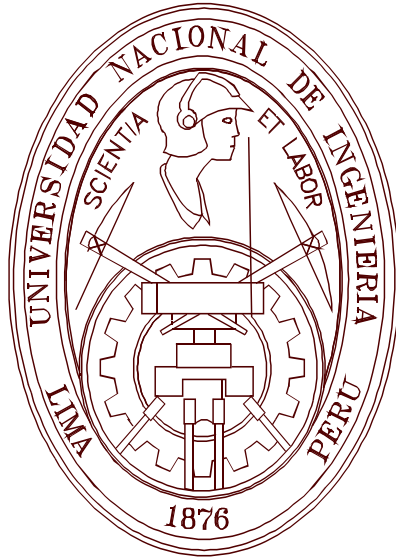


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SECCIÓN DE POSGRADO**



**INVESTIGACIÓN DEL CONGLOMERADO ESPECIAL EN
LA CIUDAD DE TACNA**

**TESIS
PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS CON
MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

**Elaborado por
Betty María Condori Quispe**

**ASESOR
M.I.M.S Alberto Martínez Vargas**

**Lima-Perú
2012**

INVESTIGACIÓN DEL CONGLOMERADO ESPECIAL EN LA CIUDAD DE TACNA

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en
cumplimiento parcial del requerimiento para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
2012

Autor : Ing° Betty María Condori Quispe

Recomendado : M.I.M.S Alberto Martínez Vargas
Asesor de la Tesis

Aceptado por : CE.Ing. Francisco Coronado del Aguila
Jefe de la Sección de Posgrado

@ Año; Universidad Nacional de Ingeniería, todos los derechos reservados o el autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

Dedicado a mis maestros de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) Facultad de Ingeniería Civil, Sección del Post Grado, al Ing David Luna Duran Jefe del Laboratorio Geotécnico (CISMID) y en especial a mi Asesor M.I.M.S Alberto Martínez Vargas por su gran contribución y apoyo.

A mi esposo Pedro, a Efraín mi hermano mi profundo agradecimiento.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación aborda la investigación del conglomerado especial localizado en las Pampas de Viñani, Tacna.

Para el desarrollo del trabajo fue necesario del conocimiento de teorías, investigaciones realizadas, aplicación de metodologías existentes referente al conglomerado colapsable, debido a que el conglomerado localizado en la Pampas de Viñani está compuesto por partículas gruesas embebidas dentro de una matriz (arenas, limos, sales), altamente cementadas con características de roca en estado seco y pierde súbitamente su resistencia para pequeños incrementos de humedad.

Fundamentalmente fue necesario conocer las propiedades físicas, químicas y mecánicas del conglomerado especial porque nos permite establecer las pautas para identificar, caracterizar los suelos especiales con estructuras gravosas. Las pruebas para su identificación se realizaron con muestras inalteradas relativamente grandes tratando de conservar la mayor cantidad de partículas.

La identificación del conglomerado especial, intenciones de estudiarlas, investigarlas ayudará a prevenir futuras pérdidas por los daños que ocasionan.

SUMMARY

The present research deals with the special conglomerate located in Pampas de Viñani.

It has been necessary the theory knowledge, investigations, the use of today methodologies referred to colapsable conglomerate in order to develop this research because the special conglomerate located in the Pampas de Viñani is compounded by highly cemented thick particles absorbed inside a matrix (sand, silt, salts).

The special conglomerate has rock characteristics in dried state and it suddenly loses resistance due to small humidity increments.

Fundamentally, it was necessary to know the physical, chemical and mechanics properties of the special conglomerate because it let us set the norm to identify, characterize the special soil with graveled structures.

The tests to identify were made with unchanged relatively big samples by trying to preserve the highest quantity of particles.

The identification of the special conglomerate and the intentions of investigating will help to preserve future lost on by the damages cause by them.

ÍNDICE

Página

RESUMEN.....	iv
SUMMARY.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABLAS.....	ix

INTRODUCCIÓN.....	1
-------------------	---

PARTE I FUNDAMENTOS

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

1.1.- EN EL MUNDO.....	3
1.2.- EN EL PERÚ.....	4

CAPÍTULO II. MECÁNICA DE SUELOS FINOS ESPECIALES

GENERALIDADES.....	10
2.1.- SUELO COLAPSABLE.....	10
2.2.- MEDIDAS PREVENTIVAS.....	18

CAPÍTULO III. PROCESOS DE HUMEDECIMIENTO

GENERALIDADES.....	21
3.1.- FLUJO UNIDIMENSIONAL DE AGUA EN SUELOS SATURADOS.....	21
3.2.- FLUJO DE AGUA EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADO.....	26

CAPÍTULO IV. MÉTODOS PARA LA IDENTIFICACIÓN DEL CONGLOMERADO DE GRAVAS COLAPSABLES

GENERALIDADES.....	28
4.1.- MÉTODO INDIRECTO.....	28
4.2.- MÉTODO DIRECTO.....	33

PARTE II APLICACIÓN

CAPÍTULO V. DESCRIPCIÓN GENERAL, GEOLOGÍA, GEOMORFOLOGÍA, HIDROGEOLOGÍA Y SISMICIDAD

5.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL.....	38
5.2.- GEOLOGÍA.....	41
5.3.- GEOMORFOLOGÍA.....	43
5.4.- HIDROGEOLOGÍA.....	46
5.5.- SISMICIDAD.....	46

CAPÍTULO VI. DESCRIPCIÓN DEL CONGLOMERADO DE GRAVAS COLAPSABLES EN TACNA

GENERALIDADES.....	54
6.2.- CONGLOMERADO.....	55
6.3.- CANTOS O BLOQUES DE GRAVAS.....	58
6.4.- MATRIZ (LIMO, ARENA Y SALES).....	60

CAPÍTULO VII. RESULTADOS EXPERIMENTALES

GENERALIDADES.....	64
7.1.- PROPIEDADES FÍSICAS GENERALES.....	64
7.2.- GRANULOMETRÍA Y PARTÍCULAS GRUESAS.....	65
7.3.- CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS-QUÍMICA.....	65
7.4.- ESFUERZO DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA AL CORTE.....	67
7.5.- PRUEBA DEL GRUMO.....	76
CONCLUSIONES.....	78
RECOMENDACIONES.....	79
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.....	80

ANEXOS

- A-1.- Propiedades físicas generales**
- A-2.- Granulometría**
- A-3.- Características mineralógicas.**
- A-4.- Análisis químico**
- A-5.- Análisis por difracción.**
- A-6.- Ensayo de compresión no confinada.**
- A-7.- Tablas resúmenes de casos reales en el mundo**

FIGURAS

1.01: Evaluación de campo. Zonas afectadas.....	8
1.02: Frente al deslizamiento actual Gloria-Arequipa.....	9
1.03: Frente al pueblo abandonado de San Juan –Arequipa.....	9
2.01: Variación de la relación de vacíos con la presión.....	11
2.02: Características de formación del suelo colapsable.....	16
2.03: Estructura del suelo colapsable.....	16
2.04: Fuerzas de atracción y repulsión (Dudley, J.1970).....	16
2.05: Cálculo de asentamiento con prueba de odómetro doble (a)suelo normalmente consolidado; (b) suelo preconsolidado.....	20
3.01: Trayectoria de flujo de agua en un suelo.....	22
3.02: Experimento de Darcy.....	23
3.03: Canal de flujo.....	23
3.04: Relación entre la permeabilidad y el grado de saturación para varios arenas (según Wallace,1948).....	27
4.01: Curvas de la distribución promedio de granos para los seis casos originales de gravas colapsables.....	36
4.02: Muestras inalteradas necesarias para efectuar los ensayos triaxiales gigantes.....	36
5.01: Ubicación de la zona de estudio.....	39
5.02: Localización de la zona de estudio, fuente MTC, CN.....	40
5.03: Mapa geológico de Tacna (regional).....	47
5.04: Columna estratigráfica.....	48
5.05: Perfiles geológicos-valle de Tacna. Sección Longitudinal (Perfil I).....	49
5.06: Perfiles geológicos-valle de Tacna. Sección transversal (Perfil II y III).....	50
5.07: Mapa geológico local.....	51
5.08: Mapa geomorfológico, valle de Tacna.....	52
5.09: Vista panorámica de las Pampas de Viñani.....	53
5.10: Corte del terreno en estudio.....	53
6.01: Conglomerado de la zona de estudio, conformado por guijarros, gravas con matriz arenosa mas sales y sulfatos solubles.....	54
6.02: Conglomerado de la zona de estudio.....	56
6.03: Partículas con diferentes angulosidades y redondez.....	62
7.01: Fotomicrografías 01 al 06.....	70
7.02: Relación esfuerzo –deformación de la prueba de compresión simple.....	72
7.03: Relaciones de esfuerzo de fluencia y el contenido de humedad.....	73
7.04: Colocado de la muestra en el equipo de compresión simple antes de iniciar el ensayo.....	74
7.05: Muestras ensayadas en (a) muestra ensayada con falla en forma de cuña; (b) falla de la muestra en el sentido vertical; (c)muestra colapsada.....	75
7.06: Muestra con manchas blancas (sales).....	76
7.07: Experimento para la identificación del conglomerado colapsable.....	76
7.08: Vistas microscópicas de la matriz del conglomerado colapsable.....	77

TABLAS.

2.01: Relación del potencial de colapso a la severidad de los problemas de la cimentación.....	13
2.02: Criterios para la identificación de suelos colapsables.....	15
4.01: Denominaciones de la fracción gruesa, según los sistemas.....	30
6.01: Definición de partículas clásticas sus rocas sedimentarias.....	57
6.02: Principales propiedades de los conglomerados.....	57
6.03: Clasificación por granulometría Pampas de Viñani.....	58
6.04: Gradación de los suelos, casos reales en el mundo.....	58
6.05: Análisis químico-Pampas de Viñani.....	63
6.06: Análisis de sales solubles.....	63
6.07: Agresividad química del suelo de cimentación.....	63
7.01: Propiedades físicas del conglomerado de gravas “Pampas de Viñani”.....	68
7.02: Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla 3” como divisor.....	68
7.03: Distribución granulométrica de la porción menor de 3”.....	68
7.04: Distribución granulométrica de la muestra total considerando la malla No 4 como divisor.....	69
7.05: Constitución mineralógica.....	69
7.06: Esfuerzos y deformaciones unitarias de las pruebas de compresión no confinada.....	71
7.07: Relación entre los esfuerzo de fluencia a la compresión simple y la humedad.....	73
7.08: Experimento práctico para la identificación de un conglomerado colapsable.....	76



INTRODUCCIÓN

Los suelos son el producto del desgaste, desintegración y alteración de los diferentes tipos de roca de la corteza terrestre, debido a los agentes atmosféricos y a los diferentes procesos físico-químicos, constituye un inagotable tema de investigación.

El conglomerado especial materia de investigación esta localizado en las Pampas de Viñani, Tacna, en dicha zona fueron reubicados los damnificados del terremoto ocurrido el 23/06/2001.

Los terrenos de las Pampas de Viñani presentan granulometría diversa desde bolones, guijarros gravas, limos, entre otros, pero debido a la presencia de un conglomerado de gravas altamente cementadas con un contenido de humedad pequeño originaria desplomes repentinos frente a la presencia de filtraciones de aguas, características propia de un conglomerado colapsable.

El conocimiento de las propiedades físicas, químicas y mecánicas del conglomerado especial con matriz arenosa, sales y sulfatos nos permiten establecer criterios de identificación, aplicación de metodologías limitadas en nuestro medio de la existente en el mundo.

El estudio tiene dos partes. La parte I corresponde a los fundamentos e integran los capítulos I,II,III y IV. El capítulo I presenta investigaciones realizadas por Rollins y M.I.M.S. Alberto Martínez Vargas respecto al conglomerado colapsable e identificados en Stockton Utah, Monroe-Utah, Santa Catalina Tucson-Arizona, Siguas, Arequipa. Los capítulos siguientes están dedicados al estudio de los suelos finos especiales (características, parámetros para su identificación, cálculo de los asentamientos), información respecto al flujo unidimensional de agua en suelos saturados, factores que influyen en la permeabilidad del suelo y las metodologías aplicadas.

La parte II corresponde a la aplicación y está integrada por los capítulos V, VI y VII. El capítulo V corresponde a la descripción general de la zona de estudio, estudios geológicos, geomorfológicos regional y local. Los capítulos siguientes presentan la descripción del conglomerado especial y la metodología aplicada para su identificación, se muestra resultados de las propiedades físicas generales, análisis químico, análisis por difracción, determinación de las características mineralógicas y ensayos de compresión simple.

Finalmente se tiene las conclusiones y recomendaciones extraídas gracias al trabajo realizado en esta tesis.



PARTE I: FUNDAMENTOS



CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

En el año 1994 por primera vez en la literatura mundial Rollins, M.et al. da a conocer seis casos respecto a suelos gravosos colapsables localizados en zonas áridas y son publicados en el Journal of Geotechnical Engineering (March, 1994 Vol 20 No 3) de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

1.1.- EN EL MUNDO

A continuación se menciona algunos casos:

- **Zona de expansión en Negev-Israel.**

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 del sur consisten en granos gruesos muy estratificados, arenas limosas (SM) y gravas limosas (GM), las cuales también resultaron ser colapsables.

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 30cm de penetración. Para predecir el comportamiento de las cimentaciones construidas sobre estos perfiles, se realizaron pruebas de carga a escala natural. Con el contenido de humedad natural, el cimientamiento amplio asienta menos de 3mm a una presión de contacto de 5.5kg/cm².

- **Reservorio de agua en Monroe-Utah.**

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. En la etapa de diseño fueron consideradas tres zonas.

La zona del corazón central consistente en una mezcla bien graduada de pequeños boleos, gravas y limos con un máximo de 15% de finos. La zona exterior fue compuesta de una mezcla similar con rocas de tamaño máximo de 600mm. 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 200mm.

En 1979 inmediatamente aguas debajo 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 3m, 3.8m y 5.2m encima del pie del talud aguas abajo. Estas grietas causaron transversalmente un mayor hundimiento del talud aguas abajo sobre el campo de futbol y en el área posterior de la presa. Por 1987 las grietas han llegado a causar un desplazamiento de 300mm y han convergido dentro de una simple grieta al final con una longitud total 13.7m. Los hundimientos han creado grandes depresiones de la tierra excediendo los 0.6m.

- **Residencias en las colinas de Santa Catalina Tucson-Arizona.**

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 3m de espesor. Muchas residencias de un solo piso cargadas muy ligeramente han experimentado asentamientos superiores a 100mm esencialmente por su peso propio, otras residencias han experimentado asentamiento 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 290mm.

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 bolones. El suelo fue clasificado como material (GW-GM). La gradación típica es aproximadamente 45% de gravas, 45% de arena y 10% de limo y arcilla con un tamaño máximo de partículas variado entre 50 a 150mm. El índice de plasticidad varia de un no plástico a 12% y el contenido de humedad varía entre el 2 a 5%. El peso unitario seco de la arena y la matriz varia de 1.71 a 2.06 kg/cm² en cinco pruebas (ref 9). En el anexo VII se complementa con casos similares.

1.2.- EN EL PERÚ

En el Perú uno de los primeros esfuerzos para entender los problemas del conglomerado de gravas tipo colapsable se dio en el año 1980 cuando el M.I.M.S. Alberto Martínez Vargas identifica el problema en el deslizamiento compuesto de la Irrigación La Cano en Vitor-Arequipa, posteriormente el investigador identifica los casos siguientes:



- **GRAVAS COLAPSABLES Y SUS EFECTOS EN EL PROYECTO MAJES. SIGUAS-AREQUIPA (A.M.V)**

Se ha seleccionado la publicación de la zona de las Pampas del proyecto de Majes como la más representativa al presentarse problemas por efectos de deslizamientos por la presencia de gravas colapsables, frente a cualquier forma de contaminación del agua, y principalmente por que actualmente la irrigación del proyecto de Majes en su primera etapa ya muestra problemas en las laderas del río Siguas que no fueron previstas en el proyecto y que han afectado a canales antiguos en la margen izquierda con dos áreas de deslizamientos por filtraciones y ruptura del canal que ha originado su abandono de la zona de deslizamientos, sin tener presente en la prevención de la primera etapa del proyecto Majes; en las obras que potencialmente pueden contribuir en las filtraciones como son las pozas de aguas para la distribución de los riegos de las parcelas, las perdidas de los canales de distribución principal y secundarios, principalmente las producidas por la misma irrigación aún con el sistema de aspersión ya que este ha sido al parecer el adoptado para reducir la contaminación por humedecimiento de los terrenos de cultivos.

La investigación efectuada por el profesor Martínez fue en ambas márgenes del río Siguas, desde el cruce de la carretera Panamericana Sur al cauce del río Siguas hasta el deslizamiento de Paquichi que incluyen dos grandes deslizamientos más antiguos en la margen izquierda y tres en la margen derecha, siendo el deslizamiento Gloria el más reciente, que gracias a la autorización del poder publicar parte del estudio del Gloria S.A se presenta en este número del Boletín No 16 este caso singular para tenerse presente con las limitaciones y prevenciones que deben efectuarse en la segunda etapa del proyecto Majes. (ref 17).

- **Dos deslizamientos antiguos en la margen derecha del río Siguas**

En ambos casos se ha producido por filtraciones y ruptura del canal antiguo abandonado en la margen derecha, experiencia que no se ha tenido en cuenta en la irrigación de la Cano en Vítor ni la del Proyecto Siguas ambas con las misma características geotécnicas del suelos de gravas colapsables. (Fig. 1.01 y 1.02)

- **Pimentel –Chiclayo.**

Las características que se encontraron es de gravas con matriz de sulfatos, referencia es una cimentación Neumática Andinos S.A. LAGESA (1976).

- **Bajo Piura (1984).**

Las características encontradas son gravas con matriz de sulfatos, llamado Yapato de color blanco característico, fue utilizado en la pavimentación como



afirmado (1984-1985), el Yapato en algunas ocasiones ha dado resultados positivo en la estabilidad de las bases y afirmado en los caminos y calles, esto es válido si se mantiene la aridez, que es casi imposible por la acción natural y antrópica.

- **Ciudad de Moquegua (1995).**

Conformado por gravas angulosas de matriz arenosa con sales y sulfatos, denominada “Moro Moro”. En Moquegua en los canales de irrigación del Proyecto Pasto Grande, la presencia de fracturas y filtraciones en el canal fueron detectadas después de construido el canal sobre gravas colapsables, por estudios básicos deficientes y un diseño mal concebido. La solución fue la utilización de geomembranas que ha originado problemas con litigios legales, dicho problema también se detectó en la cimentación de un reservorio de 1000m³ en los cerros de A.H. Mariscal Nieto-Moquegua, A.M.V-CISMID,1995.

- **Ventanilla Callao (1984).**

Presencia de gravas angulosas arenosas con sales, fallas en la cimentación de viviendas e instalaciones de agua y desagüe, problema detectado en el Complejo Habitacional Antonio Moreno Cáceres. (ningún estudio detectó los suelos colapsables).

- **Rio Tambo-Arequipa (2000).**

En el Pueblo Colaque en la margen izquierda del Valle se encontró en las laderas un remanente de terraza de gravas colapsables.

- **Pampas de La Joya-Arequipa.**

Se encontró gravas angulosas (pudingas) con matriz carbonatos, sales y sulfatos caso detectado en el Aeropuerto Internacional La Joya, Presa reguladora Las Mellizas, La Colina Misti de la Joya (1978).

- **Chincha- Ica.**

En los Acantilados de la Pampa de Melchorita en la entrega del Proyecto Camisea, se observa en el asentamiento, deformaciones y desplazamientos en la Playa (2006).

- **La Cano Vítor-Arequipa (1980), A.M.V.**

El profesor Martínez asesoro la tesis de Maestría sobre la Investigación del conglomerado colapsable de La Cano Vitor-Arequipa, siendo el M.Sc Ing Erasmo Fernández Sixto el primer titulado en el Perú como maestro en Geotecnia de la FIC-UNI-1998, en dicha publicación se encuentra que los pesos volumétricos y específicos son altos y densos, diferencia principal con suelos finos livianos de alta porosidad, presentan



humedades bajas menores a 2% y en los casos estudiados en el mundo oscilan con el 5% de humedad. La relación de vacíos es pequeña y por lo tanto el colapso no es dependiente de la relación de vacíos. Se le puede clasificar según SUCS adicionando la propuesta del Profesor Martínez obteniéndose gravas pobremente graduada con bolonería (GP-GM)+Bo. En promedio tiene 16% de partículas mayores de 3" y 84% menores de 3". La granulometría en las gravas colapsables es una forma práctica para su identificación pues los rangos encontrados en el mundo es de 6 a 30% de finos y de 40 a 60% de fracción gruesa, las gravas en estudio están dentro estas proporciones.

- **Tacna.**

En el año 1997 el M.I.M.S Alberto Martínez Vargas identifica por primera vez en las Pampas de Viñani-Tacna-Perú la presencia de gravas con matriz arenosa cementada con sales y sulfatos solubles en la supervisión del sistema emisor del alcantarillado, paralelo a la línea del tren. En dicha oportunidad recomienda la necesidad de realizar estudios especiales de Mecánica de suelos y de su importancia para los fines de alcantarillado en el caso que presente filtraciones por inundaciones de lluvias, simples inundaciones de río y por su cercanía al litoral.

La recomendación es asumida en el presente trabajo porque este problema de gravas con matriz arenosa cementada con sales y sulfatos más agua afectaría a las nuevas construcciones de la población de las Pampas de Viñani.



(a)



(b)

Fig N° 1.01: Evaluación de campo(a) y (b)



Fig.N° 1.02 : Frente al deslizamiento actual Gloria-Arequipa



Fig.N°1.03: Frente al pueblo abandonado de San Juan- Arequipa



CAPÍTULO II

MECÁNICA DE SUELOS FINOS ESPECIALES

GENERALIDADES

En muchas partes del mundo muchos suelos colapsables causan grandes movimientos diferenciales en las estructuras debido a grandes asentamientos y deslizamientos. Los ingenieros de cimentaciones deben ser capaces de identificar los suelos difíciles encontrados en el campo. Aunque no todos los problemas pueden resolverse pero algunas medidas preventivas deben de tomarse.

2.1.- SUELO COLAPSABLE

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (sulfatos de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en volumen exterior cuando se humedecen o se saturan.

Los suelos colapsables, son suelos no saturados que sufren un gran cambio de volumen al saturarse. Este cambio puede o no ser el resultado de la aplicación de carga adicional. El comportamiento de los suelos colapsables bajo carga se explica mejor por medio de la Fig.Nº2.01, relación de vacíos-presión (**e versus log p**) para un suelo colapsable.

De la Fig.Nº2.01 la rama **ab** se determina de la prueba de consolidación sobre un espécimen con su contenido de humedad natural. Sin embargo, si se introduce agua al espécimen con un mínimo de 5 a 16% del volumen del espécimen la estructura del suelo fluye hasta colapsar con el aumento de agua.

La mayoría de los suelos colapsables que se presentan en estado natural son eólicos, es decir, arenas y/o limos depositados por el viento, los cuales tienen altas relaciones de vacíos, pesos específicos bajos y poca cohesión. Los depósitos de loes tienen partículas de tamaño de limo. La cohesión en los loes puede ser el resultado de la presencia de arcilla alrededor de las partículas de tamaño de limo, que las mantiene en condición bastante estable en un estado no saturado. La cohesión también es ocasionada por la presencia de precipitaciones químicas y lixiviadas por el agua de lluvia.

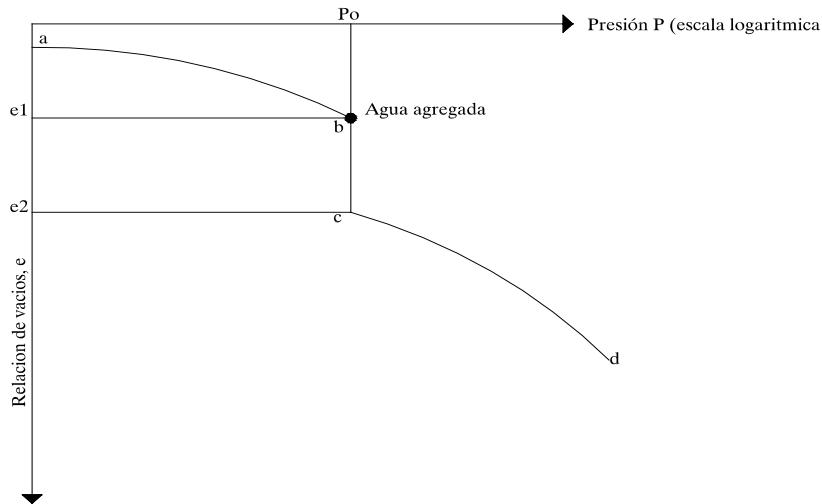


Fig.Nº 2.01: Variación de la relación de vacíos con la presión

En la década del ochenta este concepto empieza a ser modificado pues no solamente existen suelos finos colapsables sino también que el colapso se presenta en suelos de granulometría gruesa (gravas) como lo manifiesta el M.I.M.S Martínez A.(1980) y Rollins, M. et al (1994).

2.1.1.- TIPOS DE SUELOS FINOS COLAPSABLES

Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables:

- a) **Suelos aluviales y coluviales.** Depositados en ambientes semidesérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable. El cuadrángulo de Tacna los depósitos aluviales constituyen el cono de dirección del Río Caplina y sus tributarios. En la Pampas de Viñani estos depósitos aluviales está constituido por conglomerados, arenas, limos, sales.
- b) **Cenizas volcánicas.** Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo – arcillosos.
- c) **Suelos residuales.** Derivados de la alteración de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cementante y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

2.1.2.- CARACTERÍSTICAS DE SUELOS COLAPSABLES

Estructura macro porosa: La estructura macro porosa se debe a una relación de vacíos (e) relativamente alta, se sugiere que el valor crítico sea 0.8 (Conciani, W y Soares, M.,1995), valores mayores son susceptibles al colapso (ref.6), deben poseer una densidad relativamente baja y una granulometría fina. Para la zona en estudio la granulometría no es



finalmente, la relación de vacíos se encuentra entre 0.09 a 0.24 es un valor bajo por lo tanto el colapso no es dependiente de “e”.

Estructura mal acomodada: La estructura mal acomodada del conglomerado puede presentarse en la matriz pues está constituida por arenas de todo tamaño separadas por espacios abiertos y unidas entre sí por material fino. Su estructura no es uniforme porque en algunas zonas existe mayor densidad que en otras.

Escasa humedad y grado de saturación: La escasa humedad y grado de saturación se debe a la naturaleza de la zona. En las Pampas de Viñani se encuentran contenidos de humedad desde 0.44% al 3.05%, son humedades bajas. En el mundo los casos encontrados presentan humedades del 3% al 10%.

Naturaleza cementada: La matriz del conglomerado colapsable materia de análisis 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, la cantidad es apreciable que puede actuar como fuerza ligante de carácter químico.

2.1.3.- PARÁMETROS FÍSICOS PARA SU IDENTIFICACIÓN

Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala a la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable.

A continuación se presenta una fórmula para su evaluación.

$$\gamma_{d\text{crit}} = \frac{1}{(1/Gs) + w_l}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{crit}}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

Jennings y Knight (1975) sugirieron un procedimiento para describir el potencial de colapso de un suelo determinado, tomando un espécimen de suelo inalterado con su contenido de humedad natural en un anillo de consolidación.

El potencial de colapso C_p , ahora se calcula con la expresión

$$C_p = \Delta\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_o}$$

e_o = relación de vacíos natural del suelo

$\Delta\varepsilon$ = deformación unitaria vertical

e_1 = relación de vacíos a la presión P_o



e_2 = relación de vacíos a la presión P_0

Esta correlación fue resumida por Clemente y Finbarr (1981).

Algunos criterios para la identificación de suelos colapsables se encuentran en la tabla No 2.02.

Tabla No 2.01 : Relación del Potencial de Colapso a la severidad de los problemas de la cimentación

C_p (%)	Severidad del problema
0 – 1	Ningún problema
1 – 5	Problema moderado
5 – 10	Problema
10 – 20	Problema severo
>20	Problema muy severo

Holtz y Hilf (1961) sugirieron que un suelo tipo loess que tiene una relación de vacíos suficientemente grande para permitir que su contenido de agua exceda su límite líquido al estar saturado, es susceptible al colapso. Entonces para el colapso

$$w_{(saturado)} \geq LL$$

sin embargo, para suelos saturados

$$e_o = wG_s$$

LL = límite líquido

G_s = peso específico de los sólidos del suelo

Combinando ambas ecuaciones para suelos colapsables, se obtiene

$$e_o \geq (LL)(G_s)$$

Para el peso específico seco natural, γ_d del suelo para el colapso es

$$\gamma_d \leq \frac{G_s \gamma_w}{1 + (LL)(G_s)}$$

Para un valor promedio de $G_s = 2.65$, los valores límite de γ_d para varios límites líquido pueden ahora calcularse con la ecuación anterior.

2.1.4.- FENÓMENO DEL COLAPSO

El fenómeno del colapso se produce cuando se destruye la estructura original del suelo por la intervención de un agente externo que es el agua por infiltración. A continuación se analiza este fenómeno de acuerdo a las siguientes investigaciones:

Anderson, S. y Remier, M.(1994) indican que también existe potencial de colapso en suelos saturados propensos a una reducción de la presión de confinamiento.



Feda, J. et al (1994) señala que la posibilidad de colapso depende también de la forma de la trayectoria de esfuerzos hacia su encuentro con la envolvente de falla.

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 cortante (σ)

Presión de poros (μ)

Dudley J. (1970). Los climas áridos producen un ambiente en el que la evaporación supera 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, ver Fig N° 2.02. El agua en su movimiento arrastre partículas finas generalmente sales donde al saturarse se produce un intercambio de cationes de las sales.

Una vez que el suelo ha secado adquiere una gran resistencia a bajas condiciones de humedad, es macro poroso y está susceptible al colapso por su proceso de depositación y post depositación. Los granos gruesos como limos, arenas, gravas, etc pueden presentar un contacto simple. En estos granos las fuerzas de unión son debidas a las cargas de gravedad, exteriores o capilares. Según la Fig N° 2.03, la forma que toman los meniscos hace que el agua de los tubos capilares esté suspendido por la 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 cuyo vinculo esta dado por partículas de limos.

Cuando los granos gruesos están unidos por arcilla 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.

En la Fig N°2.04 se observa las fuerzas de atracción y de repulsión, según Dudley, J(1970).

Tabla No 2.02: Criterios para la identificación de suelos colapsables

Investigador	Año	Criterio
Denisov	1951	Coeficiente de hundimiento $K = \frac{\text{relación de vacíos en el límite líquido}}{\text{Relación de vacíos natural}}$ K= 0.5-0.75, muy colapsable K= 1.0 limo arcilloso no colapsable K= 1.5-2.0 suelos no colapsables
Clevenger	1958	Si el peso específico seco es menor que 80 lb/pie ³ (12.6KN/m ³), el asentamiento será grande, si el peso específico seco es mayor que 90lb/pie ³ (14.1 KN/m ³), el asentamiento será pequeño.
Priklonski	1952	$K = \frac{\text{contenido de agua natural} - \text{límite plástico}}{\text{Índice de plasticidad}}$ K<0 suelos muy colapsables K>0.5 suelos no colapsables K> 1.0 suelos expansivos
Gibas	1961	Razón de colapso, $R = \frac{\text{contenido de agua en saturación}}{\text{Límite líquido}}$ Esto fue puesto en forma gráfica
Soviet Building Code	1962	$L = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$ e_o =relación de vacíos natural e_l = relación de vacíos en el límite líquido. Para un grado de saturación natural menor que 60%, si $L > 0.1$, se trata de un suelo asentable.
Feda	1964	$K_l = \frac{w_o}{S_r} - \frac{LP}{IP}$ w_o = contenido de agua natural LP=límite plástico S_r = grado de saturación natural IP=Índice plástico Para un $S_r < 100\%$, si $K_l > 0.85$, se trata de un suelo asentable.
Benites	1968	Una prueba de dispersión en la que 2g de suelo se vierten en 12ml de agua destilada y el espécimen se cronometra hasta que se dispersa, tiempo de dispersión de 20 a 30 segundos fueron obtenidos para suelos colapsables de Arizona.
Handy	1973	Loes de Iowa con contenido de arcilla (<0.002 mm): < 16% alta probabilidad de colapso 16-24% probabilidad de colapso 24-32 % menos del 50% de probabilidad de colapso > 32% usualmente seguro contra el colapso
Dias	1994	Empírico: Petrología, clasificación de suelos

Modificado por Lutenecker y Saber (1988)



Lambe T. y Whitman, R.(1969) indican que se provoca una floculación aumentando una o varias características :Valencia iónica, concentración de electrolitos, Temperatura, o disminuyendo una o más características como son: 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 acidez de los cristales, mayor si su pH es menor, el mismo que se prueba tratando con ácido clorhídrico (HCL)(Terzaghi Karl, 1980)

2.1.5.- ASENTAMIENTO POR COLAPSO

Jennings y Knight (1975) desarrollaron técnicas utilizando la prueba del odómetro para proporcionar información 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. Ambos investigadores proponen un procedimiento para determinar el asentamiento de colapso de estructuras al saturarse el suelo. Se debe obtener dos especímenes inalterados de suelo para probarlos en un aparato de pruebas de consolidación estándar (odómetro), seguidamente se somete los especímenes a una presión de 0.15 lb/pulg² (1KN/m²) durante dos horas, se satura el espécimen. Mantenga el otro espécimen con su contenido de agua natural. Trace las gráficas e-logp para ambas especímenes. Calcule la presión efectiva , p_o in situ. Dibuje una línea vertical correspondiente a la presión p_o . Ahora determine Δe_1 y Δe_2 , el asentamiento del suelo sin cambio en el contenido de agua natural es.

$$S_1 = \frac{\Delta e_1}{1 + e'_o} (H)$$

además, el asentamiento causado por el colapso de la estructura del suelo es

$$S_2 = \frac{\Delta e_2}{1 + e'_o} (H)$$

donde H= espesor del suelo susceptible de colapsarse



También hay muchas pruebas de ensayo in situ han sido ideadas para la detección de suelos colapsables y evaluación de su magnitud de colapso. Para el presente estudio no se han considerado tales pruebas por la falta de equipos en el medio e insuficiencia económica, ver Fig N°2.05.

2.2.- MEDIDAS PREVENTIVAS

Las principales medidas preventivas se enuncian enseguida.

- a) Remoción del suelo colapsable. Cuando su profundidad y espesor lo hacen factible. 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.
En gravas colapsables una limitación es el tamaño de los cantos que impiden el tratamiento, siendo necesario hincar, perforar o compactar al suelo colapsable. Sin embargo existe la posibilidad de la compactación dinámica con grandes pesas de impacto, o por el reemplazo del suelo colapsable. Queda mucho por investigar en este tipo de suelo grueso.
- b) Restricción o minimización del humedecimiento. Por medio de drenaje, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua. Robinson, L. y Narkiewicz, S. (1982) sugirieron las siguientes medidas para evitar el humedecimiento de los cimientos de las edificaciones:
 - Pendientes adecuadas en el terreno adyacente que rodea la edificación.
 - Canalización de todos los desagües de techos y patio hacia el exterior del edificio.
 - Construir las redes de agua y desagüe con cuidado a fin de evitar fugas posteriores.
- c) Transferencia de las cargas a suelos inertes. Mediante cimentaciones profundas o semiprofundas, cuando la profundidad de estos suelos inertes es razonable. Debe tenerse en cuenta sobre los pilotes la posible fricción negativa originada en el fenómeno del colapso.
- d) Estabilización por inyección de agentes químicos. Puede aplicarse localmente o en reparación de estructuras dañadas. Su costo lo hace prohibitivo en grandes extensiones. Inyecciones de agentes químicos desarrollados en la URSS (Mitchell, J., 1981, Eustatiev, 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 42mm de diámetro con perforaciones de 3mm protegidos por un manguito de goma.
- e) Pre humedecimiento. Se recomienda el procedimiento en combinación con algún tipo de sobrecarga de manera que se logre el colapso anticipado del material defectuoso, es importante verificar el destino del agua agregada, porque es factible



que a causa de la estratificación natural, su flujo se efectúe más horizontalmente que en forma vertical y no se logre el efecto esperado.

- f) Compactación. Puede lograrse con cilindros o compactadores vibratorias convencionales en combinación con humedecimiento moderado. También debe considerarse la factibilidad de instalar pilotes de desplazamiento por hincado, o pilotes de grava, hasta la profundidad requerida para pasar la capa potencialmente problemática. En algunos casos, a prudente distancia de estructuras existentes, debe considerarse la aplicación de la técnica de la compactación dinámica profunda, consistente en dejar caer un peso considerable, desde una cierta altura, repetitivamente sobre una serie de puntos distribuidos en un patrón predeterminado.
- g) Vibro flotación. Esta técnica, consiste en la introducción dentro del suelo, mediante chorros de agua, de un cabezote vibratorio, ha demostrado su utilidad. Las perforaciones hechas con la herramienta citada, son luego rellenadas con gravas.
- h) Voladuras controladas a profundidad. Esta técnica, aún en estado experimental consiste en detonar cargas explosivas a profundidad, con un cierto patrón de localización y en presencia de agua.
- i) Diseño estructural tolerante. En los casos donde se demuestra que el asentamiento resultante del colapso no es inadmisibles, debe diseñarse la estructura para resistir dicho movimiento sin distorsión ni daño aparente.

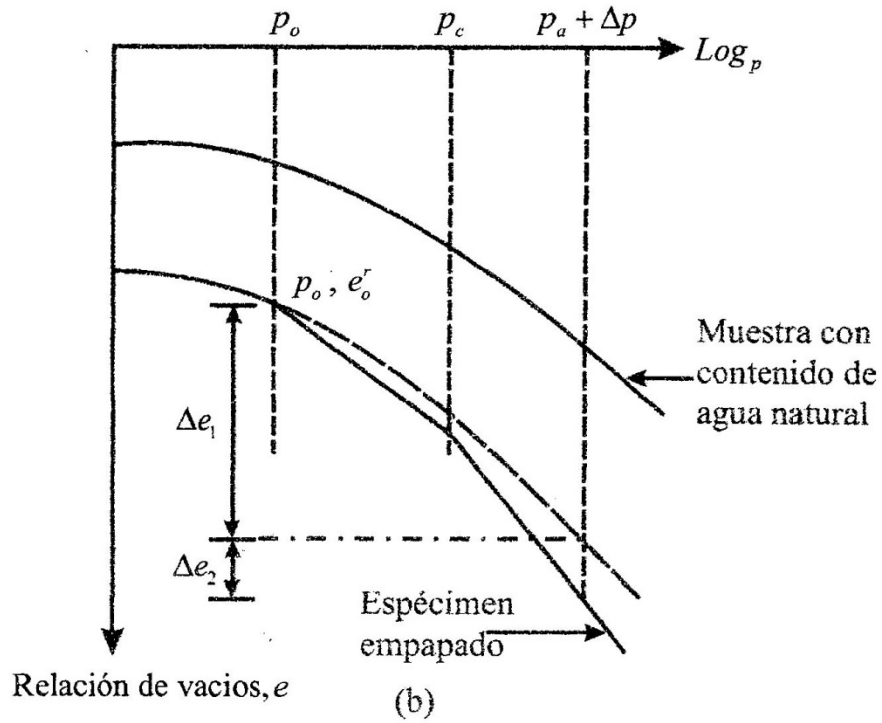
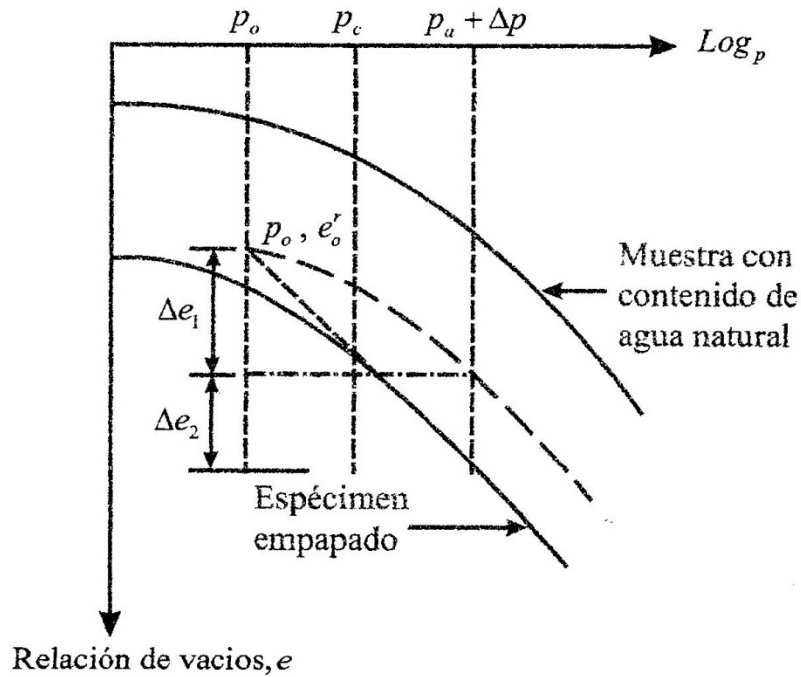


Fig.N°2.05: Cálculo del asentamiento con prueba de odómetro doble a) suelo normalmente consolidado; (b) suelo preconsolidado



CAPÍTULO III

PROCESOS DE HUMEDECIMIENTO

GENERALIDADES

En este capítulo se estudiara el flujo de fluidos a través del suelo que es una de las consideraciones más importantes, el efecto del agua sobre las propiedades del suelo su infiltración y su influencia en el proceso de humedecimiento para provocar el colapso de los suelos. Una de las propiedades más importantes a estudiarse será la permeabilidad, aun cuando se tienen procedimientos estándar para la ejecución de pruebas de permeabilidad es probable que no sean aplicables para las muestras obtenidas en la zona de estudio, en el presente capitulo no se han desarrollado ensayos con las muestras obtenidas debido a varios factores especialmente el económico.

3.1.- FLUJO UNIDIMENSIONAL DE AGUA EN SUELOS SATURADOS

H. Darcy trabajando en París, realizo un experimento clásico. Utilizo un dispositivo semejante al que aparece en la Fig.N°3.02, para estudiar las propiedades del flujo del agua a través de un lecho filtrante de arenas. Hizo variar la longitud de muestra L y la presión del agua en las partes superior e inferior de la misma, midiendo el gasto Q a través de la arena. Darcy encontró experimentalmente que Q era proporcional a $(h_3 - h_4) / L$ y que

$$Q = k \frac{h_3 - h_4}{L} A = k * i * A \quad (3.1)$$

Donde

Q = gasto (descarga)

k = coeficiente de permeabilidad de Darcy

h_3 = altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.

h_4 = altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante.

L = longitud de la muestra

A = área total interior de la sección transversal del recipiente que contiene la muestra.

$$i = \frac{h_3 - h_4}{L} = \text{gradiente hidráulico.}$$



La ley de Darcy es válida para la mayoría de los tipos de flujo de fluidos en los suelos, deja de ser válida para la filtración de líquidos a velocidades muy altas y la de gases a velocidades muy bajas o muy altas.

Una evidencia abrumadora muestra que la Ley de Darcy se cumple en suelos desde el tamaño de los limos al de las arenas medidas. Para suelos de mayor permeabilidad que la arena media deberá determinarse experimentalmente la relación real entre el gradiente y la velocidad para cada suelo y porosidad estudiados.

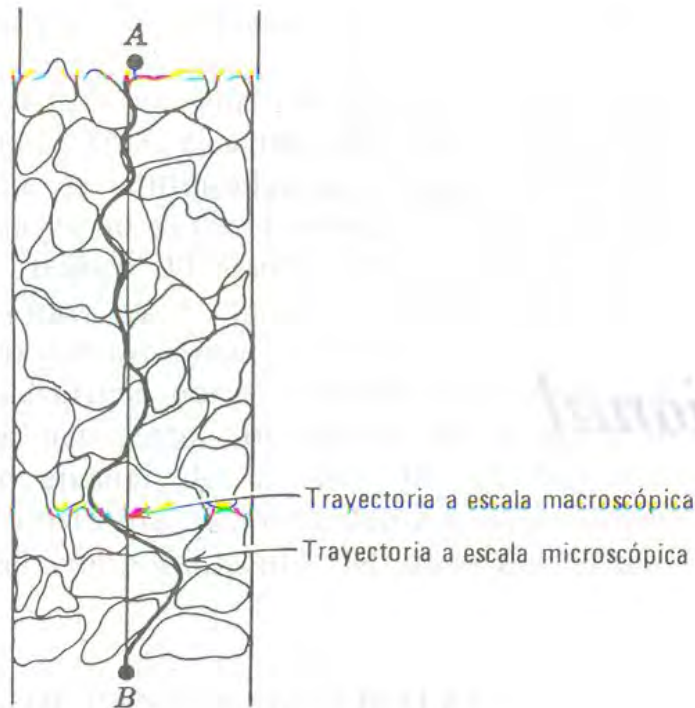


Fig.Nº3.01: Trayectoria de flujo de agua en un suelo

VELOCIDAD DE FLUJO

Volviendo a considerar la velocidad a la que una gota de agua se mueve al filtrarse a través de un suelo se puede comprender el flujo de un fluido (Fig N° 3.01). La ecuación puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{Q}{A} = ki = v \quad (3.2)$$

Como A es el área total del recipiente en la parte situada por encima del suelo, v es la velocidad del movimiento descendente de una gota de agua desde la posición 1 a la 2 (Fig N° 3.02). Esta velocidad es numéricamente igual a ki , por lo tanto, k puede

interpretarse como la velocidad de descarga para un gradiente unidad, es decir, $k = v/i$ o $k = v$ para un gradiente igual a 1.

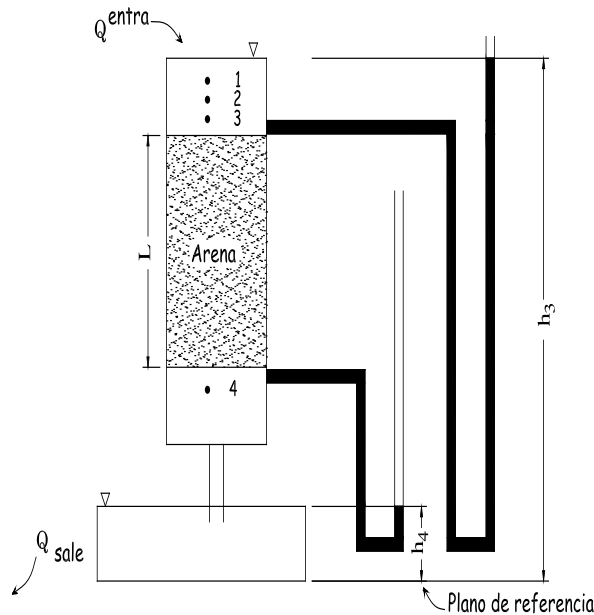


Fig.N°3.02 : Experimento de Darcy

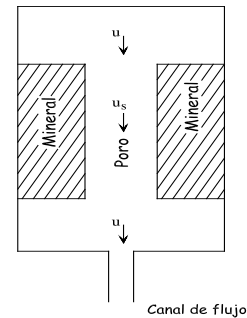


Fig.N°3.03: Canal de flujo

De la posición 3 a la 4 una gota de agua fluye a mayor velocidad que la posición 1 a la 2 ya que el área media de los canales de flujo es más pequeña. Esta área se ha representado en la Fig.N°3.03 que es el mismo dispositivo de la Fig.N°3.02 separando las partes de mineral y poros. Mediante el principio de continuidad podemos relacionar la velocidad de descarga v con la velocidad efectiva media de flujo a través del suelo v_s de forma siguiente:

$$Q = vA = v_s A_v \quad (3.3)$$

$$v_s = v \frac{A}{A_v} = v \frac{AL}{A_v L} = v \frac{V}{V_v} = \frac{v}{n} \quad (3.4)$$

La velocidad media de flujo a través del suelo v_s , denominada velocidad de filtración es, por tanto, igual a la velocidad de descarga dividida por la porosidad.

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{ki}{n} \quad (3.5)$$

La ecuación anterior da la velocidad media de una gota de agua al desplazarse desde el punto 3 al 4, esta es la distancia en línea recta de 3 a 4, dividida por el tiempo necesario para que la gota recorra el camino 3-4. Aunque la velocidad de descarga y la de filtración



son magnitudes ficticias, ambas sirven para calcular el tiempo necesario para que el agua recorra una cierta distancia en el terreno.

3.1.1.- PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

Los espacios vacíos o poros entre los granos del suelo permiten que el agua fluya a través de ellos. Este conocimiento se requiere para determinar la cantidad de infiltración bajo estructuras hidráulicas y para desaguar antes y durante la construcción de cimentaciones. Darcy (1856) propuso la siguiente ecuación para calcular la velocidad del flujo de agua a través de un suelo.

$$V = Ki \quad (3.6)$$

V = Velocidad de Darcy (cm/s)

K = Permeabilidad hidráulica del suelo (cm/s)

i = Gradiente hidráulico

La ley de Darcy es válida para un amplio rango de suelos. Sin embargo materiales como la grava limpia y un pedraplen de tamaño uniforme, ésta ley no funciona debido a la naturaleza turbulenta del flujo a través de ellos.

El valor de permeabilidad hidráulica en suelos granulares dependen principalmente de la relación de vacíos. Entre los métodos utilizados en el laboratorio para la determinación de la permeabilidad están los métodos directos e indirectos. En la Fig.Nº3.04 se tiene la relación entre la permeabilidad y el grado de saturación para varias arenas.

Método directo

La prueba de carga variable se usa para determinar el coeficiente de permeabilidad de suelos finos como limos o arcillas, el equipo utilizado generalmente es el de pared flexible. La prueba de permeabilidad con carga constante se utiliza para suelos de grano grueso tales como la grava y arenas con valores superiores que 10^{-1} cm/seg , equipo utilizado es el de pared rígida. El coeficiente de permeabilidad puede calcularse a partir de la siguiente ecuación,

$$K = 2.3 \frac{a * L}{A(t_1 - t_0)} \log_{10} \left(\frac{h_0}{h_1} \right) \quad (3.7)$$

Donde

a = sección transversal de la bureta

L = longitud de la muestra de suelo en el permémetro

A = sección transversal del permémetro

t_0 = instante en el que el nivel de agua en la bureta esta en h_0



t_1 = instante en el que el nivel de agua en la bureta está en h_1

h_0, h_1 = alturas entre las que se determina la permeabilidad.

La permeabilidad de carga constante, el coeficiente de permeabilidad se deduce de la siguiente expresión:

$$K = \frac{Q * L}{t * h * A} \quad (3.8)$$

Q = caudal de agua que se filtra a través del suelo en un tiempo t

L = pérdida de carga total

La permeabilidad a la temperatura T , k_T , puede deducirse a la correspondiente a 20°C , mediante la expresión:

$$k_{20^\circ\text{C}} = \frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ\text{C}}} k_T \quad (3.9)$$

$k_{20^\circ\text{C}}$ = permeabilidad a la temperatura de 20°C

k_T = permeabilidad a la temperatura T

$\mu_{20^\circ\text{C}}$ = viscosidad del agua a la temperatura de 20°C

μ_T = viscosidad del agua a la temperatura T

Pruebas in situ

Debido a los problemas asociados con la confiabilidad en las pruebas de laboratorio, se deben emplear métodos de campo cuando los valores de permeabilidad tengan gran importancia.

Método Indirecto

Cálculo de la prueba horizontal de capilaridad debido a las fuerzas capilares, el agua penetra en un suelo seco avanza con cierta velocidad, en función de la cual se puede determinar indirectamente la permeabilidad del suelo. Se usa los materiales que tienen permeabilidad comprendida entre 10^{-1} cm/seg y 10^{-5} cm/seg .

3.1.2.- FACTORES QUE INFLUYEN SOBRE LA PERMEABILIDAD

El valor de la permeabilidad depende de las características del fluido y del suelo; el tamaño de las partículas, relación de vacíos, composición, estructura y grado de saturación tienen influencia sobre la permeabilidad.



Una ecuación que refleja la influencia del fluido y de las características del suelo sobre la permeabilidad fue deducida por Taylor (1948) a partir de la ley de Poiseville. Esta ecuación se basa en considerar el flujo a través de medios porosos análogo al que se produce a través de un sistema de tubos capilares. La ecuación:

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} C \quad (3.10)$$

k = coeficiente de permeabilidad de Darcy

D_s = diámetro efectivo de las partículas

γ = peso específico del fluido

μ = viscosidad del fluido

e = relación de vacíos

C = factor de forma

La siguiente ecuación expresa la permeabilidad de los medios porosos y se conoce como ecuación de Kozeny-Carman ya que fue propuesta por Kozeny y mejorada por Carman:

$$k = \frac{1}{k_o S^2} \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} \quad (3.11)$$

k_o = factor que depende de la forma de los poros y de la relación entre la longitud de la trayectoria real del flujo y espesor del estrato atravesado.

S = superficie específica.

3.2.- FLUJO DE AGUA EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

En los suelos parcialmente saturados existen dos fluidos en los poros: agua y aire. La ley de Darcy ha sido obtenida para un solo fluido, por tanto, no es aplicable, en principio, en este tipo de suelos.

Las burbujas de aire taponan parte de los poros en que se encuentran, y no permiten el paso del líquido cuando éste es el permanente. Por ello la permeabilidad al agua de un suelo parcialmente saturado suele ser menor que la del mismo suelo saturado. Por este motivo, la permeabilidad de un suelo parcialmente saturado aumenta con el paso del tiempo durante el que está expuesto al paso del agua, porque su grado de saturación va aumentando a medida que más y más burbujas van siendo arrastradas por el agua, y a medida que el aire va siendo disuelto en el agua. El coeficiente de permeabilidad de suelos parcialmente saturados aumenta al aumentar la presión del líquido, pues esto provoca un incremento en la cantidad de gas disuelta y, por tanto, una disminución en el espacio ocupado por burbujas gaseosas.



CAPÍTULO IV

MÉTODOS PARA LA IDENTIFICACIÓN DEL CONGLOMERADO DE GRAVAS COLAPSABLES

GENERALIDADES

En este capítulo se desarrolla la metodología propuesta por Rollins, M.et al.(1994) para el conglomerado de gravas colapsables. Los métodos son indirectos y directos, que son funcionales en una región pero no necesariamente serán aplicadas en otra, ambas metodologías son útiles como guía para establecer una propia como es la propuesta por Msc Ing Erasmo Fernández que estudia las características físicas, mineralógicas, químicas, mecánicas y de resistencia mediante pruebas de compresión no confinada con muestras inalteradas de conglomerado.

4.1.- MÉTODO INDIRECTO

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

4.1.1.- PESO ESPECÍFICO VOLUMÉTRICO DEL CONGLOMERADO

Rollins, M,et al.(1994) encuentra que los suelos de grano grueso pueden ser susceptibles a colapso aunque tengan densidades altas.

Houston,S. et al(1986) indica que por su formación en zonas áridas, los suelos colapsables son de estructura panaloide con una densidad relativamente baja en suelos finos.

4.1.2.- GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS (FINOS)

La gravedad específica de un suelo se toma como el valor promedio para granos del suelo. Es un indicador del potencial de colapso de los suelos. Los estándares que rigen su obtención son ASTM D854 y ASSHTO T100.

4.1.3.- 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 significativa cantidad de montmorillonita, yeso, suelos altamente orgánicos, o materiales en los cuales el agua intersticial contiene sólidos disolubles” (como la sal en los depósitos marinos).

El agua contenida en los vacíos del suelo colapsable, le proporciona una fuerza de presión capilar o succión. No existe recomendaciones sobre rangos de estos valores, pero en las investigaciones conocida se advierten valores que van del 3% hasta 10% (ref.6), porque a partir de este contenido de humedad óptimo, al producirse el secado o saturación se anulará la fuerza de succión capilar, tal como lo experimenta Mustafaev, A. y Sadetova, E.(1983). Estos investigadores experimentan que el asentamiento por colapso depende del contenido de humedad, proponiendo la siguiente ecuación :

$$\delta_{col}(w) = \delta_{col}(W_{sat}) [(W - W_o) / (W_{sat} - W_o)]^n \quad (4.1)$$

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

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).

$$\delta_{col}(W_{sat}) = \alpha \sigma_z \beta \cos^m(\pi z / 2z_o) \quad (4.2)$$

Donde

σ_z = Presión total aplicada

α, β = Coeficientes experimentales

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

4.1.4.- GRADO DE SATURACIÓN

En suelos saturados muchas veces se le considera igual a uno, pero en realidad siempre hay poros llenos de aire. No es un buen índice para suelos que se abotagan, en donde la porosidad cambia con la humedad (Hilel,1985). Pero todo suelo se abotaga con la humedad.

El grado de saturación se puede expresar en términos de la porosidad

$$Sr = \frac{\eta \omega}{\eta} \quad (4.3)$$



$S_r < 1$, los vacíos están parcialmente llenos de agua, el sistema es de tres fases.

$S_r = 1$, todos los vacíos están llenos de agua o saturados ($\eta = \eta\omega$) se considera de dos fases.

$1 > S_r > 0$, es el caso más general de tres fases.

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

4.1.5.- RELACIÓN DE VACÍOS

La porosidad de un suelo puede variar, pues depende de la estructura del suelo y sus procesos de transformación en el tiempo. Terzaghi y Peck (1967) manifiesta que estos índices no dan conocimiento en sí de la estructura del suelo en forma masiva (las partículas de suelo y el espacio poroso existentes al mismo tiempo).

Diversos investigadores coinciden en señalar que los suelos colapsables se caracterizan por poseer una alta relación de vacíos (valor crítico de 0.8), este valor crítico corresponde especialmente a suelos con partículas finas y uniformes donde la estructura panaloide es posible. En el caso del Pie de la Cuesta, el profesor Martínez, A(1980) indicó que este índice es aproximadamente 0.3, que resulta un valor muy bajo y según refiere se debe a la presencia de minerales en la matriz.

4.1.6.- GRANULOMETRÍA DEL CONGLOMERADO

Los estándares en que se basan el análisis mecánico del tamaño de las partículas son: ASTM D421, ASTM D422, ASTM D2487, ASTM D24288, AASHTO T87, AASHTO 788. Estos tamaños patrón varían de acuerdo al país donde se utilizan. Como resultado del análisis vía tamizado, con o sin previo lavado de acuerdo a la resistencia que muestran los grumos se tiene una curva granulométrica que resulta ser sólo una aproximación de la situación real debido a las limitaciones de orden físico para obtener muestras representativas, presencia de grumos en el suelo, utilización de mallas de forma regular para medir granos de forma irregular, número limitado de mallas. De este análisis, se obtendrá los coeficientes característicos de las curvas granulométricas (coeficientes de curvatura y uniformidad) con fines de clasificación.

Tabla No 4.01: Denominaciones de la fracción gruesa, según los sistemas

	BRITÁNICO	AASHTO	ASTM	SUCS
	$\phi(mm)$	$\phi(mm)$	$\phi(mm)$	$\phi(mm)$
Grava	60-2	75-2	> 2	75 – 4.75
Arena	2 – 0.06	2 – 0.05	2 – 0.075	4.75 – 0.075
Limo	0.06 – 0.002	0.05 – 0.002	0.075 – 0.005	<0.075 finos
Arcilla	< 0.002	< 0.002	< 0.005	



a) DISTRIBUCIÓN DE PARTÍCULAS GRUESAS

En general las partículas gruesas suelen tener formas bastantes regulares en comparación a las partículas finas. La redondez se refiere a la agudeza de los bordes y canto de una partícula, otra característica es la textura superficial como es pulida, lisa, rugosa, estriada, etc.

La influencia de la forma de los granos en el comportamiento mecánico de los suelos granulares, fue tratado por Marsal,R.(1971). Describiendo un modelo discreto para suelos granulares, determinó una distribución estadísticas de las fuerzas de contacto que operan entre los granos de la masa del suelo para lo cual utiliza los siguientes principios:

- 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. 3) del arreglo de la partículas en la vecindad de cada contacto.

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.

Luego de 6 casos reportados por Rollins se tiene que el contenido de gravas esta entre el 43 a 47%, arenas entre el 28 a 45%.

Entonces el investigador resume en la Fig. (4.01) el rango de variación del contenido de finos y gruesos, donde también se encuentra un depósito aluvial licuable que posee características similares de granulometría.

Day, R. (1995) señala 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 donde para un contenido de gravas de 60% a 70%, las partículas están en contacto físico y el potencial de colapso disminuye substancialmente.

b) GRANULOMETRÍA DE PARTÍCULAS FINAS

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.

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

Luego de todos los casos analizados concluye que los finos se encuentran entre 6



y 30% esto permite desarrollar una estructura metaestable con fuerzas capilares y por otro lado evitan que aparezcan fuerzas expansivas. Erasmo Fernández Sixto (1996) encuentra en la investigación del conglomerado Colapsable de la Cano Vitor, Arequipa que el promedio de finos es de 7.33%.

Benites (1968) estableció algunos criterios para la identificación de los suelos colapsables detalla una prueba de dispersión en la que 2g de suelo se vierten en 12ml de agua destilada y el espécimen se cronometra hasta que se dispersa, tiempo de dispersión de 20 a 30 segundos fueron obtenidos para suelos colapsables de Arizona.

4.1.7.- CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS-QUÍMICAS

a) Análisis Petrográfico

Para el análisis petrográfico se realizan estudios microscópicos y macroscópicos los cuales emplean diversas herramientas, para los macroscópicos se utiliza generalmente lupas de poco aumento y para los microscópicos se emplea el microscopio, para el cual se requiere la realización de una sección delgada. La sección delgada es un corte de roca, la cual es adelgazada aun espesor tal que la luz se pueda transmitir a través de esta, la sección delgada se emplea para estudiar los minerales, su tamaño, abundancia, distribución y relaciones textuales.

Descripción macroscópica

El análisis se realiza para determinar color, textura y composición mineralógica de la muestra, donde se describen:

- **Color.-** Color en corte reciente de la muestra y el que resulta de la acción meteórica (intemperismo).
- **Textura-estructura.-** Valores definidos por la forma, cantidad y disposición de los minerales.
- **Minerales.-** Se mencionan en orden de abundancia; para las rocas sedimentarias se agrega el parámetro de aloquímicos (oolitas, pellets, intraclastos, extraclastos, biointraclastos y fósiles).

Descripción microscópica

- **Textura.-** Arreglo, tamaño y forma de los minerales, presencia de cementante y/o matriz y contenido fosilífero.
- **Contenido mineralógico.-** Principales componentes formadores de las rocas (epiclásticas, químicas y bioquímicas).
- **Clasificación.-** Nombre que reciben las rocas en función de su textura, estructura, contenido mineralógico, granulometría, cementante y/o matriz y contenido fosilífero.
- **Microface.-** Indica el medio sedimentario.



b) Análisis Químico

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

c) Análisis por Difractometría

Aunque el descubrimiento de la radiación X por el físico alemán Roentgen data del año 1895, recién en 1912 un grupo de físicos, los alemanes Laue, Knipping y Friendrich y el inglés W. L. Braga, aclararon exactamente la naturaleza de los rayos X, y los fenómenos que se producen cuando éstos inciden sobre un cristal.

La difracción es un fenómeno de dispersión de rayos X en el cual participan todos los átomos de la sustancia irradiada. La DRX se muestra muchas veces superior a cualquier otro método por su rapidez, irrefutabilidad, su carácter no destructivo y la poca cantidad de sustancia necesaria en su determinación.

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.

4.2.- MÉTODO DIRECTO

El método directo de evaluación de la susceptibilidad al colapso y de cuantificación de su magnitud son, las pruebas en el laboratorio con muestras inalteradas o compactadas (especialmente en los finos) y las pruebas de carga in situ ya sea a escala natural o escala reducida (especialmente en suelos gruesos) la magnitud del colapso depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados y del grado de saturación.

4.2.1.- PRUEBAS EDMÉTRICAS

Las pruebas edométricas para evaluar el colapso están basados en la prueba en la Presión inicial de colapso y los basados en la magnitud del colapso. Baghabra, O. et al (1996) sobre la prueba edométrica modificada para suelos aridos salinos, respecto a que la presencia de sales solubles en los suelos cementados es relevante para la ocurrencia del colapso. Sobre ello Day, R. (1996) presenta una discusión indicando que Baghabra, O. et al (1996) ha presentado un interesante documento sobre la prueba de sabkha, que contiene partículas de suelo y minerales solubles al agua tales como la halita (sal). Señala que en una prueba de edómetro convencional, no reportaron colapso de la



sabkha cuando fue sumergido en agua destilada, pero cuando el agua destilada fue percolada a través del sabkha, se produjo una significativa reducción en la relación de vacíos. Indica también que los autores atribuyen la disminución en la relación de vacíos a la disolución de la sal, que han creado vacíos que fueron comprimidos por la carga aplicada al espécimen. (ref 9)

4.2.2.- RESISTENCIA AL CORTE

El conocimiento de la resistencia al corte es indispensable en el análisis de la estabilidad de una masa de suelo. Muchos de los problemas que se presentan en mecánica de suelos requieren de la resistencia del terreno bajo esfuerzos y deformaciones. Con este fin se han desarrollado modelos y descripciones matemáticas que parten de las teorías clásicas.

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.

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo de fundación. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:

- a. Por deformación elástica de las partículas, este caso es despreciable para la mayoría de los suelos, en los niveles de esfuerzo que ocurren en la práctica.
- b. Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas, corresponde al fenómeno de la consolidación.
- c. Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo, corresponde a fallas del tipo catastróficas y para evitarla se debe hacer un análisis de estabilidad, que requiere del conocimiento de la resistencia al corte de suelo. El análisis debe asegurar que los esfuerzos de corte solicitantes son menores que la resistencia al corte, con un margen adecuado de modo que la obra siendo segura, sea económicamente factible de llevar a cabo.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO GIGANTE:

El funcionamiento de este equipo es similar al convencional, con la diferencia que las fuerzas, verticales y horizontales, son aplicadas mediante gatos mecánicos insertos en un marco metálico. Es necesario el empleo de gatos mecánicos, para poder alcanzar las tensiones de corte y tensiones verticales superiores a 7Kg/cm^2 , para poder obtener la compacidad y el ángulo de fricción interna de los materiales ensayados.



Estos ensayos muestran dificultades en calcular los parámetros de resistencia al corte, debido principalmente a que el marco metálico es una estructura muy rígida ya que la fuerza es aplicada mediante un gato mecánico, lo que tiene como consecuencia la variación del esfuerzo normal durante el transcurso del ensayo.

Un ensayo de corte convencional en ángulo de fricción interna de un suelo granular puede obtener como la arco tangente de la razón entre el valor máximo que alcanza el esfuerzo de corte y esfuerzo normal, el que permanece constante durante el ensayo. En el ensayo de corte directo gigante, en principio, el parámetro se determina análogamente, pero el valor máximo que alcanza el esfuerzo de corte no necesariamente es el mayor esfuerzo de corte y la tensión normal no permanece constante durante el ensayo. Por esta razón se optó por calcular la máxima razón entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal.

También se pueden desarrollar ensayos de corte in situ estos ensayos son análogos a los de corte directo en el laboratorio y su aplicación hoy se extiende tanto a suelos o rocas. Las dimensiones del bloque oscilan entre 40*40cm y 100*100 cm, aunque se han ensayado muestras de hasta 400*400cm. Una variante del ensayo típico, es el ensayo con saturación previa empleado usualmente en obras hidráulicas.

Algunos ensayos de resistencia a gran escala con muestras “inalteradas” de gravas se está trabajando con probetas cilíndricas talladas en terreno; unas de 60 cm de diámetro y 120 cm de altura y otras de 100 cm de diámetro y 200 cm de altura.

Los ensayos de resistencia se están realizando en el equipo triaxial de gran escala construido en IDIEM, que permite ensayar grandes probetas de suelo sometidas a presiones confinantes de hasta 300t/m² y con cargas verticales de hasta dos mil toneladas (Túnel del Metro, 3/09/04). Estos ensayos se realizan en la sección geotecnia de IDIEM y académicos del área geotecnia de la División Estructuras-Construcción-Geotecnia del Departamento de Ingeniería Civil, Chile. (ver Fig N° 4.02).

Ensayos de compresión no confinada

Existen estándares de las pruebas de compresión no confinada tanto para muestras inalteradas y re compactadas sean estas drenadas o no, pero tratan sólo para muestras de granos menores que la grava como se indica en las normas ASTM D2166 y AASHTO T208. Para las muestras obtenidas de la zona de estudio será limitado estos estándares, dichos ensayos nos proporcionan las relaciones que existen entre los esfuerzos y las deformaciones y con los resultados obtenidos se construirán gráficos similares a los propuestos por Berenzantzev, V.(1969) y Molovic,D.(1988).

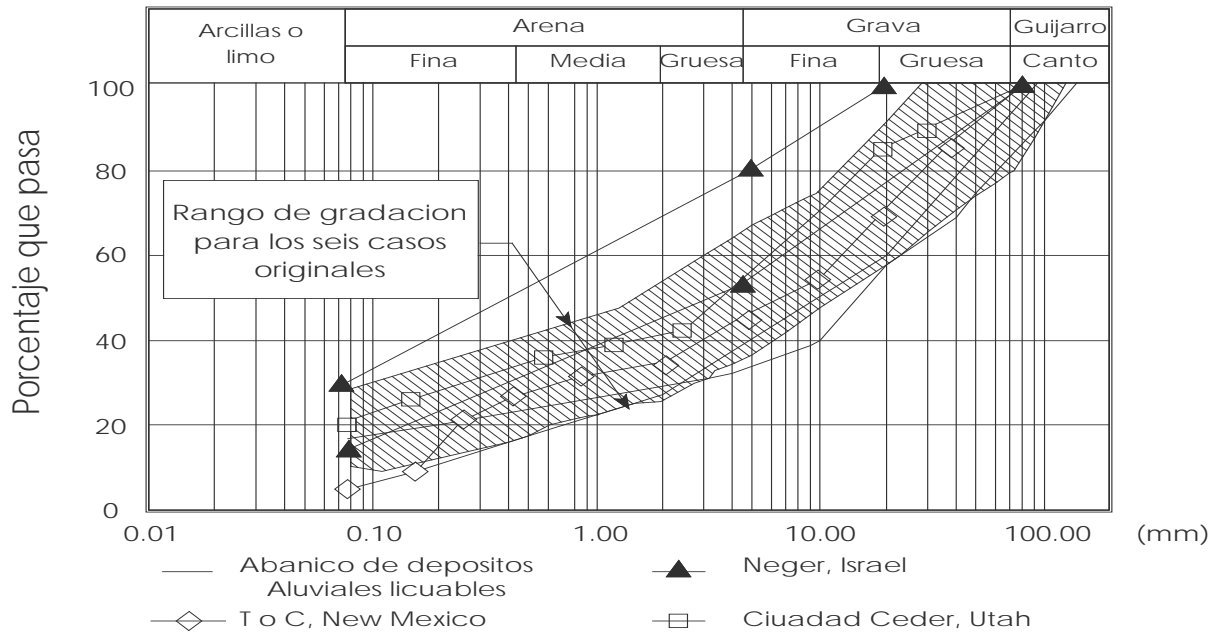


Fig. N°4.01: Curvas de la distribución promedio de granos para los seis casos originales de gravas colapsables (Rollins, M. et al. 1994)



Fig N° 4.02 : Muestra inalterada necesaria para efectuar los ensayos triaxiales



PARTE II: APLICACIÓN



CAPÍTULO V

DESCRIPCIÓN GENERAL, GEOLOGÍA, GEOMORFOLOGÍA, HIDROGEOLOGÍA Y SISMICIDAD

5.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL

El área de estudio tiene una topografía plana en su mayoría, presenta ligeras ondulaciones, accesibilidad por carreteras que hace posible su recorrido.

5.1.1.- UBICACIÓN

El estudio del conglomerado de gravas tipo colapsable están ubicadas en las Pampas de Viñani, (Fig.N° 5.01).

5.1.2.- LOCALIZACIÓN POLÍTICA Y GEOGRÁFICA

Las Pampas de Viñani, se ubica al sur de la Ciudad de Tacna y a una altitud de 420 m.s.n.m., (Fig.N° 5.02). Políticamente pertenece a:

Lugar	:	Pampas de Viñani
Distrito	:	Gregorio Albarracín
Provincia	:	Tacna
Región	:	Tacna

Geográficamente se encuentra dentro de las siguientes coordenadas:

Coordenadas: UTM

8000600 Norte al 8002200 Norte
367000 Este al 367800 Este

Coordenadas: Geográficas

Latitud : 18° 4' 44" y 18° 03' 52" Sur
Longitud : 70° 15' 24" y 70° 14' 56" Oeste

5.1.3.- CLIMATOLOGÍA

<i>Clima</i>	:	El clima es templado
<i>Temperatura</i>	:	La temperatura promedio es de 18 °C
<i>Vientos</i>	:	La dirección del viento predominante es de Este a Oeste
<i>Altitud</i>	:	420 m.s.n.m.



5.2.- GEOLOGÍA

5.2.1.- REGIONAL

La unidad estratigráfica más antigua esta dado por la Formación Chocolate del Jurásico inferior. Reposando sobre la formación el Chocolate se halla la Formación Guaneros del Jurásico medio superior que se correlaciona directamente con la Formación Ataspaca de igual litología, edad y que corresponde a la parte inferior del Grupo Yura, inmediatamente encima y en discordancia sobre Ataspaca sobreyace la Formación Chachacumani del Cretáceo inferior y correspondiente a la parte superior del grupo Yura.

La actividad volcánica más reciente está representada por los depósitos de cenizas volcánicas, que se encuentran encima de los depósitos aluvionales y debajo de las terrazas fluviales.

Los afloramientos de la serie volcánico Chocolate y Guaneros constituyen la cadena costanera y la Formación Ataspaca y la que siguen, estratigráficamente superiores se exponen en el Flanco disectado de los Andes a partir de Calientes, con excepción del volcánico Huaylillas que se propaga hasta cerca al litoral costanero.

En la Fig.N°5.03 se ilustra el mapa geológico regional y en la Fig.N°5.04 la columna estratigráfica de la zona de estudio la misma que se encuentra entre la carretera Panamericana y la línea del tren, en las figuras 5.05 y 5.06 se tiene los perfiles longitudinales y transversales

Seguidamente se detalla las unidades estratigráficas.

a) Estratigrafía

La figura 5.04 ilustra la columna estratigráfica conformada por:

a.1.- Jurásico

a.2.- Cretácico

Constituido por la Formación Chachacumane se considera perteneciente al Cretácico inferior en base de las plantas encontradas en la lutitas y por su similitud litológica con la parte superior del grupo Yura de Arequipa.

a.3.- Cretácico Terciario

La Formación Toquepala que aflora en la cuenca de Vilavilani, consiste en derrames y piroclásticos andesíticos intercalados con bancos de conglomerados volcánico y arenisca feldespática.

a.4.- Terciario

a.5.- Cuaternario



b) Estructura

A nivel regional, se puede establecer la existencia de un fallamiento en bloques que afectó mayormente las rocas, dando lugar a depresiones tectónicas tanto en el área del altiplano actual como en el sector correspondiente al Flanco disectado de los Andes y la faja costanera.

Wilson y García mencionó para el área de Pachía-Palca tres sistemas de fallas y flexuras, ellas se definen como:

Sistema de fallas de Incapuquio.

Sistema de flexuras de Puquio.

Sistemas de fallas de Chucchuco.

En el flanco SO de los cerros Magollo y Molles, transversal al valle Caplina, se considera la posibilidad de la existencia de una falla de rumbo paralela a la falla de Malpaso y Asirucone e igualmente con labio hundido al Sur. Estas dos fallas dan lugar a un fallamiento en bloques descendentes de NE a SO.

c) Rocas Intrusivas

En los cuadrángulos de La Yarada y Tacna no existen mayores afloramientos de roca ígnea intrusiva, la cual se halla extensamente expuesta en los cuadrángulos vecinos de Locumba e Ilo, situados al norte del área que nos ocupa.

5.2.2.- LOCAL

Cuaternario

a) DEPÓSITOS DE YESO (60 m)

En el área comprendida entre el Cerro Calvario por el sur y el cerro Chero por el norte, ocupando una suave depresión de la cadena costanera, existe un depósito de yeso de magnitud relativamente considerable, que han sido tomadas en cuenta en el mapa geológico como una Unidad litológica. Las dimensiones del depósito se calculan en 5 Km. de largo y un ancho promedio de 3 Km. que cubren una superficie de 15 km², los depósitos de yeso alcanzan un espesor de 1.5m. Su espesor máximo expuesto entre Punta Colorada y cerro Chero es de 60 m. Es un material no metálico muy importante. La edad de los depósitos es discutible entre el Pleistoceno y el Cuaternario reciente, pero en todo caso se acumuló antes que los depósitos de gravas y arenas que cubren la planicie costanera.



b) DEPÓSITOS ALUVIALES (100 m)

Estos depósitos están constituidos por conglomerados, arenas y arcillas no consolidadas que se intercalan irregularmente, cubriendo aproximadamente el 30% del área mapeada. Los conglomerados consisten principalmente de cantos de forma redondeada hasta sub angular de diferentes tipos de rocas volcánicas y en menor proporción de rocas intrusivas, sus dimensiones varían entre 1 y 30 cm. de sección, predominando en término medio los cantos de 10 a 20 cm.

El grosor de los depósitos aluviales varía desde pocos metros hasta más de 100 m, pues en los pozos perforados en Tacna y la Yarada para la extracción del agua subterránea, se han atravesado más de 100 m de estos materiales.

La figura 5.07 ilustra el mapa geológico local.

5.3.- GEOMORFOLOGÍA

5.3.1.- REGIONAL

En la figura 5.08 muestra el mapa geomorfológico del valle de Tacna, está constituida por:

a) Flanco Disectado de los Andes

Se identifica entre los 1,000m y 4,000m de altura sobre el nivel del mar. Esta caracterizado por presentar un relieve muy accidentado con terrenos de fuerte pendiente sobre los cuales se han entallado valles profundos y encañonados con desniveles hasta 1,500 m de altura entre el área interfluvial y el fondo del valle y cañones entre 100 y 500m de profundidad.

b) Planicie Costanera

Constituye una inmensa penillanura que se ubica entre 200m y 1,000 m.s.n.m. entre la cadena costanera y el pie del Flanco disectado, su ancho varía entre 30 y 50 m, presenta una suave inclinación del Sur y SO. Se halla presente desde el norte de Locumba hasta más allá de la frontera con Chile.

La naturaleza de la superficie varía en razón del material con que está formado, de tal forma que las Pampas situadas al noroeste de la quebrada Honda constituye conos de acumulación fluvial, formados por gravas y cantos subredondeados que aumenta de tamaño al norte y noroeste donde se encuentra las fuentes de acarreo, las Pampas del Alto de la Alianza y la superficie que se prolonga hacia el sureste no presenta cantos ni pendientes bruscas, aflorando bajo una delgada cubierta eólica los tufos de la Formación Huaylillas.



c) Cadena Costanera

Bajo esta denominación se identifica una faja de terreno montañoso, con elevaciones máximas de 300m sobre el nivel del mar. La cadena costanera va perdiendo gradualmente su elevación al noroeste a sureste hasta interrumpirse en el extremo norte del Cono deyectivo del Caplina. Hacia el sur, ya en territorio Chileno, reaparece éste accidente geográfico en el Morro de Arica.

La Cordillera de la Costa está constituida por gneis y esquistos del Paleozoico inferior y sedimentos del Paleozoico superior al norte de la localidad de Ilo, a partir de este punto, hasta el Morro de Arica afloran rocas volcánicas y sedimentarias del Triásico y Jurásico las mismas que han sido intrusionadas por rocas plutónicas del Cretácico-Terciario.

d) Litoral Marino

Constituye una angosta faja de terreno llano que se extiende entre la ribera del mar y el pie de la Cadena costanera, su ancho varía desde pocos metros en el extremo N.O. en el Morro Sama, hasta un máximo de 5km a la altura de los Cerros de la Yarada.

e) Superficie de Huaylillas

Bajo esta denominación (Wilson 1962) describe una superficie de erosión asociada con las Formaciones Huaylillas, constituyendo una pendiente estructural desarrollada en el miembro de la formación volcánica conformada por tufos compactos y macizos. Característica de esta unidad es el drenaje subparalelo que da origen a numerosas quebradas rectas labradas en forma de V.

La superficie Huaylillas es de amplitud regional, identificándose desde el norte de la Mina de Cuajone en Moquegua hasta la frontera con Chile.

Sus exposiciones más conspicuas se encuentran en Alto de Camilaca y Huanura, Cerros Caquilluco, Comilluco, Alto Grande, Los Cardos, Chero, Cerro Negro, Caramolle, Chucchuco y el Perdido, en la región de Pachía, Cerros Palca, Cobani, Redondo, en el área de Palca y Alto de la Alianza, Arunta, Chastudal, Amancaes, Espíritus y Escritos en el área de Tacna. La superficie alcanza una elevación máxima de 4,000m en su localidad típicos de Huaylillas, descendiendo hasta los 400m de altura sobre el nivel del mar en las vecindades de la ciudad de Tacna.

5.3.2.- LOCAL

La geomorfología local está constituido por:

a) Valle del Río Caplina



La cuenca del río Caplina tiene una extensión aproximada e 2,400 Km². Sus cabeceras se desplazan hasta los 5800 m.s.n.m.. Nace en la Cordillera del Barroso. Aguas debajo de Calientes, los depósitos aluviales se distribuyen sobre un piso amplio y de poca pendiente destacándose los depósitos de cenizas volcánicas suprayacentes de edad cuaternaria reciente que presentan superficies de terrazas. El curso inferior del Caplina se inicia desde la ciudad de Tacna hasta el mar, dando lugar al gran cono de deyección que constituyen las pampas de la Yarada y Hospicio.

b) Valles Afluentes

El río Caplina en el tramo comprendido entre Calientes y el mar, recibe por su margen izquierda a varios tributarios cuyos valles recortan en mayor o menor magnitud las áreas interfluviales dando lugar a diseño de drenaje dendríticos y subparalelos.

c) Quebradas Viñani y la Garita

La quebrada Viñani nace a los 420 m.s.n.m cerca de la quebrada Ventilla. La quebrada La Garita, que agua arriba toma nombres de Cauñani, Tembladera y Vidiapita, nace en la cota 4000 m.

Ambas son de cauces secos hasta los 50 m.s.n.m. a partir de los cuales conducen agua en algunas épocas del año cuando ocurren fuertes precipitaciones. Los valles formados por estos dos cursos de agua que confluyen para formar la quebrada Hospicio, son de forma subrectangular, con lechos planos escarpados desarrollados en rocas de las Formaciones Huaylillas y Moquegua, estos rasgos indican ciclos climáticos áridos y la ausencia de tributarios, con equilibrio de la erosión de fondo y la lateral.

d) Cono Aluvial del Caplina

A partir de la ciudad de Tacna el valle se ensancha para transformarse en un amplio cono aluvial ligeramente convexo y con pendientes entre 1% y 2% que da lugar a las Pampas de la Yarada y Hospicio que se propagan hasta el mar.

e) Terrazas Fluviales

En los valles Caplina, Palca, Vilavilani, la Garita y Espíritus así como en el cono aluvial existen terrazas fluviales de diversa magnitud.

La terraza más antigua y la más alta alcanza los 100m sobre el lecho de río, con menor altura siguen superficies a 60, 30 y 20m respectivamente.

Las terrazas antiguas fueron afectadas por la falla que cruza el valle Caplina y se prolonga hacia las pampas de San Francisco.

La fig 5.09 corresponde a las Pampas de Viñani zona de estudio y en la fig 5.10 se observa las características del conglomerado de gravas colapsables con humedad natural.



5.4.- HIDROGEOLOGÍA

5.4.1.- Sector Calientes-Tacna

Comprendido entre la localidad de Calientes y la Ciudad de Tacna, se caracteriza por está delimitado por la falla Calientes y la falla Arunta. En la parte alta está constituida por potentes depósitos de material dendrítico mal clasificados, con predominancia de gravas, cantos y bloques en matriz areno-limo-arcillosa, hacia la parte baja los materiales son más seleccionados, disminuyendo el tamaño de las gravas y cantos. Los aluvionales en esta zona se encuentran sobre materiales de la Formación Moquegua constituyendo un acuífero libre bastante profundo. Los caudales obtenidos en este sector fluctúan entre 25 y 18l/s.

5.4.2.- Sector Tacna –Magollo

Comprendido entre la falla Arunta y la falla Magollo. El relleno aluvional en la parte superior es aproximadamente 60m, aumentando progresivamente en la medida que se acerca más el relleno aluvional a la garganta de Mogollo.

5.5.- SISMICIDAD

La zona de subducción del Pacífico, que corre paralela a gran parte de la costa oeste de Sudamérica, es lugar frecuente de reajustes de la corteza terrestre, los cuales producen sismos de gran magnitud.

El Perú ha sufrido sismos muy fuertes de consecuencia devastadoras, y la ciudad de Tacna no ha sido ajeno a ello, pues en pasados siglos ha sido una zona de alta actividad sísmica, produciéndose intensidades de hasta grado IX en la escala de MM, por lo que es preocupante que hasta la fecha no se produzca sismos en magnitudes similares.

La fuente básica de las intensidades sísmicas es el trabajo de Silgado (1978) que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un mapa de distribución de Máximas Intensidades sísmicas observadas en el Perú ha sido presentada por PhDr Alva Hurtado (1984). La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

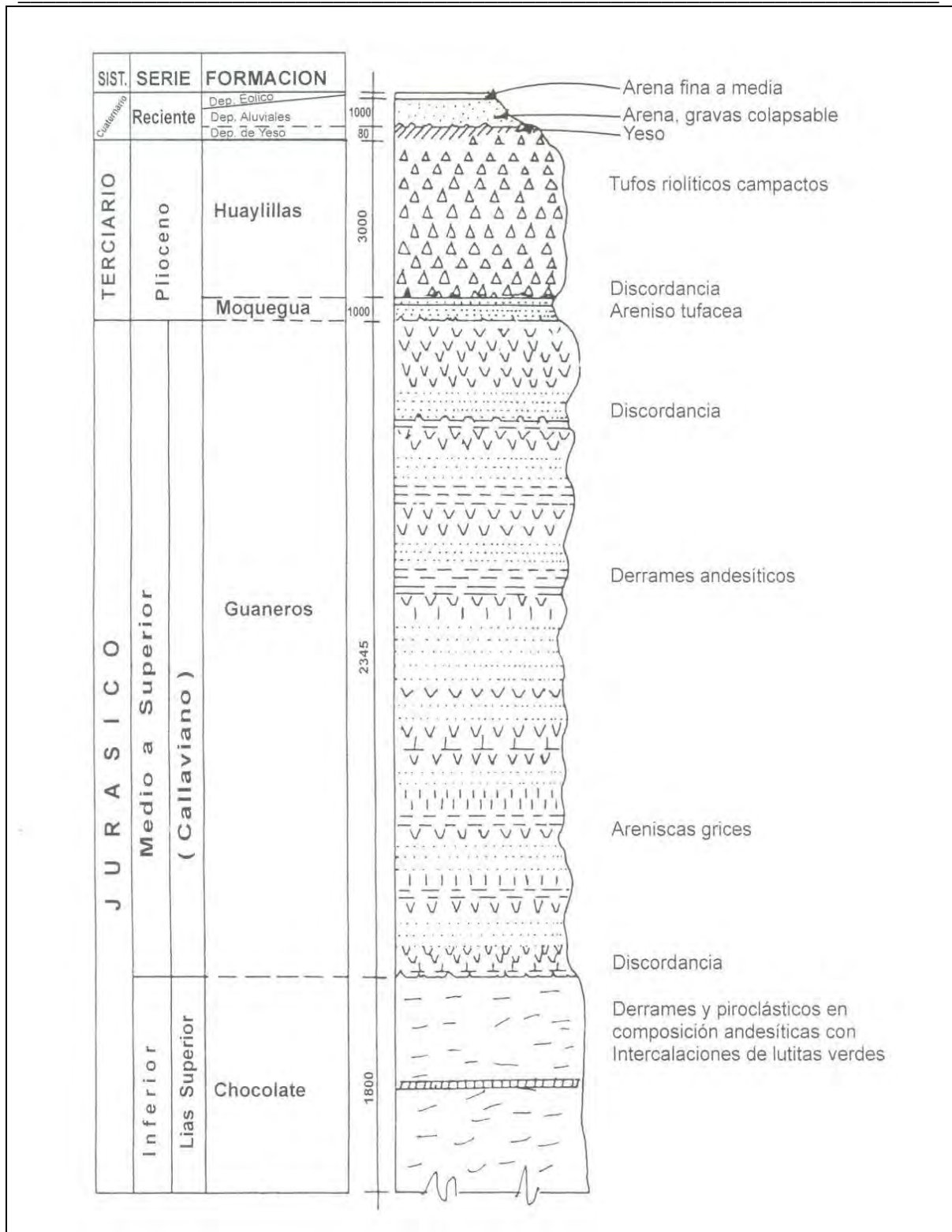


Fig.N° 5.04: Columna Estratigráfica de Tacna



Fig N° 5.09: Vista panorámica de las Pampas de Viñani.



Fig N°5.10: Corte del terreno en estudio.



CAPÍTULO VI

DESCRIPCIÓN DEL CONGLOMERADO DE GRAVAS COLAPSABLES EN TACNA

GENERALIDADES

El conglomerado ubicado en las Pampas de Viñani-Tacna está conformado por guijarros, gravas con matriz arenosa cementada con sales y sulfatos solubles, pierde su resistencia al contacto con el agua. El comportamiento de este conglomerado colapsable depende del cementante (sales y sulfatos) y matriz conformado por partículas menores que las gravas incluyéndose los finos. El tamaño máximo encontrado en la zona de estudio fue de 35cm, la proporción de bolones, guijarros y gravas superan el 60%, con una matriz (arena+finos+sales) de 26.07% como valor promedio. A continuación se muestra la conformación del conglomerado de la zona de estudio.



Fig.N°6.01: Conglomerado de la zona de estudio, conformado por guijarros, gravas con matriz arenosa + sales y sulfatos solubles.



Según recomendaciones del M.I.M.S. Alberto Martínez Vargas (1998) las gravas colapsables encontradas en las Pampas de Viñani se deben estudiar de la siguiente manera:

- a) Tratar de obtener un volumen que se representa de total de la excavación.
- b) Se separa las gravas de la matriz para encontrar diferentes pesos y volúmenes en %.
- c) En la matriz debería efectuarse una prueba de campo de su densidad natural.
- d) Y una prueba del total de la muestra de su densidad total usando el método de láminas de plástico y/u otro equivalente por simple relación de peso/volumen.
- e) Debería analizar la matriz para descripción de campo así como de los cantos cuyas características dan su índice de agudisidad.
- f) Se recomienda estudiar los artículos sobre gravas del M.I.M.S. A. Martínez Vargas y su influencia de la matriz como literatura, gravas colapsables.
- g) Efectuar una corrección para gravas $> 3''$
- h) Hacer un análisis químico de estimación y encontrar los índices para conocer el nivel de dispersión.
- i) Según la matriz debe efectuarse clasificación de colapsables,
- j) Otra prueba que debería efectuarse es su reacción en tiempo de su dispersión de una muestra en gravas y matriz colapsables.
- k) Los ensayos con el SPT no pueden ser posible por tratarse de gravas.
- l) Su presencia localizada lejos del litoral presumen que estas gravas estuviera en el fondo marino, hay lentes, como evidencia de conformaciones de los granos con sales y sulfatos.
- m) Las sales y sulfatos pueden tener dos orígenes uno continental tipo volcánico y otro marino, la tierra es marino.

6.1.- CONGLOMERADO

Etimología: del latín conglomeratum, de cum, con y de glumus, pelota.

Roca sedimentaria clástica (dendrítica) consolidada (rudita), constituida por cantos o bloques de grava ($>2\text{mm}$) en proporción superior al 50% como se indica en la tabla No 6.01. Si estos son redondeados (intensa abrasión) reciben el nombre de pudinga, si son angulosas (escasa o nula abrasión) se denomina brecha. La matriz puede ser arenosa o limo arcillosa. El cementante es predominantemente de sales y sulfatos y puede ser parcialmente calcáreo, pero también son frecuentes ferruginosos o silíceos. Los términos con relación esqueleto/matriz alta (clasto-soportados) se denominan ortoconglomerado, aquellos con relación baja (matriz-soportados) paraconglomerados. Según la composición de los clastos se diferencian conglomerados oligomícticos (composición homogénea, clastos duros y resistentes), petromícticos (composición homogénea, clastos blandos y poco resistentes) y polimícticos (heterogéneos), su densidad es intermedia, su color oscuro (tabla 6.02). Los intersticios entre los guijarros suelen rellenarse con arena o con materiales más finos. Las aguas que circulan a través de depósitos de grava pueden precipitar sílice, carbonato de calcio y óxido de hierro, que actúan como cementante, para ligar las partículas de grava entre sí y formar conglomerados.



Frecuentemente se han formado en el pasado geológico conglomerados extendidos de no mucho espesor por la invasión gradual de los mares sobre terrenos intemperizados. Hay un cierto número de subvariedades de conglomerados, como la tilita, depósito glacial consolidado no estratificado, el fanglomerado, depósito consolidado de un abanico aluvial grueso, y otros. Los componentes de los conglomerados son transportados por ríos y/o por el mar. Los conglomerados pueden formarse tanto en ambientes marinos como continentales principalmente relacionados con cauces fluviales, sistemas deltaicos y abanicos aluviales, su formación es generalmente en el ambiente fluvial.



Fig.N° 6.02: Conglomerado de la zona de estudio.



Tabla No 6.01: Definición de partículas clásticas y sus rocas sedimentarias

Nombre de la partícula	Tamaño (mm)	Nombre del sedimento	Nombre de la roca
Bloque	> a 256	Grava	Conglomerado
Guijón	64 a 256	Grava	Conglomerado
Guijarro	2 a 64	Grava	Conglomerado
Arena	1/16 a 2	Arena	Arenisca
Limo	1/256 a 1/16	Limo	Limolita
Arcilla	<a 1/256	Arcilla	Lutita

Tabla No 6.02 : Principales Propiedades de los conglomerados

Nombre de la roca, mineral piedra	Conglomerado
Tipo básico	Sedimentario
Grupo	De rocas sedimentarias
Sistema cristalino/estructura	Roca areniscas, sistema angular, de hojuelas.
Composición química	CaCO ₃
Formación u origen	Creada por la acumulación que originaron el aire y el agua.
Dureza	Carbonato de calcio con dureza 3
Textura	De grano fino.
Densidad	Intermedia.
Color	Oscuro
Brillo	Opaco
Usos	En mampostería, construcción y de ornato

La experiencia del M.I.M.S. Martínez, A.(1980) señala que el comportamiento del conglomerado (La Cano-Vitor) de gravas colapsables depende del cementante (sales y sulfatos) y de la matriz (partículas menores que las gravas). Indica que las sales y sulfatos solubles constituidos por carbonatos y sulfatos de sodios, calcio y magnesio, están en condiciones no cristalizadas sino amorfas y en estado coloidal (especialmente como carbonatos de calcio en estado pastoso), que son propensas a una disolución repentina al contacto con el agua. También señala que la composición aproximada en volumen es más del 50% cantos rodados con diámetros variables desde 6.35mm hasta 30cm, el 40% está constituido 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).

En la tabla 6.03 se observa la clasificación por granulometría (Pampas de Viñani). Presumiblemente los componentes del conglomerado en estudio fueron transportados por el río Uchusuma o por el mar dado su cercanía al litoral.

En la tabla 6.04 se tiene algunas investigaciones realizadas por M.I.M.S. Martínez A.(1980) Rollins,M.et al(1994) referente a la composición del conglomerado.



Tabla No 6.03: Clasificación por granulometría
Pampas de Viñani

Descripción			A:S.T.M. D-422		
Calicata	Cant. Muestra gr	Tamaño máx. cm	Bolonería>300mm guijarros 300mm a 75mm	Grava <75mm	Matriz arena+finos+sales
C-1	9542.7	35	25.00%	59.94%	15.06%
C-2	12039	35	20.51%	49.00%	30.49%
C-3	6919.72	30	18.00%	55.75%	26.25%
C-4	9290.00	28	10.00%	57.53%	32.47%
Promedio		32	18.37%	55.56%	26.07%

Fuente: elaboración propia

Tabla No 6.04: Gradación de los suelos
Casos reales en el mundo

No	Casos reales de gravas colapsables en el mundo	Gravas %	Arenas %	finos %	Matriz %
1	La Cano Vitor-Arequipa (Matínez A.,1980)	52.07	39.01	8.72	47.7
2	Zona de la Represa de Hawthorne-Nevada (Rollins,M.et al.,1994)	44	37	19	56
3	Planta de tratamiento de agua en Stockton-Utah (Rollins,M.et al.,1994)	47	28	25	53
4	Residencia Colinas India en Provo-Utah (Rollins,M.et al.,1994)	43	29	28	57
5	Residencia en las Colinas de Santa Catalina Tucson-Arizona (Rollins,M.et al.,1994)	45	45	10	55

Ref (16) , (17) y (24)

6.2.- CANTOS O BLOQUES DE GRAVAS

Son trozos de roca que se han desprendido de las rocas y presentan sus cantos redondeados y alisados a fuerza de rodar por las laderas de las montañas y ser impulsadas por las aguas en los lechos de los ríos, es decir han sido trituradas y pulidas por abrasión y desgaste. El canto rodado de mayor tamaño (más de 30cm de diámetro) se conoce por piedras de boleó y el de menor tamaño, por gujarros o guija.



La experiencia en U.S.A. de Siddigi et al(1987) en presas nos indican que “El tamaño grande de las partículas a menudo causan problemas en la determinación de los parámetros de resistencia por estos materiales” se refiere a los bolones, así mismo repite la observación cuando indica “No es posible preparar un espécimen por el tamaño grande de las partículas obligando a separar los guijarros, bolones y buscar otras más pequeñas para el espécimen fabricado como un nuevo suelo” artificio para poder estimar el comportamiento con bolones, lo más significativo es que se trata de resolver el problema del conjunto matriz + bolones.

El tamaño máximo del boleto encontrado en la zona de estudio fue de 35cm el mismo se ubica en la calicata C-1, C-2, la proporción de boleos y guijarros es apreciable como puede observarse en las muestras extraídas y en todo el recorrido realizado, su gran tamaño y peso fue una dificultad para la obtención de muestras inalteradas (tabla 6.03).

6.2.1.- GRAVAS

En geología y en construcción se denomina grava a las partículas rocosas de tamaño comprendido entre 2 y 64 mm, aunque no existe unicidad de criterio para el límite superior. Pueden ser producidas por el hombre, en cuyo caso suelen denominarse «piedra partida» o «chancada», y naturales. Existen también casos de gravas naturales que no son cantos rodados.

Estos áridos son partículas granulares de material pétreo de tamaño variable. Este material se origina por fragmentación de las distintas rocas de la corteza terrestre, ya sea en forma natural o artificial.

Dado el origen, cuando son acarreados por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeados. Como material suelto suele encontrarse en los márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenados por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido re transportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción que los cantos rodados, arenas limos, arcillas. La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos. Las gravas son depositadas en su mayor parte por el agua. Los dos medios de depósito más frecuentes son las aguas marinas superficiales y los cambios de velocidad en las corrientes.

La grava es un componente del conglomerado y su importancia radica cuando se refiere a gravas colapsables así tenemos algunos casos reportados en el mundo: En La Cano Vitor-Arequipa los suelos luego de una clasificación poseen

una gradación de 52.07% de gravas; otro caso se tiene en la Zona de Represa de Hawthorne-Nevada(Rollins, M.et al .,1994) tiene una gradación de 44% de gravas.



En las Pampas de Viñani-Tacna se ha encontrado que las gravas constituyen el 55.56% luego de una clasificación de acuerdo a las normas A.S.T.M D422, dichas partículas presentan diferentes angulosidad, desde el caso de bordes agudos hasta una redondez que se aproxima a la esférica.

En la Fig.No 6.03 se observa partículas de las Pampas de Viñani con diferentes angulosidades y redondez, la figura es adaptada a las indicaciones dadas por Fratelli,M.,1993.

6.3.- MATRIZ (LIMO+ARENA + SALES)

6.3.1.- ARENA

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de la roca o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2mm y 0.05mm de diámetro. El origen y la existencia de las arenas es análogo a la de las gravas las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprime casi de manera instantánea.

La matriz arenosa de la zona de estudio fue determinada de acuerdo a las normas ASTM D422 y se tiene 27.54% de arena, su color varía desde un gris claro a un oscuro, es aparentemente limpia.

6.3.2.- LIMOS

Los limos son suelos de granos finos con poco o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico con el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05mm y 0.005mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

En la zona de estudio los limos encontrados en el fondo de la excavación es mínima en comparación a nivel de la superficie del terreno que ocupa grandes extensiones y cuyo espesor aproximado es de 20cm. Los finos obtenidos fue de 4.02%.

6.3.3.- SALES

Las sales están constituidas por carbonatos, sulfatos de sodio, calcio, magnesio, solubles etc las características químicas es un aspecto importante en la susceptibilidad al



colapso ya que las partículas finas desarrollan fuerzas de carácter eléctrico variables al contacto con el agua. Así tenemos que los carbonatos de calcio son propensos a una disolución repentina al pasar del estado seco al húmedo. El humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales solubles. Las filtraciones de agua de lluvia en las Pampas de Viñani en la actualidad es casi nula solo por escasos periodos durante los meses de mayo a julio se presenta la denominada “garúa”; algunos historiadores refieren que en décadas pasadas se produjeron lluvias torrenciales que ocasionaron la formación del “Quebrada del diablo”(N-O). Basada en esta realidad se solicitó un análisis químico de las muestras obtenidas de la zona de estudio al laboratorio de la Facultad de Química de la Universidad Nacional del Centro del Perú y LASA “Ingenieros”, los resultados obtenidos de 65312ppm de sales solubles son considerables en relación a suelos en condición normal. El potencial de hidrógeno promedio es 7.2 es decir la muestra global no presenta indicios de solubilidad.

A continuación se muestran 03 tablas, la primera se refiere al análisis químico realizado con muestras de la zona de estudio, la segunda corresponde a una información recopilada de la Pampas de Viñani, finalmente se vio por conveniente adicionar las recomendaciones dadas por el Reglamento nacional de edificaciones.



Fig.N°6.03: Partículas con diferentes angulosidades y redondez



a) Angulosas



b) Poco angulosas



c) Poco redondeadas



d) Redondeadas



e) Bien redondeadas



Tabla No 6.05: Análisis químico-Pampas de Viñani

Descripción	Centro de salud	Colegio Viñani	a 300m de L.T.
	18/08/2004	14/10/2005	20/05/2008
	C-1	C-2	C-3
Ph	6.80	6.80	8.10
CL	39091.10ppm		
SO4	499.51ppm		
SST	65312.00ppm		
Ca		610.22ppm	5.50%
Mg		641.8ppm	7.90%
Na		98028ppm	3.50%
K		161.92ppm	3.50%

C: calcata, L.T. : línea de tren

Tabla No 6.06 : Análisis de sales Solubles

Calicata	%	Ppm
C-01	5.84	58400
C-05	3.38	33800
C-09	0.3	3000
C-13	2.16	21600
C-16	3.08	30800
C-17	4.08	40800
C-20	2.02	26200
C-21	1.24	12400
C-23	0.22	2200
C-24	2.12	21200

Ref.(21)

Tabla No 6.07: Agresividad química del suelo de cimentación

PRESENCIA EN EL SUELO	PPM	GRADO DE ALTERACIÓN	OBSERVACIÓN
	0- 1000	Leve	
Sulfatos	1000- 2000	Moderado	Ocasiona un ataque químico al concreto
	2000- 20000	Severo	de la cimentación.
	> 20000	Muy severo	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos
Cloruros	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia
			por lixiviación
Totales	> 15000	Perjudicial	

Ref(25)



CAPÍTULO VII

RESULTADOS EXPERIMENTALES

GENERALIDADES

En base a estudios realizados en los capítulos anteriores el trabajo se centrara en identificar las propiedades y proporcionar una metodología para el conglomerado especial. Las pruebas fueron realizadas en el laboratorio con muestras inalteradas extraídas del campo con un peso de 6kg a 20kg.

Para la propuesta del modelo se considera lo siguiente: análisis de sus propiedades físicas generales, distribución granulométrica, análisis de las partículas gruesas, análisis petrográfico, análisis químico, análisis por difracción, relación esfuerzo-deformación, resistencia y prueba del grumo.

Las pruebas de colapso y otras con muestras gigantes no fueron realizadas debido a su alto costo y poca disponibilidad de los equipos.

7.1.- PROPIEDADES FÍSICAS GENERALES

Con la finalidad de obtener las propiedades físicas generales, se realiza un muestreo de campo en la Pampas de Viñani, se efectuaron 04 calicatas, se extrae bloques de 10 Kg aproximadamente los cuales son trasladados al laboratorio del CISMID en condiciones inalteradas. Los detalles se incluyen en el Anexo 1. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla No 7.07.

El valor del peso específico volumétrico es superior a los 2gr/cm^3 , muestra que el suelo no es liviano, el conglomerado de gravas tiene características de roca, no es posible que posea una estructura panaloide, tal como conceptualiza Dudley, J. (1970) para suelos colapsables.

La gravedad específica obtenida con muestras de la matriz fue ligeramente elevada 2.53 a 2.71.

La humedad obtenida se encuentra entre 0.44 a 3.05 % en este aspecto se cumple la hipótesis de Dudley J. por encontrarse este suelo en una región árida propia del Sur del Perú. La presencia del agua en este suelo es escasa.

La relación de vacíos es muy baja 0.09 a 0.24 lo cual indica que el suelo no posee una estructura panaloide.



7.2.- GRANULOMETRÍA Y PARTICULAS GRUESAS

a) Distribución granulométrica

Durante la exploración de campo se ha verificado que el suelo posee bolones, guijarros bloques los cuales se encuentran embebidos en gravas con matriz arenosa.

El análisis granulométricos, con los resultados de las pruebas ejecutadas en el CISMID cuyos detalles se incluyen en el Anexo 2 tiene tres partes primero se encontró que los guijarros y mayores de 3” representa el 18.37% del peso total del suelo, mientras que la porción representada por las gravas que son aproximadamente el 81.63%,(tabla No 7.02). Esto nos ayuda a una clasificación adecuada del suelo ya que el estándar ASTM - D2487 sólo considera para tal efecto a las partículas menores de 3”.

En segundo lugar, se realizó el análisis de la distribución granulométrica solo para la porción del suelo con partículas menores de 3”, donde existe en promedio de 68.42% de gravas, 27.54% de arenas y 4.03% de finos (limos y sales), con un 0.251% de error (tabla No 7.03). esto sirvió para la clasificación del suelo en el sistema SUCS.

El profesor Martínez,A.(1995) analizando diversas experiencias como la chilena, propone denominar a las partículas mayores como Bo, la propuesta se adopta en este trabajo por adecuarse más a nuestra realidad. Por lo tanto, se denomina a los guijarros, bolones y bloques como (Bo) y habiéndose clasificado a las partículas menores como gravas mal graduadas con presencia de finos no plástico, se concluye que la masa total del suelo es : (GP, GW)+Bo.

De acuerdo con la Fig N° 4.01 respecto al rango de gradación de los suelos gravosos colapsables propuestos por Rollins, M. et al. (1994,1995) se puede decir que los porcentajes obtenidos de la investigación respecto a las gravas y arenas se encuentran dentro del rango referido mas no las partículas finas que se encuentran fuera del rango propuesto por Rollins.

b) Partículas gruesas

Las partículas gruesas, pueden ser descritas por su caracterización visual de acuerdo al estándar D2488 del ASTM, ver Fig N° 6.03.

Estas partículas se encuentran envueltas dentro de una fracción gravosa, sin contacto directo entre ellas, entonces no se desarrollan fuerzas de fricción granular. 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.



7.3.- CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS- QUÍMICAS

a) Análisis Petrográfico

Descripción Macroscópica

La muestra corresponde a una roca volcánica de coloración negruzca débilmente magnética. Presencia de salmueras como parte del material cementante entre cantos rodados.

Descripción Microscópica

Las plagioclasas (andesita, oligoclasa) son los más abundantes en la muestra, cristales euhedrales, subhedrales con hábitos tabulares y primáticos zonados con tamaños menores a 4mm. Se encuentran formando parte de la roca acompañados de feldespatos y minerales ferromagnesianos. Se observa una débil corrosión selectiva en algunos cristales por parte de la matriz. Representan aproximadamente el 63% del total de la muestra. Los feldespatos potásicos son muy escasos, ver Fig N° 7.01; en la Fig N° 7.08 se observa la matriz del conglomerado (arenas, limos y sales).

b) Análisis químico

Se proporcionó muestras al Consultor Miguel Pasache y a la Universidad Nacional del Centro del Perú, laboratorio de la Facultad de Química.

Se encontró que el conjunto tiene un comportamiento ligeramente ácido por que el pH promedio llega a 7 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 aniones. Observándose la ausencia de carbonato sueltos y nitrógeno. Esto nos indica que el suelo posee propiedades de un material salino libre de minerales útiles (Tabla No 6.05).

El ensayo se realizó tomando sólo la fracción menor a 0.076mm, ya que las fuerzas de cementación están dadas por lo minerales floculados en esa porción. Los resultados obtenidos de los dos laboratorios se adicionan en el Anexo 4.

c) Análisis por Difractometría

La caracterización mineralógica se realizó mediante la técnica de Difracción de Rayos X (DRX). Este ensayo fue solicitado al INGEMMET. El difractograma correspondiente se encuentra en el anexo 5.

La sal gema o sal de roca de origen sedimentario formado por cristales de cloruro de sodio está conformado por 9.34%. La anortita es un aluminosilicato de calcio, se encuentra



generalmente en rocas metamórficas procedentes de caliza sometidas a metaformismos de contacto. También se puede encontrar en rocas ígneas, constituye el 49.16% en la zona de estudio.

7.4.- ESFUERZO-DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA AL CORTE

a) Ensayo de compresión no confinada

Para la evaluación de 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 Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Los resultados se encuentra en el Anexo 6.

Debido a los altos costos que significa realizar ensayos in situ se optó por los ensayos de laboratorio antes mencionado. En las Fig N° 7.03 al 7.05. Las muestras moldeadas de forma que contengan todas las fracciones del conglomerado es definitivamente dificultoso, se aliso la parte superior e inferior para iniciar el ensayo como se muestra en la figuras. La relación de altura y diámetro escapan de las normas ASTM D2166 para suelos cohesivos que regulan relaciones entre 2 y 2.5. Por estos motivos los valores obtenidos podrían estar sobrevaluados ya que la resistencia a la compresión se incrementa cuando la relación altura-diámetro disminuye.

b) Relaciones Esfuerzo-Deformación

Con los datos de carga y deformación contenidos en el Anexo 6, se han obtenido los esfuerzos y deformaciones unitarias respectivas, las que se resumen en la tabla No 7.06.

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 Fig N° 7.02.

Las muestras que fue ensayada con la humedad natural de 0.46% colapsa a un esfuerzo de 14.83kg/cm². La deformación unitaria respectiva es 3.15%, que corresponde sólo a las propiedades elásticas pudiéndose comprobar que es relativamente baja. En la Fig N°7.02 se puede evaluar las deformaciones que corresponden al esfuerzo geostático de 15 kg/cm² que corresponde a una columna de suelo de 70m y un peso específico aparente de 2.2tn/m³.

c) Relaciones esfuerzo-contenido de humedad.

Los resultados de la relación esfuerzo-contenido de humedad obtenidos en los ensayos de compresión simple se encuentran en las tablas No 7.07 y graficados en la Fig N° 7.03.



Para efectuar la curva de ajuste se ha considerado 03 muestra y se puede observar que conforme se incrementa la humedad los esfuerzos de fisuramiento y falla total van disminuyendo. Se ha tratado de representar de manera similar a la propuesta por Milovic, D. (1998).

En el grafico resultante se observa que para una humedad superior al 5% el suelo falla teóricamente para un esfuerzo nulo, también se observa que para una humedad casi nula el esfuerzo de falla total se hace elevado. Por tal motivo se podría suponer que el agua capilar no es un factor preponderantemente entre las fuerzas ligantes entre las partículas.

Finalmente para un esfuerzo geostático de 15 kg/cm² se obtienen una humedad aproximada.

Tabla No 7.01: Propiedades físicas del conglomerado de gravas “Pampas de Viñani”

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4
Muestra	M-1	M-1	M-1	M-1
Peso específico volumétrico (γ_m) gr/cm ³	2.49	2.36	2.43	2.33
Gravedad específica (G_s)	2.61	2.53	2.63	2.71
Contenido de humedad (ω) %	1.69	1.40	3.05	0.44
Relación de vacíos (e)	0.24	0.14	0.09	

Tabla No 7.02: Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla de 3" como divisor

Calicata	Muestra	Partículas >3" (%) Gujarros, bolones y bloques	Partículas <3" (%) Gravas, arenas, limos y sales
C-1	M-1	25.0	75
C-2	M-1	20.51	79.49
C-3	M-1	18	82
C-4	M-1	10	90.00
Promedio		18.37	81.63

Tabla No 7.03: Distribución granulométrica de la porción menor de 3"

Calicata	Muestra	SUCS	No4<Gravas<3" %	No200<arenas<No4 %	Limos, sales<No200 %	Error %
C-1	M-1	GP	64.95	31.87	3.18	0.493
C-2	M-1	GW	76.85	20.69	2.46	0.253
C-3	M-1	GW	54.87	40.56	4.57	0.228
C-4	M-1	GP-GM	77.02	17.07	5.91	0.033
Promedio			68.42	27.54	4.03	0.251



Tabla No 7.04: Distribución granulométrica de la muestra total considerando malla No 4 como divisor

Calicata	Muestra	Gravas y mayores > No 4 (5)	Matriz < No 4 (%)			
			Arenas	finos	total	
C-1	M-1	64.95	31.87	3.18	35.05	-
C-2	M-1	76.85	20.69	2.46	23.15	-
C-3	M-1	54.87	40.56	4.57	45.13	-
C-4	M-1	77.02	17.07	5.91	22.98	-
Promedio		68.42	27.54	4.02	31.58	-

Tabla No 7.05 : Constitución Mineralógica

No	Mineral	Fórmula	%
1	Anortita	$(Ca,Na)(Al,Si) 2Si_2 O_8$	49.16
2	Amorfo	-	24.32
3	Halita	NaCl	9.34
4	Augita	$Ca(Mg,Fe)Si_2 O_6$	8.22
5	Hematita	$Fe_2 O_3$	4.67
6	Yeso	$CaSO_4 2H_2 O$	2.24
7	Rodonita	$MnSiO_3$	1.12
8	Hidromolisita	$FeCl_3 6H_2 O$	0.93

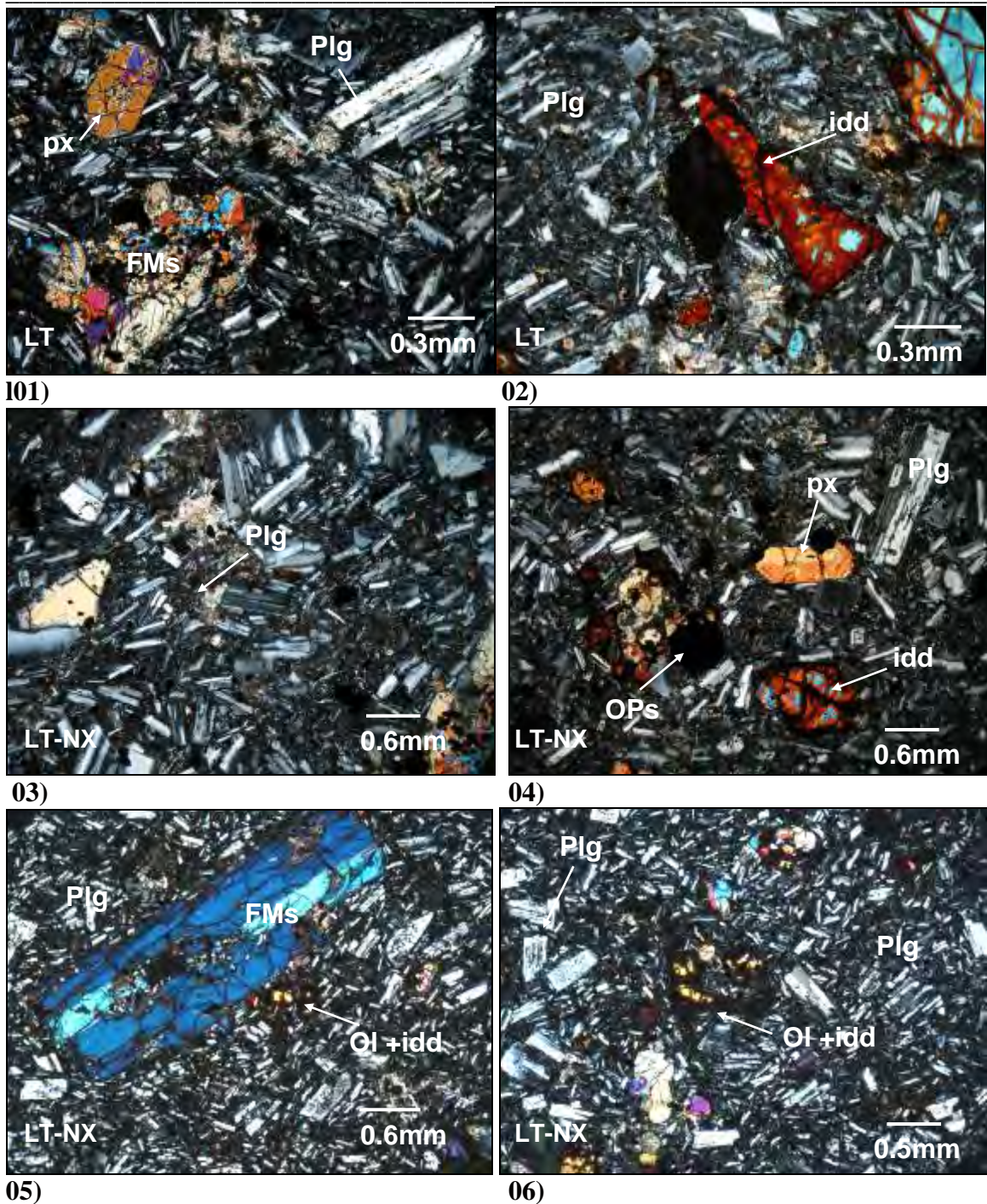


Fig.N°7.01: Fotomicrografías 01 a 06.- Presencia de minerales ferromagnesianos (FMs) como piroxenos (px) y olivinos (ol) reemplazados por iddingsita (idd). La matriz presenta abundantes plagioclasas (Plg) y minerales opacos (OPs).

LT: Luz transmitida, Nicos paralelas y cruzadas (N/- NX).



Tabla No 7.06: Esfuerzos y deformaciones unitarias de las pruebas de compresion no c

M-1			M-2			M-3			M-4		
Lectura mm	Deformacion %	Esfuerzo kg/cm2	Lectura mm	Deformacion %	Esfuerzo kg/cm2	Lectura mm	Deformacion %	Esfuerzo kg/cm2	Lectura mm	Deformacion %	Esfuerzo kg/cm2
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	0.02	0.09	0.05	0.02	0.31	0.05	0.02	0.24	0.05	0.09	0.31
0.15	0.07	0.17	0.15	0.07	0.47	0.15	0.05	0.47	0.15	0.18	0.47
0.3	0.14	0.35	0.3	0.14	0.78	0.3	0.10	0.94	0.3	0.36	0.78
0.45	0.22	0.44	0.45	0.20	1.09	0.45	0.15	1.3	0.45	0.50	1.09
0.6	0.29	0.61	0.6	0.27	1.48	0.6	0.20	1.65	0.6	0.63	1.48
0.75	0.36	0.70	0.75	0.34	1.9	0.75	0.25	2.12	0.75	0.81	1.9
0.9	0.43	0.87	0.9	0.41	2.35	0.9	0.30	2.47	0.9	0.95	2.35
1.05	0.50	1.05	1.05	0.48	2.99	1.05	0.35	3.18	1.05	1.22	2.99
1.2	0.57	1.22	1.2	0.55	3.46	1.2	0.40	3.65	1.2	1.40	3.46
1.35	0.65	1.40	1.35	0.61	4.25	1.35	0.45	4.24	1.5	1.63	4.25
1.5	0.72	1.57	1.5	0.68	4.72	1.5	0.50	4.6	1.8	1.76	4.72
1.8	0.86	2.09	1.8	0.82	6.12	1.65	0.55	5.18	2.1	1.99	6.12
2.1	1.00	2.62	2.1	0.95	7.86	1.8	0.60	5.54	2.4	2.12	7.86
2.4	1.15	3.14	2.4	1.09	8.91	1.95	0.65	6.01	2.7	2.30	8.91
2.7	1.29	3.75	2.7	1.23	10.15	2.1	0.70	6.25	3	2.40	10.15
3	1.43	4.97	3	1.36	12.02	2.25	0.75	6.48	3.3	2.48	12.02
3.3	1.58	5.58	3.3	1.50	13.58	2.4	0.80	6.6	3.6	2.53	13.58
3.6	1.72	6.46	3.6	1.64	15.73	2.55	0.85	6.95	3.9	2.66	15.73
3.9	1.86	7.15	3.9	1.77	17.47	2.7	0.90	7.19	4.2	2.76	17.47
4.2	2.01	8.11	4.2	1.91	18.22	2.85	0.95	7.54	4.5	2.89	18.22
4.5	2.15	8.64	4.5	2.05	20.01	3	1.00	8.25	4.8	3.16	20.01
4.8	2.29	10.03	4.8	2.18	21.88	3.3	1.10	8.48	5.1	3.25	21.88
5.1	2.44	10.91	5.1	2.32	23.75	3.6	1.20	8.96	5.4	3.44	23.75
5.4	2.58	11.78	5.4	2.45	25.3	3.9	1.30	9.43	5.7	3.62	25.3
5.7	2.72	13.26	5.55	2.52	10.46	4.2	1.41	9.54	6	3.66	10.46
6	2.87	13.96				4.5	1.51	9.66			
6.3	3.01	14.40				4.8	1.61	9.43			
6.6	3.15	14.83				5.1	1.71	6.48			
6.9	3.30	13.52									

NOTA: LA IMPRESIÓN ES EN EL SENTIDO HORIZONTAL

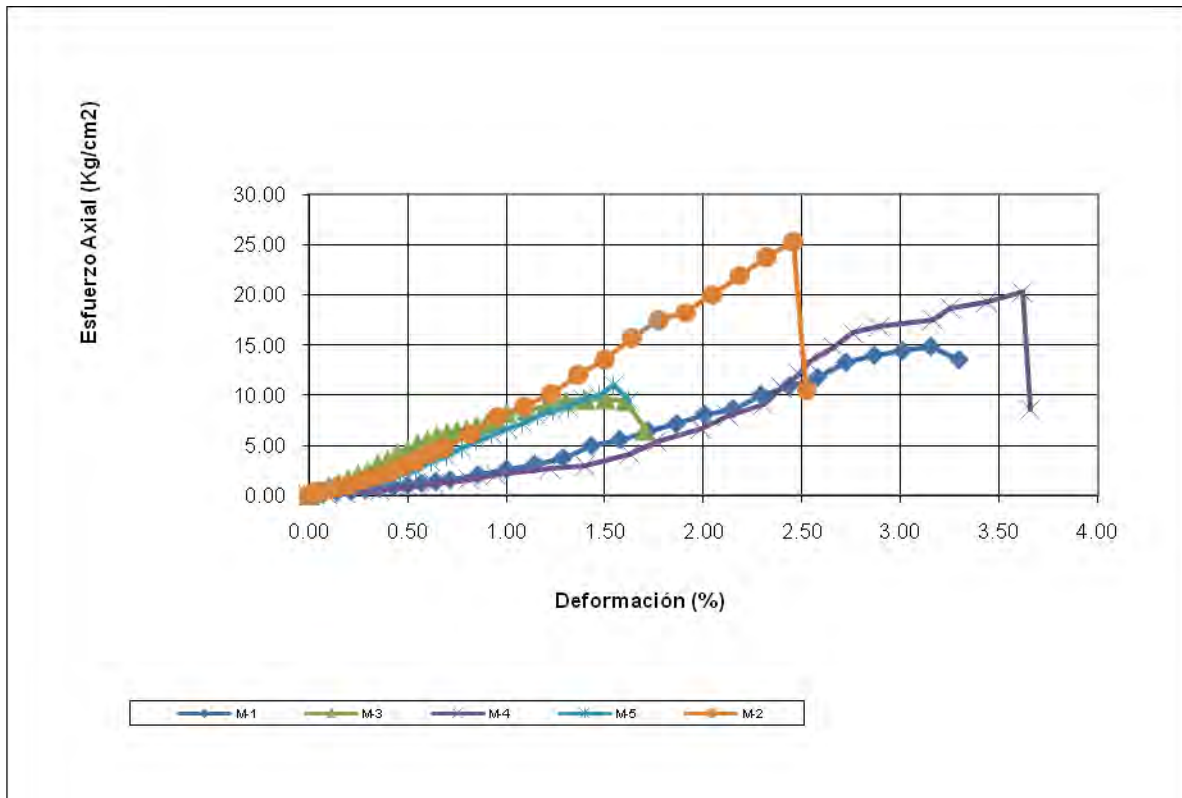


Fig.Nº 7.02: Relación esfuerzo –deformación de la prueba de compresión simple

NOTA: LA IMPRESIÓN ES EN EL SENTIDO HORIZONTAL



Tabla No 7.07: Relación entre los esfuerzos de fluencia a la compresión simple y la humedad

Muestras	Humedad %	Esfuerzo de fluencia o falla total (Kg/cm ²)	Esfuerzo de fisura o rotura (Kg/cm ²)
M-1	0.46	14.83	0.44
M-4	0.97	20.26	1.85
M-5	1.85	10.97	2.12

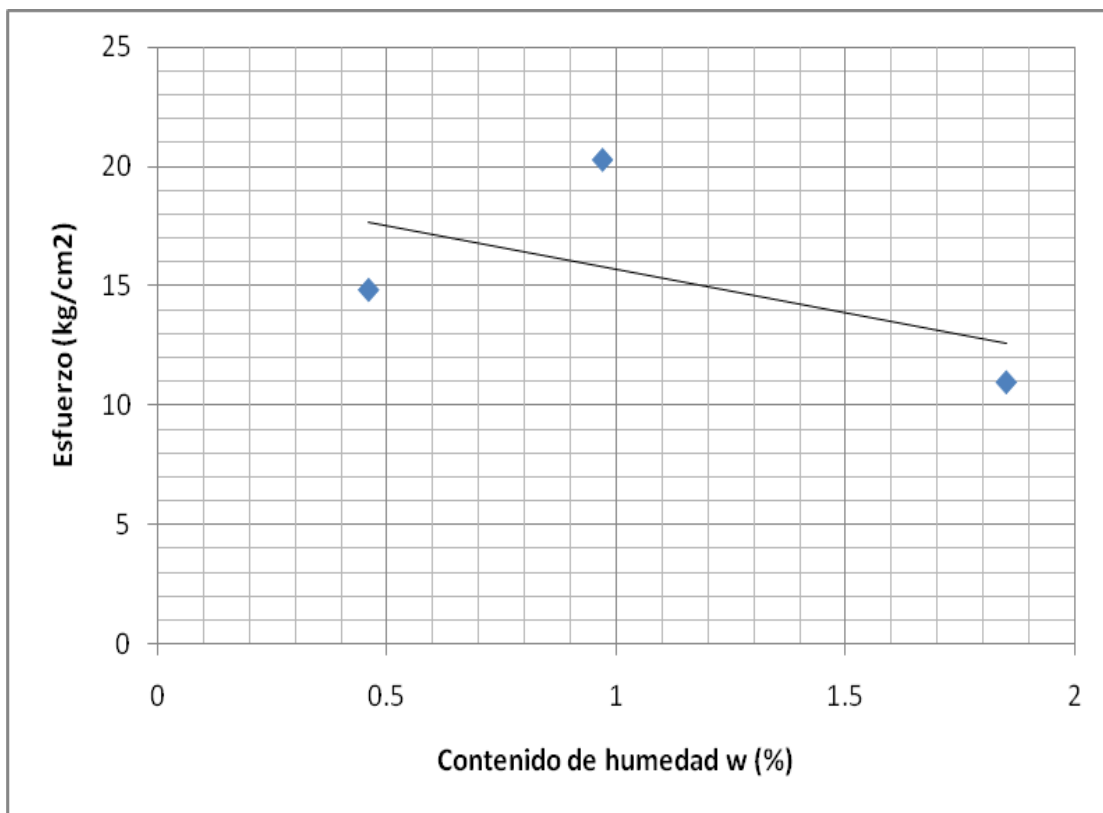


Fig.N° 7.03 :Relaciones de esfuerzo de fluencia y el contenido de humedad



Fig.Nº 7.04: Colocado de la muestra en el equipo de compresión simple antes de iniciar el ensayo



(a)Muestra ensayada con falla en forma de cuña



(b) Falla de la muestra en el sentido vertical



(c) Muestra colapsada

Fig.N° 7.05: Muestras ensayadas (a), (b) y (c)



7.5.- Prueba del grumo

La prueba del grumo es una regla práctica para la identificación de una grava colapsable recomendada por el M.I.M.S Alberto Martínez Vargas. Para efectuar la prueba se colocan 02 muestras dentro de un recipiente con agua a continuación se observa que se forma una nube de partículas coloidales alrededor de la muestra (fig 7.09), en el campo se observa muestras que retienen humedad con manchas blancas (fig 7.08), los resultados del experimento se reportan a continuación.

Tabla No 7.08 : Experimento practico para la identificación de un conglomerado colapsable:

Muestra	Peso (gramos)	Tiempo de colapso	Observación
M-1	273.71	4hr 10min (100%)	A los 15 minutos comienza a desintegrarse la muestra
M-2	276.42	4hr 25min (100%)	



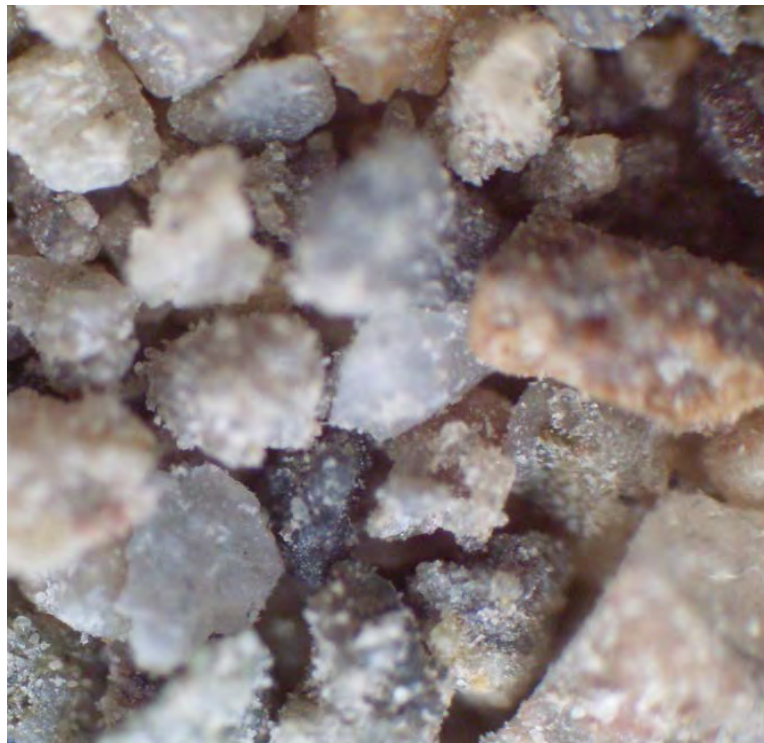
Fig.N° 7.06: Muestras con manchas blancas (sales) que han ocasionado el rompimiento



Fig.N° 7.07: Experimento para la identificación del conglomerado colapsable



(a)



(b)

Fig.N° 7.08: Vistas microscópicas de la matriz del conglomerado colapsable (a) y (b). La vista corresponde a muestras de la zona de estudio.



CONCLUSIONES

- a) De la investigación del conglomerado especial se concluye que se trata de un conglomerado colapsable puesto que reúne las características para su identificación como son bajo contenido de agua, la estructura no es macro porosa porque la relación de vacíos es baja, la estructura no está mal acomodada y es de naturaleza cementada por sales. Complementariamente fue necesario conocer las características mineralógicas, esfuerzo-deformación y la resistencia al corte. Estas pruebas proporcionan datos con bastante precisión y resultan satisfactorias por su velocidad, bajo costo y porque se cuenta con equipos en el medio.
- b) El conglomerado especial en la zona de estudio está constituido por partículas mayores y menores de 3". Dentro de esta última fracción se cuantifica un 68.42% de gravas, 27.54% de arenas y 4.02% de finos. Por lo anterior se ha clasificado al suelo como una grava pobremente graduada y bien graduada con bolonería (Bo), GP+Bo y GW +Bo en el método SUCS, adaptado a la recomendación del Ing Martínez, A. (1995), la omisión de la bolonería conduciría a errores.
- c) Las partículas que conforman el conglomerado especial no desarrollan fuerzas de fricción al no tener contacto directo entre ellas, el comportamiento colapsable depende de su matriz. La falla se inicia en el contacto del material grueso y la matriz.
- d) Respecto al contenido de humedad de las muestras ensayadas se obtuvo 0.44% a 3.05% que son resultados similares a los siete casos reportados por Rollins, M. Otro indicador fue la relación de vacíos bastante pequeña cuyos resultados son 0.09 a 0.24.
- e) Los ensayos de compresión no confinada se efectuó con muestras inalteradas relativamente grandes, tratando de tomar en cuenta todas las partículas conformantes. El conglomerado especial muestra alta resistencia al corte en estado seco (20.26 kg/cm²).
- f) La petrografía macroscópica y microscópica practicada muestra la apariencia de una roca poco consolidada, constituida por la presencia de minerales Ferromagnesianos (FMs) como Piroxenos (PX) y Olivinos (Ol) reemplazados por Iddingsita (idd). La matriz presenta abundante plagioclasas (Plg) y minerales Opacos (Ops). Las características 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 0.076mm está constituida esencialmente por dos minerales cementantes: Oligoclasa-andesita(49.16%), Halita (9.34%), Augita (8.22%), Yeso (2.24%) y en menor cantidad la Hidromolisita (0.93%). 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.

RECOMENDACIONES

- a) Se recomienda realizar ensayos con muestras gigantes utilizando equipos de corte directo y triaxial. Las pruebas deben ejecutarse en estado seco y húmedo, evitar la humedad superior al 5% produce corrimiento y colapsa, en estado seco las muestras presentan una alta cohesión aparente en el corte.
- b) Es recomendable analizar la constitución mineralógica de la fracción menor de 0.076mm donde existen sales solubles y la fracción mayor 3". También es necesaria la identificación del conglomerado especial a través de la constitución granulométrica.
- c) Es recomendable continuar con el estudio de conglomerados especiales ubicados en la Pampas de Viñani y en los diferentes puntos del país a fin de evitar daños.
- d) Es necesario contar con personal calificado para la instalación de agua y desagüe en la Pampas de Viñani, una mala conexión de la red matriz conduciría a reducir la resistencia del conglomerado y por consiguiente su colapso.
- e) Una regla práctica que recomienda el profesor Martínez para la identificación de una grava colapsable es:
 - analizar su granulometría y el aporte de los finos de la matriz.
 - Determinar la composición de la matriz usando pruebas prácticas como la del grumo, en el laboratorio observar una muestra dentro del agua, si se forma una nube de partículas coloidales alrededor de la muestra el suelo es colapsable y en el campo por las manifestaciones típicas de las sales y sulfatos, por ser solubles, sabor, manchas blancas, retención de humedad en los suelos finos, y deslizamientos violentos por humedecimientos, etc permite determinar cualitativamente su presencia.



REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

- (1) Anderson, S. y Remier, M.1994. Collapse of saturado Soil due to reduction in confinement. Journal o Goetchnical. Engineering ASCE, 121(2),216-218.
- (2)Alva Hurtado, J. 1982. Un aparato para realizar ensayos de Permeabilidad y de fractura Hidráulica en el Campo. IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Chiclayo, Perú.
- (3)Alva Hurtado J.,Meneses J.,y Guzmán V.1984. Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú. V Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Tacna, Perú.
- (4)Bowles, J.1979.Manual de laboratorio de suelos de Ing Civil. Edición española. editorial Mc Graw.Hill Latinoamericana S.A.
- (5)Bowles,J.1979.Propiedades geofísicas de los suelos .Edición española, editorial Mc Graw –Hill. Latinoamericana S.A.
- (6)Clemence, S. y Finbarr, A. 1981. Desing Consideration for Collapsible Soil. Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE Vol 107.
- (7) 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 de Octubre-03 Noviembre.
- (8)Fratelli, M.1993..Suelos,Fundaciones y muros. Venezuela.
- (9)Fernández Sixto, E. 1997.Investigación del Conglomerado Colapsable de La Cano Vitor-Arequipa. Primera Edición. Lima, Perú.
- (10) Jaen H. –Sotomayor C. 1976. Estudio geológico y geomorfológico curso medio e inferior del valle de Tacna. Ministerio de Agricultura de Tacna y Moquegua. Tacna, Perú.
- (11)Jenning, J y Knight, K.1957. The Additional Settlement of fundation Due to a Collapse of Structure of Sandy Soils on Welting.Proceding of the 4º International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. London. Vol 1, p 316-319.
- (12)Jenning, J y Knight, K. 1975. A Guide to Construction on with Materials Exhibiting Additional Settlements Due to “Collapse of grain structure”. Proceedings, Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Johannesburg.
- (13)Juárez, E. y Rico, A. 1963. Mecánica de suelos. Décima reimpresión 1985.Editorial Limusa, S.A. de C.V. México.



- (14) Karl Terzagui y Ralph B. Peck. 1980. Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica. Editorial El Ateneo S.A. Cuarta reimpresión. New York.
- (15) Lambe, T. y Whitman, R. 1969. Mecánica de suelos. Edición española 1993. ed. Limusa S.A. Grupo Noriega Editores.
- (16) Martínez Vargas, A. 2003. Gravas Colapsables. Boletín Técnico M.I.GN°7 (L.g.g.a-170). Lima, Perú.
- (17) Martínez Vargas, A. 2007. Gravas Colapsables y sus Efectos en el Proyecto Majes, Sigwas-Arequipa. Boletín Técnico M.I.G N°16 (L.g.g.a-188). Lima, Perú.
- (18) Martínez Vargas, A. 2006. Estudio Geotécnico del deslizamiento Compuesto Gloria, Sigwas-Arequipa. Lima, Perú.
- (19) Martínez Vargas, A. 2006. Tratamiento del deslizamiento Compuesto Gloria S.A. Lima, Perú.
- (20) Martínez Vargas, A. 1990. Deslizamiento compuesto del Pie de la Cuesta, Irrigación La Cano Vitor. L.g.g.a-100. Lima, Perú.
- (21) Mamani Juan, Calderon Tomas. 2003. Estudio de la estabilidad del suelo Pampas de Viñani III Etapa, para la ejecución de Pavimentos. Tesis. UPT. Tacna, Perú.
- (22) Rollins, M. et.al 1991. Discussion of Simple Disturbance of Cemented Collapsible Soil. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117, 1856-1859.
- (23) Rollins, M. et.al 1994. Identification and Characterization of Collapsible Gravels. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(3), 528-542.
- (24) Rollins, M. et.al 1995. Closure of Identification and Identification and Characterization of Collapsible Gravels. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(6), 511-512.
- (25) Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Reglamento nacional de edificaciones, 2006, Perú.
- (26) Peck, R. et.al. 1968. Ingeniería de Cimentaciones. Edición Española. Ed. Limusa, S.A. Grupo Noriega, editores.
- (27) XVII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, 2009. Geotecnia G-17, G-10, Chiclayo, Perú.
- (28) Silgado E., 1978. Historia de los sismos más notables ocurrido en el Perú (1513-1974). Instituto de Geología y Minería; Boletín N°3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería Geológica. Lima, Perú.