respectivamente.

De todos estos análisis se puede deducir que, las deformaciones por las propiedades de colapsabilidad (humedecimiento) son bajas siendo menores que el 1%. Así mismo, las deformaciones elásticas también son bajas.

7.5.3 Relaciones Esfuerzo - Contenido de Humedad

De los ensayos de compresión simple también se han obtenido relaciones de los esfuerzos últimos o de falla con la humedad. Estas se encuentran resumidas en la Tabla (7.08) y graficadas en la Fig. (7.06). Aquella es una representación similar a la propuesta por Milovic, D. (1988).

La curva de ajuste resultante, muestra que para una humedad cercana al 10% el suelo falla teóricamente para un esfuerzo nulo. Además, se nota que para el estado seco del suelo (humedad nula) el esfuerzo de falla se hace elevado. Por este último valor se podría suponer que el agua capilar no es un factor preponderante en las fuerzas ligantes entre las partículas.

Para el esfuerzo geoestático de 20 Kg/cm², se obtiene una humedad aproximada del 5%, demostrando con ello que el suelo de la escarpa del Pie de la Cuesta colapsa por su propio peso para esa humedad; ratificando de esta manera la hipótesis planteada por el profesor Martínez, A. (1980).

Tabla 7.07 Esfuerzos y deformaciones unitarias de las pruebas de compresión no confinada

M1 q (Kg/cm ²) $\varepsilon 10^{-3}$	M2 q (Kg/cm ²) $\varepsilon 10^{-3}$		M3 cm^2 $\varepsilon 10^{-3}$		M4 K_1/cm^2 $\varepsilon 10^{-3}$		M5 $\varepsilon 10^{-3}$
	3.68	4.17	1.01	5.00	0.78	5.58	5.59
	7.35	5.40	2.02	6.15	1.56	6.92	9.00
	11.03	6.50	3.04	6.96	2.34	7.73	12.09
	14.71	7.43	4.05	7.62	3.13	8.31	16.14
	18.38	8.17	5.06	8.12	3.91	8.81	19.32
	22.06	9.87	6.07	8.54	4.69	9.23	
	25.74	11.13	7.09	8.88	5.47	9.69	
	29.41	12.93	8.10	9.31	6.25	10.12	
	33.09	14.56	9.11	9.69	7.03	10.54	
	36.76	15.43	10.12	10.04	7.81	10.88	
	44.12	20.66	11.13	10.38	8.59	11.35	
			12.15	10.78	9.38	11.73	
			13.16	11.12	10.16	12.15	
			14.17	11.50	10.94	12.54	
			15.18	11.80	11.72	12.92	
			16.19	12.19	12.50	13.38	
			17.21	12.62	13.28	13.85	
			18.22	13.04	14.06	14.35	
			19.23	13.65	14.84	14.88	
			20.24	13.81	15.63	15.46	
			21.26	14.04	16.41	15.96	
			22.27	14.27	17.19	16.54	
			23.28	14.78	17.97	17.11	
			24.29	15.08	18.75	17.69	
			25.30	15.72	19.53	18.11	
			26.32	16.35	20.31	18.73	
			27.33	17.69	21.09	19.27	
					21.88	19.88	
					22.66	20.69	
					23.44	21.46	
					24.22	22.15	
					25.00	22.96	

Tabla 7.08 Esfuerzos y contenido de humedad de las pruebas de compresión no confinada

MUESTRA	HUMEDAD (%)	ESFUERZO DE FISURA O ROTURA (Kg/cm ²)	ESFUERZO DE FLUENCIA O FALLA TOTAL (Kg/cm ²)
M1	1.44 (natural)		41.21
M2	1.26 (natural)	31.84	44.11
M3	3.14	25.91	27.33
M4	4.42	21.88	25.30
M5	8.14	5.05	5.76

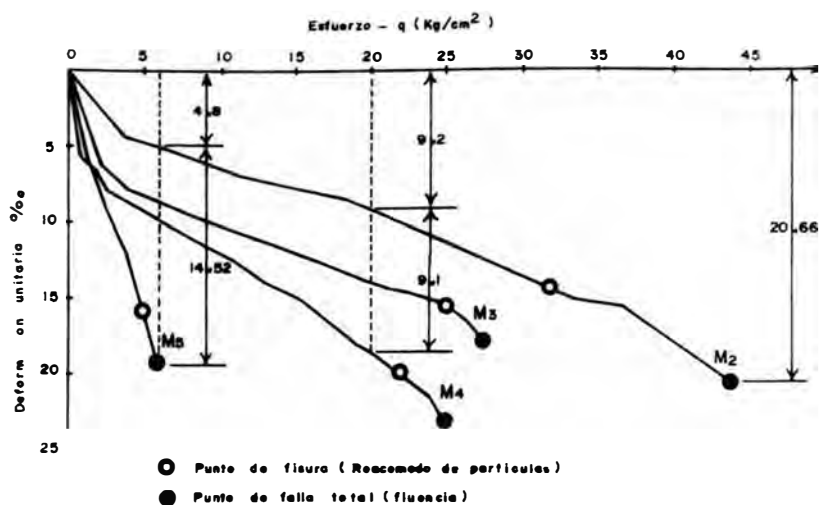


Fig. 7.05 Relaciones esfuerzo - deformación de la prueba de compresión no confinada

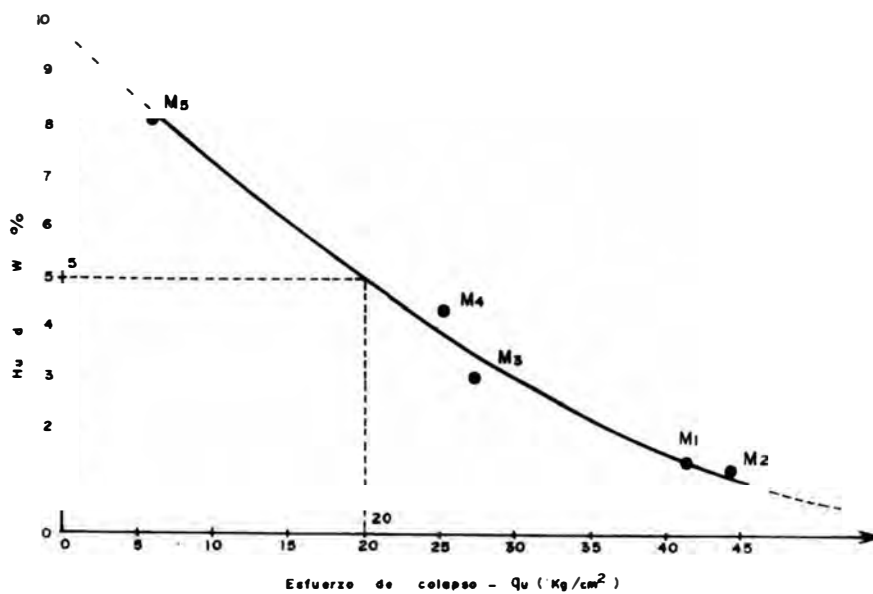


Fig. 7.06 Relaciones del esfuerzo ultimo y el contenido de humedad en la prueba de compresión no confinada

VIII

CASOS REALES CONOCIDOS EN EL MUNDO

8.1. ZONA DE LA REPRESA DE HAWTHORNE - NEVADA
(Rollins, M. et al., 1994)

Fue reportado por Holtz y Hilf, siendo el primer caso histórico documentado que comprende a gravas colapsables. Un reservorio de agua de 190'000,000 litros fue construido sobre una ladera de fango aluvial cerca de Hawthorne, Nevada (EE.UU); mediante la excavación de materiales del área del reservorio y utilización de los mismos en un dique de relleno compactado en el lado aguas abajo. La pendiente del fango en el lugar de la presa tiene aproximadamente 6%. Una capa de concreto asfáltico de 75 mm fue colocada sobre el área de la base para controlar las fugas.

Los materiales de cimentación debajo del dique (11.6 m de alto) consiste de depósitos aluviales y coluviales con potencias mínimas de 61 m. Cerca del 80% de la base rocosa del talud aguas arriba de la presa es de roca ígnea intrusiva y el 20% es de horsteno y tufos silíceos. Los suelos de cimentación generalmente han sido clasificados como suelos GM y poseen una gradación de 44% de gravas, 37% de arenas y 19% de limos y arcillas de baja plasticidad (Fig. 8.01). El suelo contiene bolones de varias pulgadas de diámetro. La densidad seca de la muestra completa varía de 1.99 a 2.35 Ton/m³, mientras que la densidad seca de la matriz sin grava varía de 1.54 a 1.97 Ton/m³. La densidad total fue aproximadamente el 91% de la densidad máxima del proctor modificado. El contenido de humedad natural fue entre el 5 y 10%; y la precipitación media anual es cerca de 127 mm.

Pensando en la alta densidad de los materiales y a la capa de concreto asfáltico, no fue previsto el potencial de asentamiento por colapso por humedecimiento con el agua de infiltración. Siguiendo al primer terraplén de una altura de 7 m, se presentaron filtraciones bajando el nivel del agua a una razón de 0.3 m por día. Las filtraciones causaron asentamientos de más de 0.6 m y la fractura del dique fue extensivo. Después de tratamientos para remediar el caso, el reservorio fue recompactado y se han presentado asentamientos de 25 a 75 mm para profundidades sólo de 1.5 m. Después de varios tratamientos el asentamiento fue gradualmente disminuido y el reservorio ha seguido funcionando satisfactoriamente durante los últimos 30 años.

Análisis químicos y petrográficos no han mostrado una cantidad apreciable de sales que puedan actuar como fuerzas ligantes de carácter químico. Pruebas de corte de laboratorio realizadas sobre muestras grandes recompactadas han mostrado una completa baja de la resistencia cohesiva después del humedecimiento (sobre el 14%) de la compresión ocurrida a una presión de 3.44 Kg/cm². No obstante, las muestras han evidenciado un ángulo de fricción de 38°.

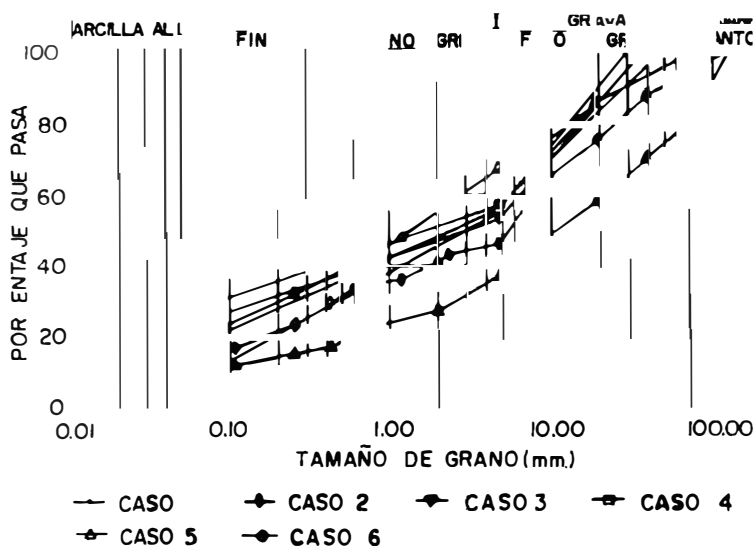


Fig. 8.01 Curvas de la distribución promedio de granos para seis casos originales de gravas colapsables (Rollins, M. et al., 1994)

8.2. PLANTA DE CEMENTO EN LEAMINGTON - UTAH (Rollins, M. et al., 1994)

Junto a la construcción de una gran planta de fuerza eléctrica en el centro de Utah, fue construida una planta de cemento cerca de Leamington-Utah entre 1980 y 1981. El lugar de la planta es localizada en una vaso de escaso drenaje (2.8 km^2) en el cañón de Leamington. El talud natural del lugar es aproximadamente 6%. La precipitación promedio en esta área es solo alrededor de 375 mm/año, como consecuencia de ella el grado de saturación en los suelos es típicamente entre el 20 y 40% encima del nivel freático, que está localizado cerca a 30.5 m bajo la superficie.

La litología en la base del drenaje incluye cerca de un 30% de conglomerado cementado débilmente, 40% de caliza y 30% de cuarcita. En tiempos pasados, la zona fue el borde del lago prehistórico Bonneville, que cubría una gran parte del centro y norte de Utah intermitentemente en el Pleistoceno Reciente y Holoceno Temprano. El lago Bonneville ha depositado terrazas de limo y arcilla tanto como de arena y grava. Como el lago fue retirado, porciones de las terrazas fueron erosionadas por corrientes de la ladera del cañón y fueron posteriormente rellenadas con depósitos aluviales de corrientes de agua y lodo intermitentes.

Como resultado de la historia geológica, la naturaleza y la distribución de los depósitos la zona es muy compleja; no obstante, son posibles algunas generalizaciones. Una idealización del perfil del suelo debajo de la planta se muestra en la Fig. (8.02). En general la mitad hacia el Este del área de la planta consiste de 12.2 a 15.2 m de grava arenosa limosa sobreyaciendo a suelos de grano fino rígidos de 3 a 9.1 m, sobreyaciendo grava y arena densa. La mitad hacia el Oeste de la planta generalmente consiste de 1.5 a 12.2 m de arcillas y limos secos rígidos sobre arenas y gravas. Los materiales debajo de una profundidad de 12.2 y 15.2 m son generalmente depósitos del lago Bonneville mientras que los suelos en la parte superior del perfil son aluviales-coluviales.

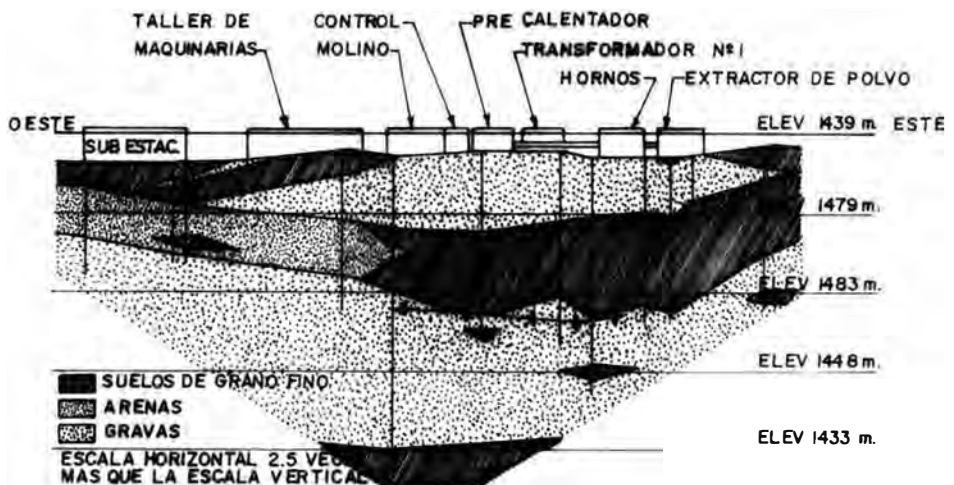


Fig Perfil idealizado del suelo mostrando la localización de los suelos de grano fino y grueso en el área de la planta de cemento en Leamington, Utah (Rollins, M. et al., 1994)

La exploración preliminar del suelo y la etapa de construcción incluyó 35 sondeos y 54 pozos de prueba bajo la dirección de muchas firmas de ingenieros. Por la necesidad de realizar trabajos de mejoramiento, se practicaron un total de más de 120 pozos de prueba. Las pruebas de colapso en edómetro realizadas en los depósitos de grano fino (limos arenosos, arenas limosas, arcillas limosas, y arcillas), han mostrado claramente que estos materiales poseían características colapsables.

La gradación media se muestra en la Fig. (8.01). Las gravas son bien graduadas y típicamente contienen entre el 10 y 30% de finos de baja plasticidad. El barrenado en las gravas areno limosas fue extremadamente dificultoso y todos los investigadores describen a los materiales como densas a muy densas. Basado en más de 200 pruebas, el valor N de SPT promedio en las gravas fue de 73 con una desviación estándar de 35. Debido a la incertidumbre con respecto a la interpretación del valor N de SPT en la grava con partículas grandes, los pozos de prueba fueron cavados a profundidades de 4.6 m y fueron ejecutados más de 100 pruebas de densidad in-situ usando un medidor nuclear de densidad. La densidad seca promedio fue 1.95 Ton/m^3 con una desviación estándar de 0.16 Ton/m^3 . Basado en el alto

valor N de SPT y altos valores del peso unitario en las gravas limo arenosas, estos materiales fueron considerados densos e improbables a poseer características colapsables.

La mayoría de las estructuras fueron localizadas sobre las zonas con material granular denso en el lado Este y soportados por cimientos amplios superficiales y losas de cimentación. Luego de la construcción, el contenido de humedad del suelo por encima del nivel freático fue incrementado en varias localizaciones por toda la zona. La revisión de los detalles indican que el incremento de la humedad provenían de tres fuentes: (1) Pobre drenaje superficial; (2) Líneas de agua rotas y derrames de planta; (3) percolación incrementada dentro de la gradiente superior del suelo de la planta que ha fluido debajo de la planta. El periodo comprendido de 1980 a 1985 fue uno de los más húmedos en la historia de Utah y la precipitación anual excedió el 200% del normal en muchas partes. El tiempo húmedo causó principalmente la inadecuancia de las previsiones de drenaje en varias partes y permitió incrementar el flujo bajo la planta de capas de agua embolsada.

El incremento del contenido de agua produjo grandes asentamientos en varias estructuras incluyendo aquellos localizadas en las gravas. Controles detallados fueron registrados sobre los asentamientos para los cinco años arrojando valores entre 50 a 810 mm. En muchos casos, los asentamientos grandes (> 100 mm) fueron asociados con los incidentes de humedecimiento superficial, que han incrementado el contenido de humedad en las zonas gravosas. La mayoría de los investigadores han concluido que tanto las gravas limosas y los materiales de grano fino son colapsables. Los asentamientos por colapso en las gravas son generalmente más pequeños que en los limos, pero no obstante son suficientes para dañar las estructuras. El costo de las medidas de rehabilitación para recalzar las estructuras fue superior a \$20'000,000.

Diversos métodos de prueba fueron empleados por Chen y Asociados durante los trabajos de rehabilitación para evaluar la humedad sensible de los suelos de grano grueso. Estas pruebas incluyen pruebas de colapso en muestras de gran diámetro, pruebas de placa de carga y pruebas de presurómetro en taladros. Muestras disturbadas de la grava limo arenosa fueron recompactadas a una densidad seca de 1.95 Ton/m^3 y un 3% de humedad, en molde de 150 mm de diámetro. Así la muestra fue cargada a 2.40 Kg/cm^2 y humedecido. La deformación bajo humedecimiento fue aproximadamente del 1.5%. Dos pruebas de colapso en placa de carga fueron realizadas cerca del nuevo edificio de control a poca profundidad. Ambas pruebas de placa de carga fueron cargadas a 2.4 Kg/cm^2 con el contenido de humedad natural, luego fue saturado con agua. El asentamiento bajo humedecimiento redujo el módulo de reacción (k_s) de 5612 a 2888 Ton/m^3 en una prueba, mientras que en la otra prueba fue menos afectada. La curva de presión contra desplazamiento de la prueba de placa de carga se muestra en la Fig. (8.03).

Pruebas de presurómetro en hoyos fue realizado en las gravas. La parte inicial de la prueba fue conducido con el contenido de humedad natural y fue adherido agua antes que la zona plástica haya sido alcanzada. Bajo humedecimiento, un significativo incremento del volumen de prueba fue necesario para mantener una presión constante para los suelos colapsables. Los módulos medidos antes de humedecimiento fueron entre 5448 y 8010 Ton/m^3 y los suelos sensitivos experimentaron un decremento en los módulos de 20% a más.

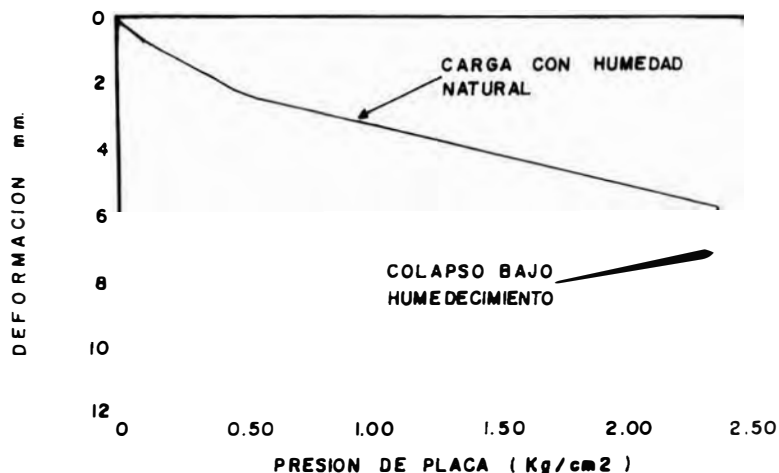


Fig. 8.03 Resultados de pruebas de colapso de placa de carga realizadas en el área de la planta de cemento en Leamington, Utah (Rollins, M. et al., 1994)

8.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA EN STOCKTON-UTAH (Rollins, M. et al., 1994)

Los materiales superficiales en una planta de tratamiento de agua localizada al Noreste de Stockton, Utah, consiste de depósitos aluviales formados intermitentemente por arrastre de la escorrentía con los flujos coluviales de las montañas del Este. La planta está localizada a 61 m de la base de una ladera muy empinada y la superficie tiene un 11% de talud. Aproximadamente el 80% de la base del reservorio consiste de capas de caliza y arenisca y el 20% restante de cuarzo monzonita. La precipitación anual en esta es estimada cerca de 400 mm.

No se realizaron investigaciones de la cimentación por priorizar la construcción de la estructura del servicio. Cuando la planta fue puesta en servicio, una cantidad no conocida de agua filtró de dos grandes tanques de almacenamiento por defectos constructivos. El humedecimiento del suelo debajo de los tanques resultó en asentamientos de 75 a 100 mm al lado Sur del tanque y una adicional ruptura del concreto de la losa de base. Los asentamientos ocurrieron inmediatamente al humedecimiento.

Para conocer la causa del asentamiento y determinar si un asentamiento adicional podía ser esperado, fue intentada una investigación superficial. Dos fosas fueron cavadas a 9.1 y 15.2 m de profundidad adyacente a los tanques (una de ellas se muestra en la Fig. 8.04). El perfil del suelo consiste de grava limosa arenosa de relleno bajo la base de la cimentación en una profundidad de 3 m y una grava limosa arenosa natural extendida hasta una profundidad mínima de 15.2 m. El relleno fue colocado después de la construcción de la cimentación del tanque. La Fig. (8.04) también muestra los valores N del ensayo SPT. Estos, en el depósito natural están en el rango de 11 a 29 con un promedio aproximado de 20. Para las gravas, estos valores indicarían que los suelos están en una condición suelta a medianamente densa. La gradación del suelo consiste de 47% de grava, 28% de arena, y 25% de limo y arcilla (Fig. 8.01). La grava fue (GM) y se concluyó que el asentamiento se debió al colapso de la misma.

Para minimizar los daños futuros: (1) las fisuras fueron selladas, (2) un sistema alineador fue colocado dentro del tanque y (3) un sistema de drenaje fue instalado al contorno de la estructura para conducir el agua antes que pueda pasar a través del material superficial.

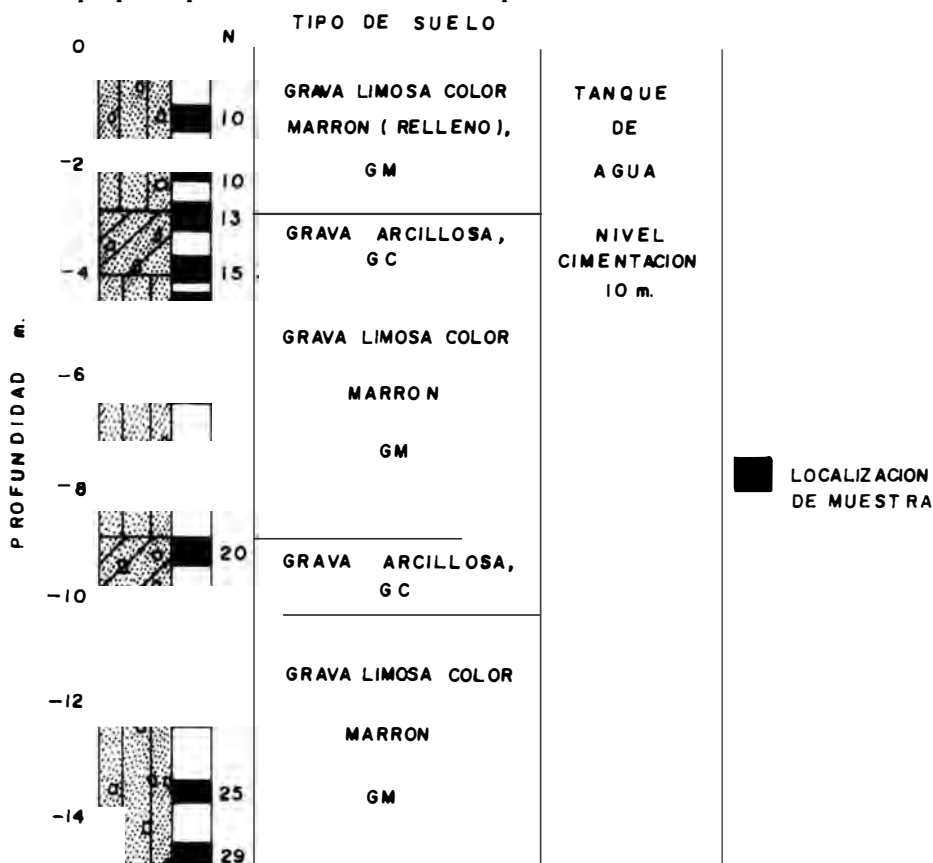


Fig. 8.04 Sondaje para planta de tratamiento de agua en Stockton, Utah
(Rollins, M. et al., 1994)

8.4. RESIDENCIA COLINAS INDIA EN PROVO - UTAH (Rollins, M. et al., 1994)

La Residencia Colinas India está localizada dentro de un fango aluvial del Holoceno formado por erosiones intermitentes de escorrentía de la cadena de montañas Wasatch. La zona se encuentra relativamente cercana a la línea de falla Wasatch y tiene un 8% de pendiente. La precipitación en esta zona es aproximadamente 460 mm al año.

Fue ejecutado un sondaje a una profundidad de 4.9 m y fue determinado que el perfil del suelo consistía de una grava limosa (GM). El N promedio de la prueba SPT fue de 35 dentro de esta profundidad. Análisis mecánicos han mostrado que el suelo típicamente consiste de 43% grava, 29% arena, y 28% de finos (Fig. 8.01). El tamaño máximo de las partículas fue de 100 mm. Como parte de una investigación de la cimentación requerido por una ordenanza de la ciudad, fue necesario determinar si alguna traza de falla cruzaba la propiedad. Una zanja profunda de 4.6 m fue excavada perpendicular al largo de la propiedad, aunque no se encontró ninguna evidencia de falla, en la inspección geológica de la zanja fue observada numerosos agujeros pequeños y vacíos dentro de la matriz de limo que circunda a la grava que son característicos de los limos colapsables en el área. Si no fuera por la excavación de la zanja, es improbable que la naturaleza colapsable de la grava hubiera recibido la atención debida.

Debido a que no fue posible obtener muestras no disturbadas para los ensayos, fue practicada pruebas de placa de carga para evaluar las características de compresibilidad del suelo bajo condiciones seca y húmeda. La placa de carga fue de 450 mm de diámetro y 25 mm de espesor. Pequeñas placas de carga fueron colocadas concéntricamente encima de la placa base. Al inicio de la prueba, fue instalado un anillo de acero de 300 mm alrededor de la placa y sellado dentro del suelo usando bentonita. Después que la prueba ha sido completada con el contenido de humedad natural, el anillo de acero fue llenado con agua que fue permitido percolar dentro de la tierra. Este procedimiento fue repetido tres veces de tal manera que la zona de esfuerzo significativo fue totalmente humedecida. El grado de saturación fue cerca del 60%. La placa fue entonces retirada y otra prueba de carga fue desarrollada. Los resultados de ellas se presentan en la Fig. (8.05) y se nota que la grava es rígida extremadamente en

su condición natural seca ($k_s = 43265 \text{ Ton/m}^3$). La infiltración del agua redujo la rigidez en un 10% y redujo la carga de falla aproximadamente en la mitad. Se realizaron medidas de mitigación incluido una sobreexcavación y su reemplazo por una grava compactada bajo la cimentación y un sistema de drenaje subterráneo para prevenir el humedecimiento y provisiones de drenaje superficial para minimizar el estancamiento. La obra se comportó bien desde su construcción en 1987.

8.5. RESERVOIRIO DE AGUA EN MONROE-UTAH (Rollins, M. et al., 1994)

Una presa de tierra compactada fue construida en 1971 en el reservorio de agua de Monroe-Annabella en Utah Central, para disponer de una estructura de riego en forma inmediata. El dique fue construido sobre un depósito de escombros de fango existente en la confluencia de las corrientes efímeras del cañón Arena y cañón H. El lugar se encuentra cerca de 400 m de la montaña frontal y tiene un talud de 4.8%. La roca en el depósito es totalmente ígnea y consiste de lutita, tufos y brecha.

La presa, como fue construida, tiene una máxima línea central de 9.1 m de alto, una cresta de 4.3 m de ancho, con un talud aguas arriba de 3H:1V y un talud aguas abajo de 2H:1V. En la etapa de diseño fueron consideradas tres zonas. La zona del corazón central consistente de una mezcla bien graduada de pequeños boleos, gravas, arenas y limos con un máximo de 15% de finos. La zona exterior fue compuesta de una mezcla similar con rocas de tamaño máximo de 600 mm. La tercera zona sería una combinación de chimenea de drenaje y capa de drenaje horizontal. Todos los materiales de construcción fueron utilizados de la zona de la presa. Generalmente, las presas de este tipo en Utah y Arizona, no son embalsadas permanentemente y son rígidas-quebradizas por el clima árido debido al poco contenido de humedad de compactación. La precipitación promedio anual es sólo cerca de 200 mm.

Las características de cimentación fueron conocidas inicialmente de la investigación geológica, siendo gravas y arenas estratificadas con algo de limo. Mientras que una breve recomendación de diseño para remover el material suelto de la cimentación fue observado en la investigación, la posibilidad de asentamiento por colapso por el agua no fue considerado debido a la naturaleza predominantemente gruesa de los suelos. A la culminación de la investigación del lugar, el eje central de la presa propuesta fue movida como el área de la construcción, porque la información no estuvo disponible. Pozos de prueba excavados en 1984 y una exhaustiva investigación del lugar en 1987 revelan gravas, gravas arenosas y arenas gravosas a profundidades que superan los 7.6 m.

En 1979 inmediatamente aguas abajo de la estructura, fue construido un campo de práctica de fútbol de un colegio secundario, y al pie del talud aguas abajo fue iniciado una gran irrigación. Por 1984, aparecieron tres grietas longitudinales significativas a 3 m, 3.8 m, y 5.2 m encima del pie del talud aguas abajo. Estas grietas causaron transversalmente un mayor hundimiento del talud aguas abajo sobre el campo de fútbol y en el área posterior de la presa. Por 1987 las grietas han llegado a causar un desplazamiento de 300 mm y han convergido dentro de una simple grieta al final con una longitud total de 13.7 m. Los hundimientos han creado grandes depresiones de la tierra excediendo los 0.6 m.

En el verano de 1987, se llevó a cabo una amplia investigación de la zona en tres secciones cruzadas comprendiendo nueve localizaciones. La investigación incluyó muestreo convencional, pruebas de presurómetro en hoyos y pruebas de penetrómetro con cono. Estas pruebas fueron realizadas en suelos colapsables y no colapsables y mediante técnicas seca y húmeda. Un rango representativo de las curvas del tamaño de las partículas de esta investigación se muestran en la Fig. (8.06). Las pruebas de presurómetro secos fueron realizadas con el uso de un tubo de presurómetro partido y las pruebas húmedas fueron realizadas con el uso de barros de bentonita. La pérdida del fluido a través de estos materiales en algunas localizaciones alcanzaron 760 litros por 12.2 m de cubierta de avance.

Del total de 41 pruebas de presurómetro, se tuvo evidencias de que el cambio en las propiedades del suelo se debe a los cambios de la humedad. Los valores iniciales de los módulos del presurómetro en el estado seco de las gravas de cimentación del rango de 20 a 200 Kg/cm^2 bajaron a un rango de 2 a 124 Kg/cm^2 cuando fue humedecido. En contraste, los valores iniciales del módulo del terraplén excedía los 210 Kg/cm^2 y no fueron afectados por el agua. Las presiones límites del presurómetro (falla del suelo) también decrecieron en el mismo orden de magnitud debido al humedecimiento. Un extenso análisis de elementos finitos realizado para esta presa demostró que los asentamientos posteriores a la construcción luego del humedecimiento de la cimentación sería de 4 a 5 veces mayor que aquel bajo condiciones secas. Los esfuerzos de corte interno y las reducciones en el esfuerzo principal menor también comprobaron los daños observados en la presa.

Tres importantes casos estudiados de presas agrietadas en presas de relaves también fueron reportados junto con el desarrollo de un modelo constitutivo y un código de análisis por elementos finitos.

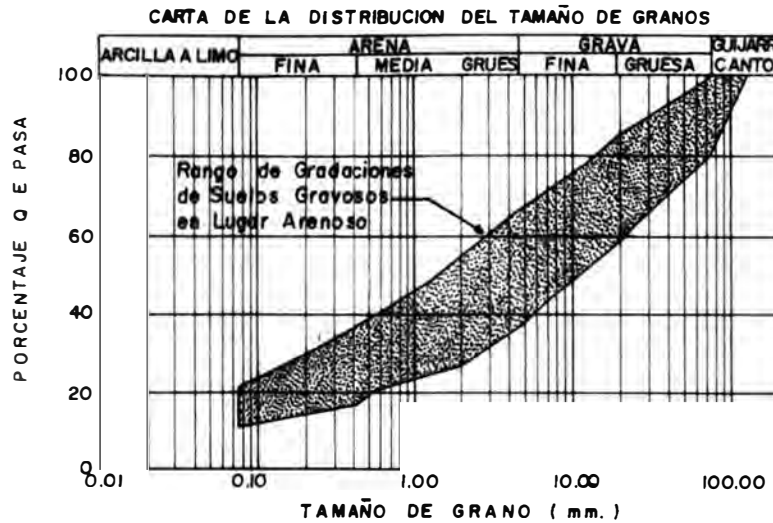


Fig. 8.06 Rango de las curvas de distribución del tamaño de granos para suelos gravosos en lugar arenoso cerca a Monroe Utah (Rollins, M. et al., 1994)

8.6. RESIDENCIAS EN LAS COLINAS DE SANTA CATALINA, TUCSON - ARIZONA (Rollins, M. et al., 1994)

Varias subdivisiones residenciales en la base de las montañas de Santa Catalina-Tucson descansan sobre un cono aluvial de depósitos de fango del Holoceno de aproximadamente 3 m de espesor. Muchas residencias de un solo piso cargadas muy ligeramente han experimentado asentamientos superiores a 100 mm esencialmente por su peso propio (aproximadamente el 3% del espesor de los suelos colapsables). Muchas otras residencias han experimentado asentamientos menores con daños de menor magnitud. El humedecimiento de los suelos ha resultado probablemente de las aguas de irrigación así como de las filtraciones de los conductos subterráneos y de las piscinas. La precipitación promedio anual en el área de Tucson es solo aproximadamente de 290 mm. El talud promedio del área es de 2.5% y la zona está localizada cerca de 980 m de la ladera de las montañas. La roca madre en la parte superior en el lugar es 80% de granito y 20% de cuarzo monzonita.

Investigaciones detalladas de la causa de los asentamientos han revelado que el fango aluvial consiste predominantemente de arenas y gravas con variadas cantidades de limos y considerables bolonerías. El suelo fue clasificado generalmente como material (GW-GM). La gradación típica es aproximadamente 45% de grava, 45% de arena y 10% de limo y arcilla con un tamaño máximo de partículas variado entre 50 a 150 mm. Lentes menores de arena limosa y bolones de 200 mm de diámetro están erráticamente distribuidas dentro del depósito. El índice de plasticidad varía de no plástico a 12% y el contenido de humedad natural varía entre el 2 a 5%. El peso unitario seco de la arena y la matriz varía de 1.71 a 2.06 Kg/cm² en cinco pruebas. No fue determinado el peso unitario para la gradación completa típica de los suelos.

El rechazo, fue definido como 50 golpes o más en 150 mm., ocurrido en cerca de la mitad de las pruebas de penetración estándar. Los valores N del SPT fue aproximadamente 60 para el resto de las pruebas. De esta manera una convencional interpretación de los datos del SPT habría indicado que no existía problemas de colapso de suelos.

los depósitos de fango aluvial colapsables están sobre los Cuaternarios más antiguos y las formaciones Terciarias compuestas de material granular muy fuertemente cementado y arcillas salinas duras. A la expansión de las arcillas también fue atribuido los daños a algunas viviendas. Sin embargo, el asentamiento de muchas casas se han presentado donde el fango aluvial del Holoceno descansa sobre capas profundas de depósitos de suelo fuertemente cementados. Esto ha proporcionado evidencias positivas de que ha ocurrido el colapso en la grava y arena del Holoceno.

Pruebas de colapso de laboratorio con materiales de grano más fino de la vecindad han arrojado deformaciones de colapso de 1 a 6% bajo humedecimiento a una intensidad de carga de 0.48 Kg/cm².

En un esfuerzo para evaluar el comportamiento de los suelos de grano grueso, se realizaron pruebas de placa de carga de 450 mm de diámetro. El asentamiento bajo inundación a 0.48 Kg/cm^2 varía de 4 a 38 mm (1.5 a 2.5% del espesor humedecido) con un promedio de 20 mm. La rigidez promedio (k_s) fue 51020 Ton/m^3 para el contenido de humedad natural, pero sólo 847 Ton/m^3 después del humedecimiento. Estos resultados indican que la prueba de placa de carga puede proporcionar una aproximación razonable del potencial de colapso y la humedad sensitiva para que las pruebas sean ejecutadas.

8.7. ZONA DE EXPANSIÓN EN NEGEV - ISRAEL (Rollins, M. et al., 1995)

En 1983 se reporta sobre una zona del árido Sur de la región de Negev de Israel, donde iban a ser construidos edificios residenciales, comerciales e industriales. Al Norte de esta región los suelos consisten de suelos colapsables de grano fino (CL); mientras que los suelos de sur consisten de granos gruesos muy estratificados, arenas limosas (SM) y gravas limosas (GM), las cuales también resultaron ser colapsables. Los dos bordes mostrados en la Fig. (5.01) definen el rango de la distribución de los tamaños para las arenas y gravas en este lugar.

Ensayos de penetración estándar SPT realizados sobre el suelo con su humedad natural (entre el 4 y 8%), arrojaron valores de 100 a más golpes N por 30 cm de penetración. Estos N típicamente disminuyeron a valores entre 30 y 60 cuando el perfil del suelo fue humedecido por infiltración superficial.

Para predecir el comportamiento de las cimentaciones construidas sobre estos perfiles, se realizaron pruebas de carga a escala natural, sobre un cimiento amplio de $2 \times 2 \text{ m}$ a una profundidad de 5 m, un pilar de concreto armado de 60 cm de diámetro fue introducido hasta una profundidad de 20 m.

Con el contenido de humedad natural, el cimiento amplio asienta menos que 3 mm a una presión de contacto de 5.5 Kg/cm^2 . Entonces el cimiento fue descargado hasta una presión de 2.3 Kg/cm^2 , y aproximadamente 100 m^3 de agua fue permitido infiltrar dentro del perfil del suelo. En este punto, el cimiento comenzó a sufrir un asentamiento significativo como se muestra en la Fig. (8.07). El incremento de presiones han conducido igualmente a mayores asentamientos por colapso.

Las pruebas de carga fueron también conducidos sobre un pilar de construcción, pero los asentamientos por humedecimiento fueron menores que 8 mm para una carga total de 450 ton. Estos resultados sugieren que pueden requerirse presiones mayores para iniciar el colapso en las gravas que en muchos otros suelos de grano fino.

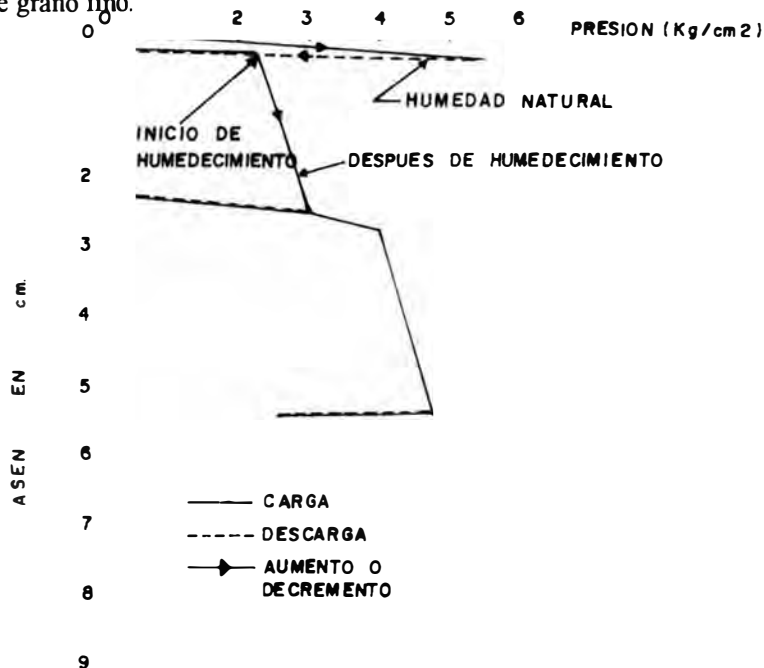


Fig.8.07 Asentamiento contra presión de contacto para prueba de carga en cimiento de $2 \times 2 \text{ m}$ a una profundidad de 5m. Localizado sobre grava colapsable en Negev, Israel. (Rollins, M. et al., 1995)

8.8. PRESA DE RELAVES EN VERDAD O CONSECUENCIAS - NUEVO MEXICO (Rollins, M. et al., 1995)

Una presa de relaves construida por la *U.S. Soil Conservation Service* cerca a Verdad o Consecuencias - Nuevo México, ha experimentado algunas roturas y daños en el pasado. Debido a que los suelos de cimentación son abanicos de depósitos aluviales en un ambiente árido, se sospecha que la causa fue los suelos colapsables.

El perfil del suelo consistió de granos gruesos, con un contenido de finos de aproximadamente 6% como se muestra en la Fig. (5.01). Este contenido de finos es el más bajo de todas las gravas supuestas a ser colapsables. Para evaluar el potencial de colapso, fueron desarrollados ensayos de presurómetro para el estado natural y después para humedecimiento del hoyo antes de la carga. Se reportó una sustancial disminución de la rigidez.

8.9. EDIFICIO COMERCIAL EN LA CIUDAD DE CEDAR - UTAH (Rollins, M. et al., 1995)

Durante la investigación geotécnica para un edificio en la ciudad de Cedar - Utah, fueron encontrados limos arenosos (ML) y arenas arcillosas-limosas (SC-SM) colapsables, a una profundidad de 12 m. Los limos fueron erráticos porque parecen ser relativamente gravas arcillosas-limosas (GC-GM), conteniendo aproximadamente un 20 % de finos como se muestra en la Fig. (5.01).

Debido a que la gradación de la capa de grava, fue similar al rango típico observado para otras gravas colapsables y también porque existen en la zona suelos colapsables de grano fino; el potencial de colapso fue considerado de igual manera aunque los valores N del SPT fueron altos.

Como resultado de ello, fueron conducidos pruebas de presurómetro sobre las gravas, en su estado natural y bajo humedecimiento en el hoyo de prueba. Humedeciendo las gravas limosas se reducen los módulos del presurómetro, que indica que las gravas fueron colapsables.

IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. INTRODUCCION

En el Capítulo I de esta Tesis se fijó como objetivo principal de la misma conocer las propiedades físicas, químicas y mecánicas del conglomerado de gravas localizado en la margen izquierda de la cuenca del río Vitor en Arequipa, teniendo en cuenta que este suelo ha sufrido un mecanismo de falla con características de colapso. El conocimiento de las propiedades señaladas nos permitirían establecer pautas para identificar y caracterizar los suelos colapsables con estructuras gravosas (con más énfasis en lo referente a identificación). Además el objetivo intrínseco de la Tesis fue relacionar las pautas de identificación resultante con la propuesta por Rollins, M. et al. (1994, 1995).

Del análisis de los Capítulos y resultados obtenidos en la investigación se arriban a las conclusiones contenidos en los siguientes Títulos.

9.2. SUELO COLAPSABLE

Los autores de trabajos anteriores han establecido que los suelos colapsables deberán cumplir con las siguientes características: estructura macroporosa, estructura mal acomodada, escasa humedad y grado de saturación, naturaleza cementada.

En el conglomerado de gravas hemos encontrado que: la estructura no es macroporosa porque la relación de vacíos escasamente supera 0.1, la estructura del suelo no está mal acomodada porque el peso específico volumétrico supera a 2 Kg/cm^2 , la humedad es escasa con valores menores a 1.5%, así mismo la naturaleza del suelo es cementada al haberse encontrado altas concentraciones de carbonatos de calcio (más del 60%), arcilla montmorillonítica (11%) y sales de sodio en la matriz fina.

Por otro lado, los investigadores han sugerido que los suelos colapsables para ser considerados como tales, deberán perder súbitamente su alta resistencia al corte de estado seco cuando son humedecidos y al mismo tiempo experimentar una considerable disminución de volumen, es decir, experimentar un fuerte asentamiento.

Nosotros encontramos que la pérdida de resistencia al corte es inminente, hasta el punto que para producir el deslizamiento fue necesario sólo la acción del peso propio del suelo sin necesidad de incrementar cargas. En cuanto a la magnitud de asentamiento por humedecimiento, se encontró que éste fue mínimo dando valores menores a 1%.

Por lo expuesto, definimos a un suelo colapsable (tomando en cuenta a todos los tipos) como :

“ Aquel suelo de naturaleza cementada por sales en estado coloidal y arcillas dispersivas, localizada en zona árida. Que posee una alta resistencia al corte en estado natural, la que pierde súbitamente para pequeños incrementos de su humedad ”.

9.3. CARACTERIZACION DE LOS SUELOS COLAPSABLES

La metodología más conveniente para caracterizar la susceptibilidad al colapso de los suelos (incluida las gravas) es aquella que toma en cuenta el concepto de **Presión Inicial de Colapso** o Presión de Fluencia Saturada.

Los perfiles de colapsabilidad, que resultan de comparar gráficamente la Presión Inicial de Colapso de cada estrato con la respectiva presión actuante (peso propio sólo o más una sobrecarga), sirven para determinar los estratos de suelo que colapsarán cuando se incremente la humedad, diferenciándose de esta manera también los estratos o espesores de suelo autocolapsables y artificialmente colapsables.

Los procesos de infiltración y colapso pueden ser abordados en forma conjunta, admitiendo una serie de hipótesis simplificadoras.

9.4. IDENTIFICACION DE GRAVAS COLAPSABLES

9.4.1 Propiedades Físicas Generales

PESO ESPECIFICO VOLUMETRICO Y GRAVEDAD ESPECIFICA

Peck, R. et al. (1968) manifiestan que los loess son colapsables pero que la tendencia al colapso disminuye a medida que el peso específico volumétrico aumenta. Rollins, M. et al. (1994, 1995) encuentran que los suelos gruesos pueden ser colapsables aun cuando las densidades sean altas. En esta investigación se ha encontrado que esta última afirmación es correcta, cuando se trata de gravas y/o suelos de partículas mayores, donde el peso específico volumétrico alto no puede indicar la no susceptibilidad al colapso.

Entonces, podrá presentarse colapso en gravas aun cuando el peso específico sea alto.

CONTENIDO DE HUMEDAD Y GRADO DE SATURACION

Todos los casos de suelos colapsables muestran contenidos de agua escasos, hecho que permite desarrollar fuerzas de succión capilar. En todos los casos conocidos, el contenido de humedad oscila entre el 3% y 10%. El suelo gravoso en estudio contiene humedades aun menores que el 2% y cuando se humedece con agua, el suelo autocolapsa cuando llega apenas al 5%.

En consecuencia las gravas colapsables tendrán humedades muy bajas (1% a 5%).

RELACION DE VACIOS

Como sucede con el peso específico volumétrico, cuando se trate de gravas, una baja relación de vacíos tampoco es un indicador preciso de la no susceptibilidad al colapso. Porque en los suelos finos, existen propuestas de relación de vacíos crítica altas tal como de Conciani, W. y Soares, M. (1995).

Así, existirán gravas colapsables aunque la relación de vacíos sea pequeña.

9.4.2 Granulometría y Partículas Gruesas

GRANULOMETRIA

El conglomerado de gravas del Pie de la Cuesta de la irrigación La Cano, tiene un promedio aproximado de 16.05% de partículas mayores de 3" (guijarros y mayores) y 83.95% de partículas menores de 3". Así mismo dentro de esta última fracción se cuantifica un 52.07% de gravas, 39.01% de arenas y un 8.72% de arcillas y limos. Por lo anterior, se ha clasificado al suelo como una grava pobremente graduada con bolonerías (GP-GM)+Bo en el método SUCS, adoptado a la recomendación del profesor Martínez, A. (1995).

La fracción fina representa: 7.33% respecto a la masa total y 8.72% dentro de la fracción menor de 3". Las gravas y mayores representan un 59.76% respecto a la masa total fracción.

Los porcentajes de partículas calculados respecto de la masa total tanto para los finos (arcillas y limos) y para la fracción gruesa (gravas y mayores), se encuentran aproximadamente dentro de los rangos propuestos por Rollins, M. et al. (1995) y Day, R. (1995) respectivamente.

Por lo tanto se puede generalizar así: las gravas colapsables tendrán una fracción fina entre el 6% y 30%, y una fracción gruesa entre el 40% y 60%.

PARTICULAS GRUESAS

Las partículas gruesas investigadas son redondeadas y subredondeadas, de tamaño máximo igual a 30 cm, textura superficial lisa. Se encuentran embebidas dentro de la matriz y no desarrollan fuerzas de fricción por no tener contacto directo entre ellas. Por lo tanto, las fuerzas friccionantes entre los gruesos en este conglomerado de gravas es de poca influencia en su susceptibilidad al colapso.

En el ensayo de compresión no confinada se ha encontrado que la falla del suelo se inicia en el contacto entre los gruesos y la matriz.

9.4.3 Características Mineralógicas - Químicas

PETROGRAFIA

La petrografía macroscópica y microscópica practicada con la matriz gravosa muestra la apariencia de una roca poco consolidada, constituida de cuarcitas, andesitas, areniscas y calcitas, además de un cementante químico constituido de carbonatos.

La mineralogía predominante es: cuarzo (48%), plagioclasa (19%), dolomita (15%) y calcita (10%). Donde se puede observar que la razón de la alta cementación se debe a la presencia de los carbonatos esencialmente de calcio, que funcionan como ligantes de los restos líticos (cuarzo hialino).

MINERALOGIA POR DIFRACTOMETRIA

Las características anteriores indican que las fuerzas de cementación se desarrollan en la fracción fina. El análisis de Difracción de Rayos X (DRX) indica que efectivamente la mineralogía de las partículas menores de 0.076 mm está constituida esencialmente por dos minerales cementantes: carbonato de calcio (62.30%), montmorillonita (11%) y sales de sodio. Explicándose entonces que el colapso de este suelo se produce por el intercambio de los demás minerales en el proceso de humedecimiento, al romperse las fuerzas de floculación. Así mismo, durante la saturación se produce la disolución de la montmorillonita, perdiendo la resistencia al corte por el intercambio de cationes.

9.5. ESFUERZO - DEFORMACION Y RESISTENCIA AL CORTE

9.5.1 Esfuerzo - Deformación

Los ensayos in-situ proporcionan valores más reales de las relaciones esfuerzo-deformación, debido a la dificultad de obtener muestras inalteradas para los ensayos en laboratorio, constituyendo al mismo tiempo los más onerosos económicamente.

Pero cuando se trata de suelos gravosos colapsables que generalmente se encuentran altamente cementados, éstos se pueden muestrear en condición inalterada sin dificultad como sucedió en esta investigación, por consiguiente la alternativa más económica son las pruebas de laboratorio las que proporcionan datos con bastante precisión.

Los estándares conocidos para el desarrollo de ensayos de esfuerzo-deformación en laboratorio no contemplan a suelos de granulometría gruesa (mucho menos con bolones).

Teniendo en cuenta que la Mecánica de Suelos es una disciplina donde los resultados de la aplicación de las diversas Teorías y Metodologías existentes son generalmente aproximados, por estar en constante evolución; se ha optado por ensayos de compresión no confinada con muestras relativamente grandes, tratando de tomar en cuenta todas las partículas conformantes del suelo.

La forma de la curva esfuerzo-deformación es similar a las propuestas por Jennings, J. y Knigh, K. (1957) y Houston, M. et al. (1986). El suelo gravoso colapsable muestra alta resistencia al corte en estado seco (44 Kg/cm^2), con características de roca y muy difícil de alcanzar en otros suelos. La deformación unitaria en estado seco llega a valores menores de 5 mm, demostrando que posee una baja relación de vacíos.

9.5.2 Esfuerzo - Contenido de Humedad

Cuando se incrementa la humedad el suelo baja ostensiblemente su resistencia al corte, hasta el punto que la grava llega a ser autocolapsable con una humedad del 5% y teóricamente falla para un esfuerzo nulo con un contenido del 10%. La deformación unitaria por colapso es menor que 1%, por consiguiente, este conglomerado de gravas experimenta una súbita baja de la resistencia al corte más no experimenta un asentamiento considerable.

9.6. RECOMENDACIONES

- La **Identificación** de suelos gravosos y mayores colapsables se debe efectuar en primer lugar a través de la constitución granulométrica, donde debe interesar la fracción menor de 0.076 mm (entre 6% y 30%) y la fracción mayor de 3" (entre 40% y 60%).
- En segundo lugar, se debe analizar la constitución mineralógica de la fracción menor de 0.076 mm, donde existirán minerales de sales solubles como carbonato de calcio (en este caso 62.3%), y minerales de arcilla montmorillonítica aproximadamente igual a 10% porque cuando es mayor predomina la capacidad de expansión.
- Los suelos colapsables se encuentran en zonas áridas con humedades menores a 2%.

BIBLIOGRAFIA

- Abelev, Y. y Abelev, M. (1979). "Bases de l'Elaboration des Projets et de la Construction sur les Sols Loessiques Affaissables". Ed. Francesa, 1986, Ed. Technique et Documentation Lavoisier, Paris.
- Aitchison, G. (1973). "Structurally Unstable Soils. State of the Arts". Proceeding of the 8^o. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Moscú, URSS. Vol 3, pp. 161-190
- Anderson, S. y Remier, M. (1994). "Collapse of Saturated Soil Due to Reduction in Confinement". Journal of Geotechnical Engineering ASCE. 121 (2), 216-218.
- ASTM. (1988). Anual Book of ASTM Standards, Section 4 Construction, Volume 04.08 Soil and Rock, Building Stones, Geotextiles. Editorial Staff.
- Avci, C. et al. (1994). "Effects of Swelling on Permeability Calculations Obtained from Scaled double ring Infiltrometer Tests". Proceeding Firts International Conference on Enviroment Geotechnics, Bitech Publishers. Richmond, British Columbia, Canada, pp 127-132.
- Baghabra, O. et al. (1996). "Closure of 'Modified Oedometer for Arid, Saline Soils'". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(1), 83-84.
- Bally, R. et al. (1965). "Loess as a Foundation Soil for Irrigation System". Proceeding of the 6^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 2, pp 8-12.
- Bally, R. et al. (1969). "On Stress - Strain in Highly Compressible Triphasic Soils". Proceeding of the 7^o International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 2, pp. 1-9.
- Bally, R. et al. (1973). "Hidrotechnical Structures on Loessial Collapsible Soils". Proceeding of the 8^o International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Moscú, URSS. Vol. 2.2, Session 4/4 , pp. 17-22.
- Bear, J. (1972). "Dinamics of Fluids in Porous Median. Enviromental Science Series. Elsevier.
- Berezantzev, V. et al. (1969). "On the Strength of Some Soils". Proceeding of the 7^o Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 1, pp. 11-19.
- Bishop, A. et al. (1960). "Factor Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils". Proceeding of the ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soil, Boulder, Colorado, pp. 503-532.
- Bishop, A. y Donald, I. (1961). "The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus". Proceeding of 5^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol.1, pp. 13-21.
- Bishop, A. y Blight, G. (1963). "Some Aspect of Effective Stress in Saturated Soils. Geotechnique, London, England, Vol. 12, pp. 177-197.
- Bouwer, H. (1964). "Unsaturated Flow in Ground - Water Hidraulics". Journal of Hidraulic División., ASCE, 90 (5), pp 121-144.
- Bowles, J. (1979). Manual de Laboratorio de Suelos en Ingenieria Civil. Edición Española (1981). Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A.
- Bowles, J. (1979). Propiedades Geofisicas de los Suelos. Edición Española (1982). Editorial McGraw-Hill Latinoamericana ,S.A.
- Burland, J. (1965). "Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Partly Saturated Soils". Symposium on Soils Beneath Covered Areas. Ed. G.D. Aitchison. Soils Mechanics Section. CSIRO, Australia. Butlerworths, Australia, pp. 270-278.
- Carrillo, A. (1977). "Investigación de Suelos Colapsables en un Puerto Fiscal del Sur del Perú". Informe Técnico ARNALDO CARRILLO y ASOCIADOS, Ingenieros Consultores, Lima, Perú.
- Cardoso, F. et al. (1994). "Micromorphological Evolution of Collapse in Deeply Weathered Tropical Soils". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F. , 26 Oct. - 03 Nov. 1995.
- Clemence, S. y Finbarr, A. (1981). "Design Consideration for Collapsible Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE. Vol. 107, (GT3), pp. 305-317.
- Clevenger, W. (1956). "Experience with Loess as Foundation Material". Journal of Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE, Vol. 82 (SM3).

- Conciani, W. y Soares, M. (1995). "Un Ensayo Simple para Medir el Colapso del Suelo". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F., 26 Oct.- 03 Nov. 1995.
- Custodio Llamas, (1979). "Hidrología Subterránea". Cap. 8.9
- Day, R. y Marsh, E. (1993). "Triaxial A - Value Versus Swell or Collapse for Compacted Soil". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121 (7), 566 -570.
- Day, R. (1996). "Discussion of 'Mitigation Measures for Small Structures on Collapsible Alluvial Soils'". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(10), 741.
- Day, R. (1995). "Discussion of 'Identification and Characterization of Collapsible Gravels'". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(6), 510-511.
- Denisov, M. (1961). "Oral Discussion Section Technique 7". *Proceeding of the 5º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris. Francia. Vol. III. pp 374-375.*
- Dudley, J. (1970). "Review of Collapsing Soil". *Journal Soil Mechanic and Foundation Div. ASCE*, 96 (3), 925 - 947
- Escario, V. y Saez, J. (1987). "Shear Strength of Partly Saturated Soils Versus Suction". *Proceeding of the 6º International Conference on Expansive Soils, New Delhi, India. Diciembre 1987.*
- Evstatiev, D. (1988). "Joess Improvement Methods". *Engineering Geology*, Nº 25, pp. 341-366.
- Feda, J. (1967). "Stress - Strains Relationships for Loess Soils During a Shear Box Test". *Proceeding Geotechnical Conference, Oslo*, pp. 187-192.
- Feda, J. (1988). "Collapse of Loess upon Welling". *Engineering Geology*, Nº 25, pp. 263-269.
- Feda, J. et al. (1994). "Physical Similitude and Structural Collapse in K_0 Compression of Soils". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(2), 211-214.
- Fredlund, D. et al. (1978). "The Shear Strength of Unsaturated Soils". *Canadian Geotechnical Journal. Vol. 15, Nº 3*, pp. 313-321.
- Fredlund, D. (1979). "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils". *Canadian. Geotechnical Journal, Vol. 16, Nº 1*, pp. 121-139.
- Fredlund, D. y Rahardjo, H. (1984). "Theoretical Context for Understanding Unsaturated Residual Soil Behavior". *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brazilian Society for Soil Mechanics (1985).*
- Frolov, N. y Kovalev, A. (1980). "Ways to Improve the Prediction of Slump and Postslump Deformations of Loess Soils in Reclamation Construction". *Osnovanija, Fundamentiy i Mekhanika Grunkov, Nº 4*, pp. 18-20. Translated to *Soil Mechanics Foundations. Vol. 15*, pp 153-158
- García, W. (1968). *Geología de los Cuadrángulos de Mollendo y La Joya. Boletín Nº 19 del Servicio de Geología y Minería del Ministerio de Fomento y Obras Públicas - Perú .*
- Gibbs, H. y Bara, J. (1967). "Predicting Problems of Collapsing Soil". *Journal of Soils Mechanics and Foundation Division ASCE. Vol. 93 (SM4)*, pp. 577-594.
- Hilley, D. (1980). "Applications of Soil Physics". *Academic Press N.Y.*
- Houston, S. et al. (1986). "Prediction of Field Collapse of Soil Due to Wetting". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114 (1), 40 -58.
- Houston, S. et al. (1991). "Sample Disturbance of Cemented Collapsible Soils". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117(5), 731-752.
- Houston, S. et al. (1995). "Down - Hole Collapse Test System". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(4), 341-349.
- Huerta, V. (1977). *Rehabilitación del Canal de Mococho - San Luis en el Tramo del Pie de la Cuesta - Irrigación la Cano - Estudio Geológico - Geotécnico. Tesis de Título Profesional. UNSA - Arequipa.*
- Jennings, J. y Knight, K. (1957). "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structure of Sandy Soils on Wetting". *Proceeding of the 4º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London. Vol. 1*, pp. 316-319.
- Jennings, J. y Burland, J. (1962). "Limitations to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soils". *Geotechnique, London, England, Vol. 12, 1962*, pp. 125-144.
- Jimenez Salas, J. (1986). "Introducción a los Fenómenos de Expansividad y Colapso en Suelos y Rocas". *Apuntes del Curso sobre Cimentaciones en Terrenos Metaestables: Colapsables y Expansivos, Vol. Ed. Fundación Agustín de Bethencourt. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.*

- Juarez, E. y Rico, A. (1963). *Mecánica de Suelos*. Décima reimpresión 1985. Editorial Limusa. S.A. de C.V.
- Kane, H. (1973). "Confined Compressions of Loess". *Proceeding of the 8^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú, URSS*. Vol. 2.2, Session 4/19, pp. 115-122.
- Krutov, V. y D'yakonov, V. (1973). "Calculation of Settlement of Loessial Soils From its Own Weight with Consideration of the Shape and Dimensions of the Wetted Zone". *Osnovanija, Fundamenty i Mekhanika Grunkov*, N^o 3, pp. 12-16. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol. 8, pp 163-169.
- Krutov, V. (1984). "Design of Pile Foundations in Type II Collapsibility Soils". *Osnovanija, Fundamenty Mekhanika Grunkov*, N^o 2, pp.18-21. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol. 19, pp 76-92.
- Lambe, T. y Whitman, R. (1969). *Mecánica de Suelos*. Edición Española 1993. Ed. Limusa, S.A. Grupo Noriega Editores.
- Ling, Z. y Liang, W. (1982). "Engineering Properties and Zoning of Loess and Loess Like in China". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 19, pp. 76-91.
- Lin, Z. y Wang, S. (1988) "Collapsibility and Deformation Characteristics of Deep Seated Loess in China". *Engineering Geology* N^o 25, pp. 271-282.
- Litvinov, I. (1976). "Experience in Compacting Slump-Prone Soils by Hydroblasting at the Construction of a Large Industrial Complex". *Osnovanija, Fundamenty Mekhanika Grunkov*, N^o Q4 pp. 4-6 Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol. 16, pp. 124-128.
- Lomize, G. (1968). "One-Dimensional Problem of Percolation and Slump Type Settlement in Homogeneous Loess Soils". *Gigrotekhnicheskoe. Stroitt'stvo*, N^o 10 pp. 22-27. Translated *Hydrotech. Const.* N^o 10, pp. 881-888.
- Machicao, C. (1980). *Programa de Acción a Corto y Mediano Plazo en el Campo de las Pequeñas y Medianas Irrigaciones de Arequipa* (inédito).
- Malyshev, M. et al. (1983). "Mechanical Compaction of Loess and Lacustrine-bog Soils with Heavy Tampers". *Proceeding of the 8^o European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinsky*, Vol. 3, pp. 769-800.
- Marsal, R. (1971). *Suelos Granulares: Modelo Estadístico Teoría de Falla y Relaciones Esfuerzo-Deformación*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Martemyanov, A. y Piskashev, V. (1979). "Densification of Soil Prone to Slump Type Settlement by the Gas Detonation Method". *Osnovanija, Fundamenty Mekhanika Grunkov*, N^o 6, pp. 11-13. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol. 16, pp. 316-320.
- Martínez, A. (1971). *Análisis del Esfuerzo Cortante, Enfoque Físico-Químico de la Resistencia de los Suelos*. Publicación N^o 43, Lgga, UNI-Perú.
- Martínez, A. (1980). "Deslizamiento Compuesto del *Pie de la Cuesta - La Cano - Vitor - Arequipa*". Expuesto en el CONIC - Chiclayo (1981).
- Martínez, A. (1995). "Suelos Aluvionales Granulares del Perú". *X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F.*, 26 Oct. - 03 Nov. 1995.
- Matyas, E. y Radhakrishna (1968). "Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils". *Geotechnique*, London, England. Vol. 18, pp. 432-448.
- Milovic, D. (1969). "Some Engineering Properties of Foundation in Loess Soils". *Proceeding of the 7^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Special Session: Eng. Prop. Loess*. Edited by Soc. Argentina de Mecánica de Suelos, pp. 23-31.
- Milovic, D. (1988). "Stress Deformation Properties of Macroporous Loess Soils". *Engineering Geology* 25, pp.283-302.
- Minkov, M. (1977). "Deformation Properties of Bulgarian Loess Soils". *Proceeding of the 9^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, Japan*, Vol. 1. Session 1/44, pp.215-218.
- Mitchell, J. (1981). "Soil Improvement State of the Art". *Proceeding of the 10^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4 pp. 25-74.
- Mochalov, I. y Vinogradova, G. (1971). "Analysis of the Deformation of Loess Soils Highly Prone to Slump-Type Settlement when Wetted from Sources Having Different Dimensions". *Osnovanija, Fundamenty Mekhanika Grunkov*, N^o 2, pp. 33-34. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol. 7, pp. 145-150.

- Moll, L. et al. (1979). "Experiencias de Compactación de Suelos Colapsables". 6º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú, Vol II, pp. 433-448.
- Mustafaev, A. (1967). "Infiltration and Subsidence Processes in Loess Soils". Proc. of the 3º Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Israel, Vol. 1, pp. 155-158.
- Mustafaev, A. y Khodzhbekov, V. (1972). Approximate Method of Solving Unsteady Problems Relating to Wetting of Layers of Collapsible Soils". Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov, Nº 3, pp. 3-6. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol. 7, pp. 145-150.
- Mustafaev, D. y Sadetova, E. (1983). "Prediction of Collapse with rime in Bases of Structures". Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov, Nº 33, pp. 14-17. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol. 18, pp. 109-114.
- Pacheco, M. (1994). "Mediciones in-situ del Coeficiente de Permeabilidad en Suelos Granulares por Concepto de Flujos Transcientes". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F., 26 Oct. - 03 Nov. 1995.
- Peck, R. et al. (1968). Ingeniería de Cimentaciones. Edición Española 1995. Ed. Limusa, S.A. Grupo Noriega Editores.
- Philip, I. (1957). "The Theory of Infiltration". Soil Science, 83, 84.
- Redolfi, E. (1993). Comportamiento de Pilotes en Suelos Colapsables. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Arquitectura - Madrid - España.
- Reginatto, A. (1970). "Predicción de la Susceptibilidad al Colapso". 2º Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- Reginatto, A. (1977). "Suelos Colapsables". 1º Borrador. Comunicación Personal.
- Riveros, C. (1994). "Análisis Crítico de Permeabilidad Medida in Situ". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F., 26 Oct. - 03 Nov. 1995.
- Robinson, L. y Narkiewicz, S. (1982). "Discussion". Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 108 (GT4), pp. 677.
- Rocca, R. (1985). "A Review of Engineering Properties of Loess". Submitted for Completion of Requirements for the Degree of Master of Engineering in Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley. Report CE 299.
- Rollins, M. et al. (1991) "Discussion of 'Sample Disturbance of Cemented Collapsible Soils'". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(10), 1856-1859.
- Rollins, M. et al. (1994) "Identification and Characterization of Collapsible Gravels". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(3), 528-542.
- Rollins, M. et al. (1995). "Closure of 'Identification and Characterization of Collapsible Gravels'". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(6), 511-512.
- Sint Jan, M. y Aliaga, W. (1994). "Resistencia al Corte de un Suelo Parcialmente Saturado". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F., 26 Oct. - 03 Nov. 1995.
- Sorbino, G. (1994). "Características Hidráulicas de Suelos Alterados de Origen Gnésica en Condición de Parcial Saturación". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sociedad Mexicana de M.S.F., 26 Oct. - 03 Nov. 1995.
- Terzaghi, K. (1943) "Theoretical Soil Mechanics". Wiley, New York. Traducción al español Mecánica Teórica de Suelos. De. ACME AGENCY SRL. Ciencia del Ingeniero, Buenos Aires (1945).
- Tsytoovich, N. et al. (1979). "Experimental Investigation of the Stress-Strain State of Loess Soils in Base of Rigid Plates". Osnovaniya, Fundamenty Mekhanika Grunkov, Nº 3, pp. 17-19. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol. 14, pp. 140-145.
- Uriel, S. y Serrano, A. (1973). "Geotechnical Properties of Two Collapsible Volcanic Soils of Two Dams in Density at the Site of Two Dams in Canary Island (Spain)". Proc. of the 8º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú, URSS. Vol. 2.2, Session 4/42, pp. 257-264.
- Uriel, S. y Serrano, A. (1974). "Propiedades Geotécnicas de los Suelos Volcánicos Colapsibles de Baja Densidad en la Cimentación de Presas en las Islas Canarias (España)". Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, CEDEX. Madrid, España, Nº 105, Sept-Oct. 1974, pp. 21-28.
- Vargas, V. (1970). Geología del Cuadrángulo de Arequipa. Boletín Nº 24 del Servicio de Geología y Minería del Ministerio de Fomento y Obras Públicas - Perú.

- Wang, X. y Benson, C. (1994). "Infiltration and Saturated Hydraulic Conductivity of Compacted Clay". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(10), 713-722.
- Zur, A. y Wiseman, G. (1973). "A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess". *Proc. of the 8^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscú, URSS. Vol. 2.2, Session 4/43, pp. 265-268.