



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería

DETERMINACIÓN DE LAS CAUSAS DE LA INCLINACIÓN Y FISURAMIENTO DE UN  
CONJUNTO DE EDIFICIOS. ESTUDIO DE CASO

**TESIS COLECTIVA**

Que como parte de los requisitos para obtener el título de Ingeniero Civil

**Presentan:**

Andrés Casal Alonso  
Alejo Iván Osornio Lugo  
Efrén Malagón Ávila

**Dirigido por:**

El M en C. Darío Hurtado Maldonado

SINODALES

M en C. Darío Hurtado Maldonado  
Presidente

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. Eduardo Rojas González  
Secretario

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. J. Jesús Alonso Mota  
Vocal

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. Alfredo Pérez García  
Suplente

\_\_\_\_\_  
Firma

Ing. Javier Alejandro Gómez Sánchez  
Suplente

\_\_\_\_\_  
Firma

Centro Universitario  
Querétaro, Qro.  
Fecha  
México

**A todas las personas que tienen ganas de salir adelante y lo hacen, a ellos.**  
Universidad Autónoma de Querétaro

## **AGRADECIMIENTOS**

A nuestros padres que siempre nos acompañaron y apoyaron en todo

A nuestros compañeros de carrera que hicieron más fácil y alegre el camino por esta casa de estudios.

A la Universidad Autónoma de Querétaro por ser un centro serio de difusión, no solo de ciencia, sino de cultura y formación para la vida.

A nuestros profesores, por ayudarnos y hacer más digerible la información científica necesaria para nuestro desarrollo profesional.

## **RECONOCIMIENTOS**

Se da un especial reconocimiento al Dr. Eduardo Rojas González y a su equipo de trabajo, quienes facilitaron información para la realización de esta tesis, además de asesoría y el trato amable y respetuoso que tuvo siempre con nosotros.

Un reconocimiento y agradecimiento especial a M. en C. Darío Hurtado Maldonado por la asesoría a la hora de realizar esta tesis, además organizarnos y mantenernos en tiempo para la entrega de la misma, y por el excelente trato que tuvo, no solo con nosotros, sino con cualquier alumno que necesitara algo, haciéndolo siempre de buena gana y con amor a la profesión.

## INDICE

	<b>Página</b>
Resumen.....	i
Summary.....	ii
Dedicatorias.....	iii
Agradecimientos.....	iv
Indice.....	v
Indice de cuadros.....	vi
Indice de figuras .....	vii
Introducción.....	2
Antecedentes generales.....	5
Objetivo.....	6
Hipótesis.....	6
Metodología.....	7
1 Problemas relativos a la mecánica de suelos no saturados.....	8
1.1 Suelos potencialmente expansivos.....	12
1.2 Suelos colapsables .....	14
1.3 Problemas relacionados con la resistencia a esfuerzo cortante .....	18
1.4 Deslizamiento de talud .....	20
1.5 Excavaciones .....	22
1.6 Problemas de subsidencia .....	23
2. Descripción del área de estudio	
2.1 Ubicación Geográfica.....	26
2.2 Geología .....	28
2.3 Geología del sitio en estudio.....	30
2.4 Daños encontrados .....	30
2.5 Estudios anteriores.....	34

2.51 Estudio 1, Enero 2003.....	34
2.52 Estudio 2, Abril 2004.....	35
2.53 Estudio 3, Junio 2004.....	36
2.54 Estudio 4, Julio 2004.....	37
2.55 Estudio 5, Agosto 2004.....	37
2.56 Estudio 6, Septiembre 2004.....	39
2.57 Estudio 7, Septiembre 2007.....	40
2.6 Resumen de estudios anteriores.....	41
3. Trabajos de campo.....	44
3.1 Exploración.....	44
3.2 Grado de compactación.....	44
4. Trabajos de laboratorio.....	46
4.1 Clasificación del suelo.....	46
4.2 Peso específico de sólidos.....	47
4.3 Ensaye de dispersión.....	47
4.4 Ensayes de corte directo.....	48
4.5 Ensayes triaxiales.....	50
4.6 Ensayes de expansión-colapso.....	52
4.7 Ensayes de compactación.....	55
5. Causas del desplome y agrietamiento.....	57
5.1 Capacidad de carga.....	57
5.2 Humedades del terreno.....	57
5.3 Revisión del muro de contención.....	59
5.4 Movimientos por expansión-colapso.....	61
5.5 Evaluación de asentamientos.....	63
6. Conclusiones y recomendaciones.....	73
7. Referencias.....	76

## INDICE DE CUADROS

<b>Cuadro</b>		<b>Página</b>
2.1	Comparativa de Parámetros importantes en distintos Estratos.....	38
4.1	Resultados para la clasificación del suelo.....	46
4.2	Pozo 1, profundidad 0.70 mts.....	53
4.3	Pozo 1, profundidad 3.0 mts.....	53
4.4	Pozo 1, profundidad 3.7 mts.....	53
4.5	Pozo 2, profundidad 0.70 mts.....	54
4.6	Pozo 2, profundidad 2.55 mts.....	54
4.7	Pozo 3, profundidad 1.30 mts.....	54
4.8	Grados de compactación del suelo.....	56
5.1	Estratigrafía y humedades obtenidas por sondeos con pala posteadora.....	58
5.2	Revisión de muros de contención.....	60
5.3	Incremento de esfuerzos en el centro de cimentación.....	62
5.4	Incremento de esfuerzos en esquina de cimentación.....	62
5.5	Relación profundidad asentamiento.....	65

## INDICE DE FIGURAS

Figura		Página
1	Esquema de distorsión angular por asentamientos del terreno.....	4
1.1	Foto en la que se aprecian los daños presentados en el CRIQ.....	9
1.2	Acero de refuerzo afuera del concreto en fraccionamiento ubicado en villas de Santiago de la ciudad de Querétaro.....	10
1.3	Proceso constructivo del fraccionamiento jardines del Valle al poniente de la ciudad de Querétaro, que favoreció la infiltración de agua en estratos arcillosos.....	11
1.4	Fraccionamiento al poniente de la ciudad de Querétaro inundado después de unas torrenciales lluvias.....	12
1.5	Problemática esquematizada de suelos expansivos.....	13
1.6	Perfil estratigráfico de un suelo arcilloso expansivo de Jurica, Querétaro.....	14
1.7	Comportamiento de suelo colapsable sometido a humedecimiento bajo un esfuerzo de 2 ton/m <sup>2</sup> .....	15
1.8	Estructuras típicas de suelos colapsables.....	17
1.9	Gráfica de Gibbs que relaciona el límite líquido y el peso unitario seco para determinar si un suelo puede o no ser colapsable.....	18
1.10	Ejemplo de empuje de tierra contra un muro de sótano.....	20
1.11	Inestabilidad de talud en la vialidad Boulevard de las Américas frente al parque hundido de la ciudad de Querétaro.....	21
1.12	Fotografía de una excavación.....	23

1.13	Fotografía que muestra un hundimiento del terreno.....	24
2.1	Mapa del sitio en estudio.....	26
2.2	Agrietamiento en zigzag cercano a una ventana.....	27
2.3	Foto en la que se observa la inclinación de uno de los edificios.....	27
2.4	Mapa geológico general de Querétaro.....	28
2.5	Plano de zonificación Geológica y localización de fallas activas de la zona metropolitana y del valle de Querétaro...	29
2.6	Inclinación de uno de los edificios de estudio.....	31
2.7	Foto de un agrietamiento interior de uno de los edificios....	32
2.8	Foto de grieta en estacionamiento.....	32
2.9	Estratigrafía, cortes y presaturación de los edificios.....	34
3.1	Localización de los sondeos.....	45
4.1	Clasificación del suelo en pozo 1.....	48
4.2	Clasificación del suelo en pozo 2.....	49
4.3	Ensayes de corte directo pozo 1.....	50
4.4	Ensayes de corte directo pozo 3.....	51
4.5	Ensayes triaxiales en material saturado pozo 1.....	52
4.6	Ensayes multitriaxiales humedad natural pozo 1.....	53
4.7	Presión de expansión del material pozo 1.....	55
5.1	Ensaye de colapso en material compactado.....	67
5.5	Asentamientos del suelo en función del tiempo.....	68



## **Resumen.**

En esta tesis se analizan las causas de la inclinación y fisuramiento de un conjunto de edificios denominado Qronos IV. Primero se aborda la problemática que presentan los suelos en general en esta región, para después analizar una serie de estudios realizados por laboratorios especializados en la mecánica de suelos, los cuales fueron solicitados por la empresa constructora, algunos antes de la construcción y los demás al verse la problemática de los edificios. Posteriormente se menciona un programa de exploración y pruebas complementarias debido a las dudas que dejaron los estudios anteriores, para a partir de estos estudios tener la certeza de que los datos obtenidos son correctos, y de éstos comenzar a probar o descartar las hipótesis de las causas de la inclinación y fisuramiento.

Palabras clave: geotecnia, deslizamiento de talud, muros de contención, capacidad de carga, suelos expansivos, suelos colapsables, asentamientos diferenciales, suelos no saturados.

## INTRODUCCIÓN

Muchos de los problemas derivados en la industria de construcción tienen su origen en el suelo de cimentación. Si bien es cierto, el suelo es un material complejo que varían sus propiedades en el espacio y en el tiempo, lo que dificulta su caracterización; generalmente las problemáticas asociadas a él se derivan de una mala investigación de las propiedades físicas y mecánicas del mismo, lo que trae como consecuencia diseños insuficientes o equivocados. Es por lo anterior que debe hacerse un estudio de mecánica de suelos muy minucioso y de calidad que respalde los ensayos y conclusiones de los especialistas de esta área del conocimiento ingenieril, de lo contrario es muy probable que la estructura tenga comportamientos inadecuados que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura.

El comportamiento del suelo depende muchos factores los cuales podemos englobar en dos grupos; el primero de ellos son todas sus características propias del suelo como son: el tipo de suelo, su estructura, su historia previa de esfuerzos, su consistencia, condiciones de humedad e hidráulicas. El segundo grupo tiene que ver a las condiciones de esfuerzo a las que es sometido durante la edificación de la estructura o las modificaciones de contorno, humedad etc.

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo-deformación de los materiales estructurales tales como el acero y el concreto son hoy suficientemente bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse en el laboratorio con razonable grado de confianza.

La deformación de la mayoría de los suelos aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, si no

que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. Es cierto que los materiales estructurales también muestran una pequeña capacidad para seguirse deformando bajo carga constante; sin embargo, desde el punto de vista del ingeniero civil, estas deformaciones en los materiales estructurales son de menor importancia y, en general, contribuyen a producir distribuciones de esfuerzo más favorables, en contraste, el proceso de deformación de las arcillas inicia al aplicar la carga, pero finaliza mucho tiempo después y por lo tanto, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde de su construcción sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente en forma correcta el comportamiento de los suelos.

La compresión (o expansión) o deformación volumétrica, es el proceso por el cual la masa de suelo cambia de volumen manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala en el espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia pero se mantiene su posición relativa. (Juárez B. E. y Rico R. A. 1976)

El problema de agrietamiento en las estructuras por problemas de cambios volumétricos, colapso, fenómeno de subsidencia o ubicación de las estructuras en zonas de alto riesgo, ha generado un gran número de pérdidas económicas que generan inconformidades sociales debido a que para muchas personas su casa es su único patrimonio.

Toda estructura diseñada debe comportarse adecuadamente sin importar las características del suelo; sin embargo, hay muchas estructuras que presentan agrietamientos de diferentes magnitudes. Estos agrietamientos se deben a que la estructura una vez construida, conforme transcurre el tiempo, se ve sujeta a deformaciones de diferente origen y que no fueron consideradas al momento de diseñar. La presencia de deformaciones altas, resultan nocivas para las estructuras cuando éstas son diferenciales. (Bani et al, 2003)

Debido a la anterior situación, el ingeniero civil, y sobre todo el especialista en geotecnia, se deben enfrentar constantemente a casos en los que algunos edificios ya presentan distorsiones angulares y por ende agrietamientos notorios, en estos casos se debe ser muy crítico para valorar la situación para poder decidir si es aplicable una solución que evite o disminuya las distorsiones presentes y que estas no vuelvan a suceder en un futuro o en una construcción que presente las mismas características de suelos. Para lo que es necesario analizar a conciencia los estudios de suelo que se han hecho y, si es necesario, pedir los estudios que hagan falta.

Al presentarse consolidaciones (suelos saturados), colapsos del suelo (limos con relación de vacíos alta) o fenómenos de compresibilidad (suelos no saturados), la cimentación presenta movimientos en las partes donde existe una mayor concentración de cargas (figura 1), donde se presenta una concentración de humedad después o simplemente donde el suelo queda con unas propiedades no óptimas para la carga que está cayendo sobre él por medio de la cimentación, que como sabemos es la parte de una edificación que está en contacto directo con el suelo y traslada las cargas de el edificio a la masa de suelo.

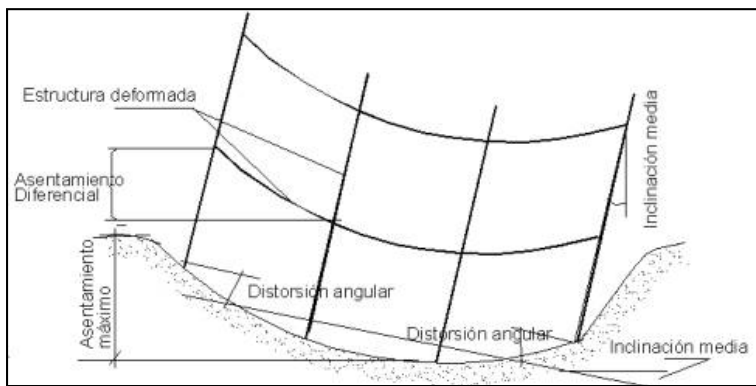


Figura 1 Esquema de distorsión angular por asentamientos en el terreno

### Antecedentes generales

Sobre una ladera localizada al norponiente de la ciudad de Querétaro se construyeron cuatro edificios habitacionales de cuatro niveles. Para alojar estos edificios se realizaron cortes y rellenos de hasta 6 m y se colocaron muros de contención con el sistema de tierra armada. Para desplantar los edificios se colocó un relleno de material compactado con espesores de hasta 1.4 metros. Sobre el relleno se colocó una losa de cimentación y sobre ella se construyó la estructura a base de muros de carga. A los pocos meses de terminados, los edificios comenzaron a mostrar inclinaciones en diferentes direcciones además de fisuras y daños en sus acabados. Paralelos a los muros de contención aparecieron fisuras con aberturas de hasta 2 cm.

Al momento de iniciar este trabajo, se habían realizado varios estudios de mecánica de suelos, uno antes de empezar la construcción de los edificios, y los demás cuando se empezaron a observar las grietas y la inclinación de mismos.

Al analizar estos estudios se pudo observar que tenían muchas deficiencias, lo que hace dudar de los resultados dados, aunque en dichos estudios la capacidad de carga y algunos factores parecen haber sido determinados correctamente, pues en todos los estudios se concluye que la capacidad de carga del suelo permite que la cimentación hecha tenga un comportamiento aceptable.

Se consideraron como probables causas el deslizamiento de la ladera, la pérdida de resistencia del suelo debido a su humedecimiento, un mal funcionamiento de los muros de carga. Las opciones de solución del problema fueron la sub-excavación y el anclaje de los muros de contención.

En este trabajo se presentan algunos resultados de los estudios previos, las contradicciones e imprecisiones en que incurren así como los resultados de ensayos adicionales realizados sobre muestras extraídas del sitio que muestran claramente las causas de la inclinación de las estructuras.

Este estudio pone en claro que algunas de las personas o compañías a cargo de los estudios de mecánica de suelos no están capacitadas para realizar estos trabajos lo que genera grandes pérdidas de dinero a varios constructores

### **Objetivo**

El objetivo del presente estudio es determinar las causas de agrietamiento y desplome de los edificios del complejo de edificios Qronos IV, además de proponer una solución que sea técnica viable para evitar este tipo de problema en posibles construcciones futuras y para solucionar el problema de las ya existentes.

### **Hipótesis**

Se cuenta con varias hipótesis para explicar este tipo de comportamiento de los suelos, las que estudiaremos y trataremos de eliminar o confirmar son:

-Falla por capacidad de carga: esta hipótesis nos habla de que el suelo donde se cimenta la estructura no tiene la capacidad de carga suficiente para soportar el peso de la misma.

-Inestabilidad en los muros de contención: esta hipótesis trata de explicar el problema pensando que el muro de contención que se encuentra en el fraccionamiento no funciona de forma correcta, lo cual a la larga “empujó” los edificios haciendo que se ladearan y agrietaran.

-Presencia de material expansivo o colapsable bajo la cimentación: esta hipótesis explica el problema suponiendo que, al menos parte del suelo donde se desplantan los edificios, tiene problemas de expansión colapso, lo que acarrea la problemática de los mismos.

-Asentamiento: esta hipótesis supone que se dio un asentamiento diferencial debido a las características del suelo, lo que creó una inclinación y la aparición de grietas.

### **Metodología**

La metodología de este trabajo de investigación fue:

-Se conoció del problema del complejo Qronos IV, a través de platica inductiva a cargo del Dr. Eduardo Rojas González y del M en C. Darío Hurtado Maldonado.

-Procedimos a visitar el sitio para observar directamente la problemática, la cual es bastante clara, los edificios se están inclinando, lo cual promueve la aparición de grietas en los mismos, y esto genera el descontento de los vecinos.

-Posteriormente nos empapamos de los estudios previos hechos por otras compañías dedicadas a la mecánica de suelos y a los muros de contención.

-Debido a que los datos proporcionados por las compañías variaban ampliamente, decidimos hacer algunos estudios por nuestra cuenta.

-Se analizaron los datos de los estudios y se compararon con los que ya se tenían, teniendo así la certeza de la veracidad de los resultados, evitando huecos o la posible invención de resultados de parte de las empresas anteriores.

-Se analizó cada una de las problemáticas con los datos anteriores, de lo cual se podía ver la posibilidad de que fuera o no la causa de los problemas.

-Se proponen soluciones a la problemática observada con conceptos claros y tomando en cuenta la viabilidad económica y técnica.

## **1. Problemas relativos a Mecánica de suelos no Saturados en la región.**

La ciudad de Querétaro se localiza en una región semiárida, en donde la evapotranspiración es mayor que la precipitación media anual. Por lo anterior las problemáticas que se presentan en la región, en lo referente al suelo de cimentación, están asociadas a los suelos no saturados.

Los suelos no saturados, son suelos que en su composición física tienen tres fases: la fase sólida, la fase líquida y la fase gaseosa, y son susceptibles a sufrir incrementos o decrementos en su contenido de agua generándose distintos comportamientos del suelo dependiendo de constitución mineralógica, estructuración, peso específico entre otros. En los suelos no saturados el agua dentro de los poros está tensión (succión) y su variación afecta las propiedades de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, un adecuado programa de ensayos de laboratorio debe contemplar la variación del contenido de agua para determinar parámetros apropiados de diseño (Zepeda 2004).

A nivel nacional, Querétaro se conoce por la problemática de los suelos potencialmente expansivos (suelo no saturado) y a la Universidad Autónoma de Querétaro se le reconoce por los estudios realizados en este ámbito desde la década los 80's por los equipos de trabajo liderados por el M en I. José Alfredo Zepeda Garrido.

Actualmente en la región, no es exclusiva la problemática de los suelos expansivos, ya que debido al crecimiento acelerado de la población se han generado gran cantidad de desarrollos habitacionales fuera del valle, ubicándose en zonas de ladera o en otro tipo de suelos. Lo que ha traído consigo problemáticas asociados a los suelos colapsables, problemas de estabilidad de taludes y fenómenos de subsidencia por sobre-explotación de los mantos acuíferos.



También se reconoce que el mal comportamiento de las estructuras no obedece directamente a la naturaleza del suelo, hay otros factores que han sido determinantes en los problemas que se han presentado entre ellos podemos mencionar:

- a) Un recurrente rechazo a no realizar los estudios antes de la ejecución de la obra. Es claro que normativamente esto está cambiando ya que es obligación contar con los estudios requeridos que soporten la obra; sin embargo, aun persiste la idea de invertir lo menos en esta etapa. Un ejemplo de esto es el CRIQ el cual tuvo que ser demolido representando un costo económico importante para los Queretanos.



Figura 1.1 Foto en la que se aprecian los daños presentados en el CRIQ

- b) Un programa insuficiente de exploración, muestreo y ensaye en laboratorio. Hay laboratorios que se sujetan a la propuesta técnica – económica inicial y no realizan un reprogramación del muestreo o de ensayos con base a las características de los estratos de suelos encontrados, debido a que esto genera mayor costo y mayor tiempo.

Además muchos laboratorios enfocan su energía en una caracterización de propiedades físicas y no en las propiedades mecánicas requeridas para el diseño. Además de no considerar el efecto de la variación del agua en estas propiedades.

- c) Mala ejecución del proyecto constructivo y mal control de calidad de la obra. Se ha encontrado proyectos claramente especificados en las memorias de diseño y planos, sin embargo, se ha comprobado en algunos proyectos, que lo construido no corresponde a lo proyectado. Por ejemplo hay proyectos donde la cimentación no cumple con el espesor de diseño, e inclusive el armado se localiza en la frontera del concreto y el terraplén del relleno.

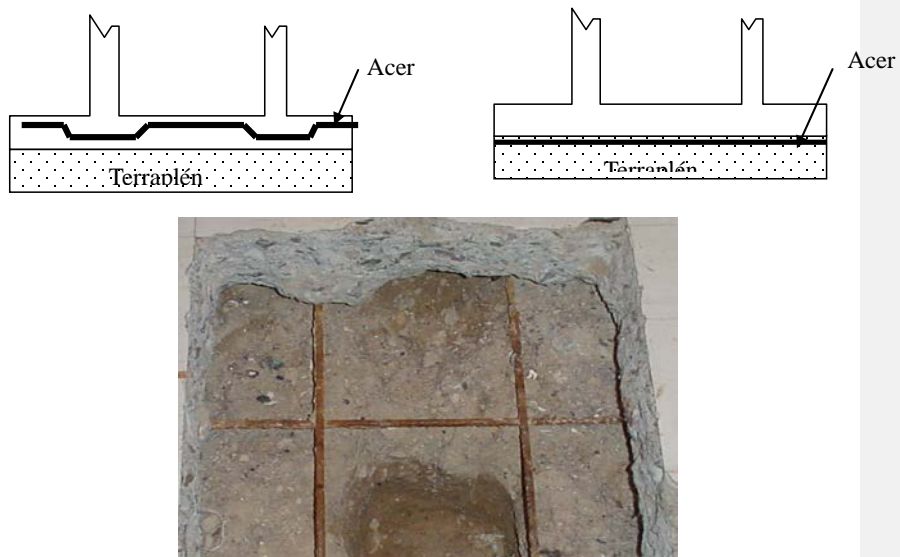


Figura 1.2 Acero de refuerzo fuera del concreto. Fraccionamiento ubicado en villas de Santiago de la Ciudad de Querétaro.

- d) Mal manejo del agua superficial y de tuberías. Un buen diseño de una estructura debe contemplar la condición crítica del suelo, es decir considerar el posible humedecimiento del suelo. Además de haber una estricta supervisión en la instalaciones hidrosanitarias y un manejo adecuado del agua superficial para evitar infiltraciones al subsuelo; sin embargo, es frecuente encontrar tuberías rotas, procesos constructivos que favorecen la infiltración de agua y niveles inapropiados del terreno

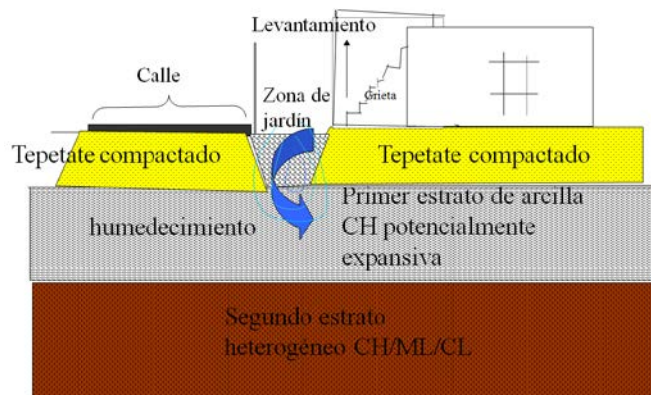


Figura 1.3 Proceso constructivo, del fraccionamiento Jardines del Valle al poniente de la Ciudad de Querétaro, que favoreció la infiltración de agua a los estratos arcillosos



Figura 1.4 Fraccionamiento al poniente de la Cd. De Querétaro inundado después de unas torrenciales lluvias.

### **1.1 Suelos potencialmente expansivos.**

Los suelos no saturados que al hidratarse aumentan su volumen son conocidos como suelos expansivos. Este tipo de suelos presenta una problemática muy amplia, lo que requiere adoptar medidas estructurales tomando en cuenta este problema, algunas personas aseguran que todos los suelos no saturados son expansivos en algún grado, y que simplemente varía la presión de expansión de éstos, es decir, todos los suelos aumentan (al menos en un inicio) su volumen al hidratarse, pero depende del tipo de material el grado de expansión de éste (Zepeda 2004).

En la figura 1.5, se esquematizan algunos de los problemas más comunes en las casas habitación que están desplantadas sobre un suelo de tipo expansivo.

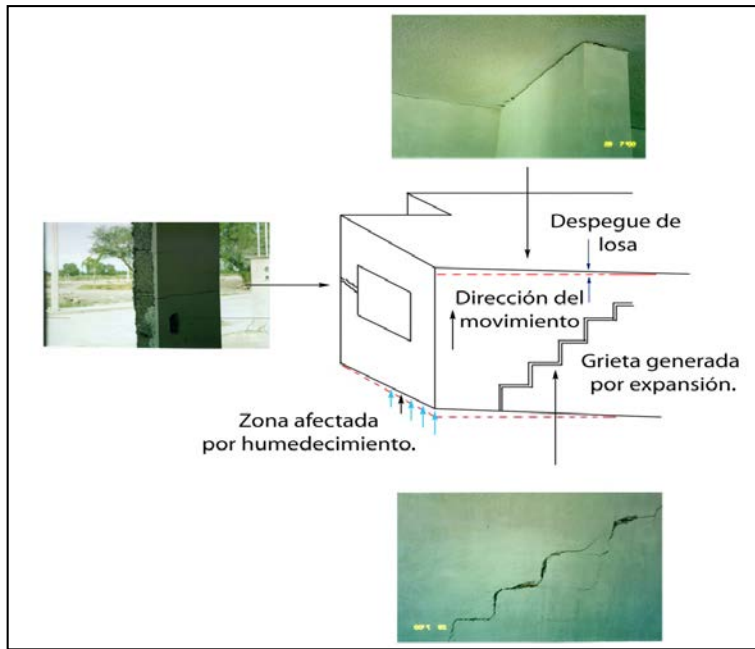


Figura 1.5 Problemática esquematizada de suelos expansivos.

Los depósitos de suelo expansivo pueden variar desde materiales lacustres hasta los que aparentan ser rocas del tipo de la lutita. Generalmente presentan consistencia de medianamente firme a firme, con capacidades de carga admisibles superiores a  $100 \text{ kN/m}^2$ , su peso específico suele ser mayor que la mayoría de los suelos. De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la plasticidad de las arcillas expansivas les ubica, la mayoría de las veces, en grupo CH. No debe olvidarse que al tratarse de un suelo no saturado, al aumentar el contenido de agua de la arcilla, puede esperarse la pérdida de la cohesión aparente. El intemperismo y la falta de confinamiento, afecta las paredes de las excavaciones o los taludes, dando lugar al deterioro de la integridad masiva del depósito arcilloso, por el aumento en el tamaño y presencia de grietas, pueden facilitar la penetración de agua en presencia de lluvia, favoreciendo la inestabilidad (Zepeda 2004).

La figura 1.6 muestra un perfil típico de arcilla expansiva, en el valle de Querétaro, con características muy similares a las que se encuentran en la región central del país, en donde abundan los depósitos aluviales.

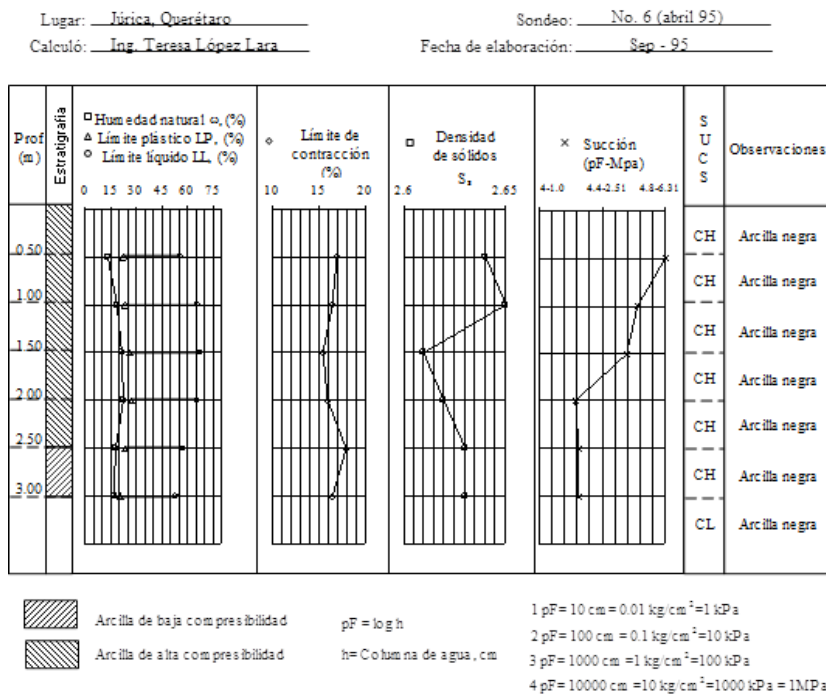


Figura 1.6 Perfil estratigráfico de un suelo arcilloso expansivo de Jurica, Querétaro (López, 1996).

## 1.2 Suelos Colapsables.

Un suelo se define como colapsable cuando presenta una rápida disminución de volumen, lo que puede ser producido por la presencia de agua en el mismo, la cual de forma gradual disuelve algunos cementantes naturales,

haciendo de esta forma que la resistencia del suelo baje, lo que genera un fenómeno conocido como colapso.

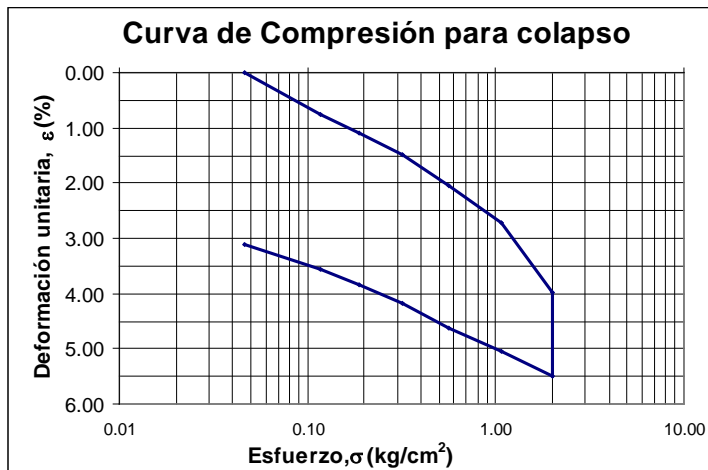


Figura 1.7 Comportamiento de suelo colapsable sometido a humedecimiento bajo esfuerzo de de 2  $\text{t/m}^2$ .

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

- Estructura macroporosa, con índice de huecos ( $e$ ), entre relativamente alto, a muy alto.

- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.

- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

En la Mecánica de Suelos clásica de los suelos saturados o de los suelos secos el fenómeno de colapso generalmente viene asociado a un cambio en el estado tensional del suelo.

En los suelos la forma que toman los meniscos hace que el agua esté traccionada 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 aumento en la resistencia, por lo cual los granos opondrán una mayor resistencia al deslizamiento.

Si en este estado el suelo se satura, la presión efectiva disminuirá, y con ella la resistencia al corte, pudiendo provocar un deslizamiento relativo entre los granos de suelo.

En muchos aspectos puede observarse que los suelos colapsables se comportan de una manera opuesta a los suelos expansivos. En el caso de los suelos colapsables, el humedecimiento da como resultado un decremento del volumen; en la arcilla expansiva, al ocurrir la hidratación, aumentará el volumen del suelo. El colapso de la estructura del suelo puede ocurrir dentro de una ladera de suelo natural o en un talud hecho por el hombre, o en un suelo subyacente a una cimentación.

Los depósitos más extensos de suelos colapsables son eólicos o depósitos transportados de arena y limos (loess). Se incluye llanuras de avenidas aluviales, abanicos, flujos de lodo, depósitos coluviales, suelos residuales y tufos volcánicos que pueden producir suelos colapsables.

En la mayoría de los casos los depósitos se caracterizan por ser estructuras sueltas de granos gruesos, frecuentes en tamaño de limos a arena, en la Figura 1.8 se presentan estructuras típicas de suelos colapsables.



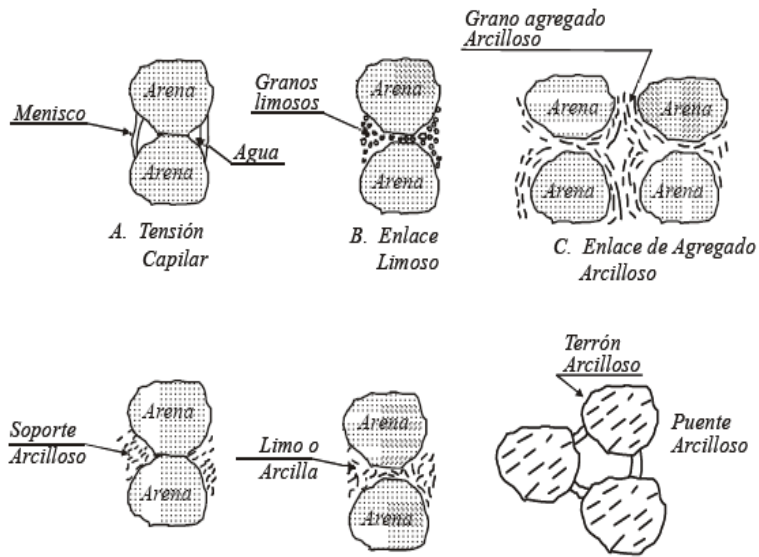


Figura 1.8 Estructuras típicas de suelos colapsables.

Gibbs (1963) ha propuesto el uso de la densidad seca natural y el límite líquido como criterio para predecir el colapso. Su método está basado en la premisa de que un suelo que tiene suficientes espacios vacíos para retener una humedad equivalente a su límite líquido en saturación, es susceptible de colapsar en estado sumergido. Los suelos cuyas densidades han sido graficada sobre la línea mostrada en la Figura 1.9, se encuentran en condición suelta y cuando estén completamente saturados tendrán un contenido de humedad mayor que el límite líquido.

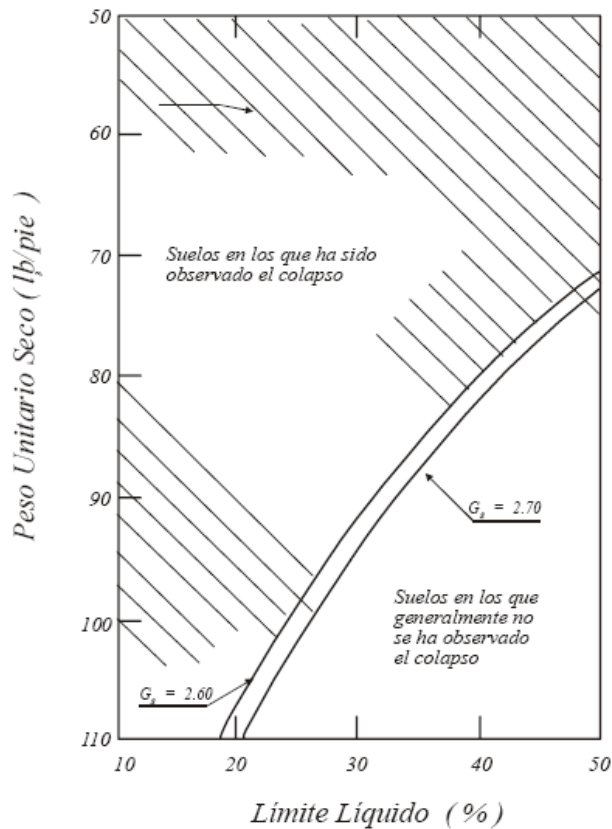


Figura 1.9 Grafica de Gibbs que relaciona el límite líquido y el peso unitario seco para determinar si un suelo puede o no ser colapsable.

### 1.3 Problemas relacionados con la resistencia al esfuerzo cortante.

En la mecánica de suelos clásica los problemas relacionados con la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos suelen ser: capacidad de carga, empuje de tierras, muros de retención, estabilidad de taludes, que también son problemas que afectan a los suelos no saturados.

En especial, si el suelo es no saturado habrá que considerar el efecto del humedecimiento en los parámetros de diseño. En ocasiones se dice que los suelos de Querétaro no tienen problemas de capacidad de carga y el estudio prioriza el análisis de los cambios volumétricos, pero no debemos de olvidar que suelo bajo un humedecimiento cercano a la saturación, desaparece la cohesión aparente y el ángulo de fricción interna disminuye, lo que podría en riesgo la estabilidad de la estructura.

### ***Empuje de tierras.***

Al construirse una estructura bajo el nivel natural del terreno, se generan presiones por parte del material hacia el muro que lo contiene, este efecto se potencializara si el material es del tipo expansivo. Esta presión generará un movimiento del muro, el cual también debe ser tomado en cuenta, pues de lo contrario se tendrá un desplazamiento extra en la obra.

### ***Capacidad de carga en cimentaciones no superficiales***

En los suelos no saturados se debe tomar en cuenta algunos factores o variables adicionales a los de los suelos saturados. Por ejemplo se necesita hacer una labor de muestreo mucho más estandarizada, esto para asegurar que los valores de humedad en campo y los ensayados en el laboratorio, sean similares, ya que es muy difícil recrearlas una vez que se pierden en la muestra.

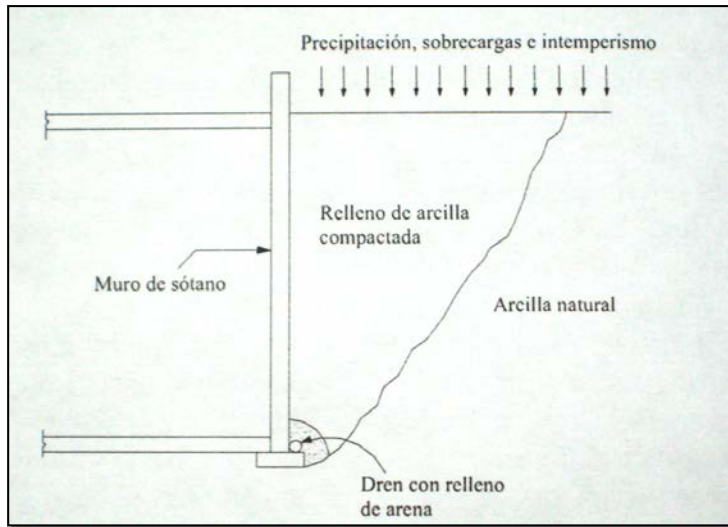


Figura 1.10 Ejemplo de empuje de tierra contra un muro de sótano.

También se debe ensayar varias veces el suelo con distintas humedades, esto para observar las variaciones de resistencia del suelo con los distintos contenidos de agua, y de esta forma obtener el valor menor de resistencia del suelo, y a partir de este valor diseñar la cimentación, asegurando así un comportamiento aceptable bajo cualquier contenido de agua.

Se deben tomar en cuenta las formas en las que el suelo puede hidratarse, ya que no solo existe la hidratación en temporada de lluvia, pues puede presentarse por problemas como fugas de las instalaciones en obras vecinas.

#### 1.4 Deslizamiento de talud.

Cuando el terreno donde se quiere construir es una ladera, se presentan problemas como el llamado estabilidad de taludes. Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de la tierra, bien sea en forma natural, o como consecuencia de la intervención humana en una obra de

ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes o terraplenes). Cualquiera de los dos tipos de taludes presenta este tipo de problemática. Cuando el talud es artificial, es necesario analizarlo con algunos de los métodos existentes para asegurar que no fallé, pero en taludes naturales también hay fallas, como por ejemplo las avalanchas.



Figura 1.11 Inestabilidad del talud en la vialidad Boulevard de las Américas, frente al parque hundido en la ciudad de Querétaro

La estabilidad del talud es un parámetro que proporciona información sobre el comportamiento de un talud, mientras mayor sea la estabilidad del talud, menores serán las posibilidades de que este falle.

También cabe aclarar que dentro de los problemas de suelos, la estabilidad de talud es uno de los problemas que más incertidumbre genera, pues la mayoría de los métodos que se usan para analizar ésta son basados en algunas idealizaciones de la masa de suelo, las cuales muchas veces están lejos de cumplirse en campo.

El deslizamiento de talud es el problema que conlleva un nivel bajo de la estabilidad, para analizar ésta es necesario tener algunos datos de importancia como son: la cohesión del suelo, inclinación de la masa de suelo o corte, ángulo de fricción, entre otras.

Es importante decir que se debe analizar la estabilidad del talud en el momento más "crítico" de la vida útil de la obra, es decir, cuando sea más probable que el talud falle, este momento puede ser al inicio o al final de la obra, o incluso puede ser en algún momento con valores específicos, por ejemplo, de humedad.

### **1.5 Excavaciones.**

En las ocasiones en las que se desea que alguna parte, o incluso toda la obra, se realice bajo el nivel de terreno natural, se necesitara una o varias excavaciones, las cuales traen consigo problemas particulares que deben ser analizados, dependiendo del tipo de terreno que se tenga son distintos los problemas.

Cuando se realizan excavaciones en arcillas, se debe tomar en cuenta la estabilidad de los cortes, pues, si bien es cierto que a corto plazo es muy probable que las paredes de éstos cortes sean estables, no pueden permanecer mucho

tiempo de esta forma, pues el material perdería la humedad, lo que puede provocar agrietamientos por presentarse esfuerzos de tensión en el suelo, esto sin tomar en cuenta el efecto obvio que generará el intemperismo en estas paredes.

Otro factor que se debe analizar es la posible penetración del agua por algunas grietas, esto puede ser generado por la lluvia o incluso por instalaciones hidráulicas o sanitarias que tienen mal funcionamiento. Este cambio de humedad cambia muchas veces las propiedades del material, por lo que se debe tener en cuenta para el análisis de la estabilidad del corte.



Figura 1.12 Fotografía de una excavación.

### **1.6 Problema de subsidencia.**

Cuando la cantidad de agua que se extrae del subsuelo es más grande que la cantidad de agua que entra al acuífero por infiltración, se dice que el acuífero está siendo sobre explotado (caso que prevalece en la ciudad de Querétaro). La sobreexplotación del acuífero de una cuenca que contiene suelos granulares, aluviales o lacustre con cierto potencial de ser consolidado, tiene como

consecuencia la generación de hundimientos, asentamientos y acomodamientos graduales del suelo. Debido a que la magnitud de los hundimientos es de unos cuantos centímetros por año son casi imperceptibles, pero después de algunos años los hundimientos generan problemas tales como cambios en el drenaje natural del área que se hunde y consecuentes inundaciones en la temporada de lluvia, etc. (omar.).

Además de los hundimientos se presenta un fenómeno mucho más espectacular y destructivo: la aparición de fracturamientos y fallamientos superficiales del suelo, los cuales afectan todo tipo de infraestructura, edificios públicos y privados, pavimento de calles, banquetas, tuberías de agua potable, drenaje, gas, etc.



Figura 1.13 fotografía que muestra un hundimiento del terreno

Fallamiento se le llama al rompimiento de la masa de suelo a lo largo de un plano (plano de fallamiento) y que presenta movimiento relativo entre los dos bloques generados por el rompimiento en direcciones paralelas al plano de fallamiento.



Se define como fracturamiento al rompimiento de la masa de suelo a lo largo de un plano (plano de fracturamiento) y que presenta movimiento entre los bloques en dirección normal al plano de rompimiento.

Se llama agrietamiento al término general que engloba a los dos anteriores.

## **2 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**

### **2.1 Ubicación geográfica**

El sitio de estudio es la unidad habitacional Qronos VI, el cual consta de 28 edificaciones, la mitad de las cuales pertenecen al condominio flores y la otra mitad al condominio hojas, ambos condominios esta ubicados en la esquina de la Calzada Belén y el km 3+000 desviación izquierda a 500 metros de la carretera Querétaro-Chichimequillas, al nororiente de la ciudad de Santiago de Querétaro.

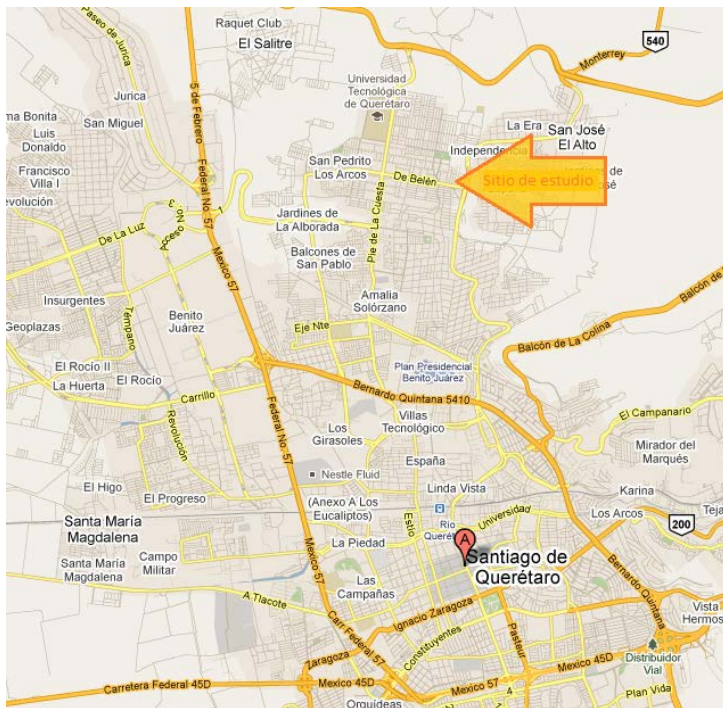


Figura 2.1 Mapa del sitio de estudio

En las imágenes siguientes se observan algunos de los daños generados por la problemática, principalmente como agrietamientos.



Figura 2.2 Agrietamiento en zigzag presentado cerca de una ventana

Se puede observar que las grietas son presentadas en varias partes del edificio, pero prácticamente siempre se presentan en zonas que no dañan la estructura principal del edificio.



Figura 2.3 Foto en la que se observa la inclinación de uno de los edificios.

## 2.2 Geología

El valle de Querétaro corresponde a una fosa o graben de forma cuadrangular alineada NNW-SSE, y se localiza en el límite oriente de la Subprovincia Fisiográfica de la Depresión del Bajío y relacionada al Fracturamiento San Miguel de Allende-Taxco, Ramal Querétaro, la cual fue rellenada por sedimentos lacustres, aluviones, vulcanitas, tobas y lavas.

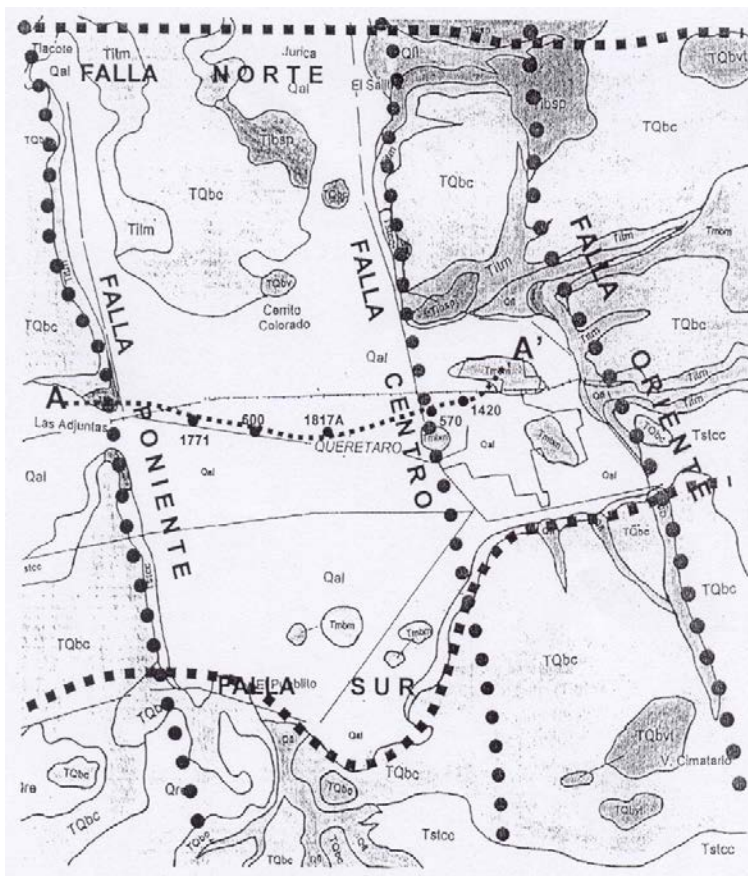


Figura 2.4 Mapa geológico general de Querétaro, Unidades Geológicas: Depósitos lacustres (Qal), basalto Unidad Cimatarío (TQbc); ignimbritas riolíticas Unidad Hércules (Tstth); tobas de caída libre Unidad Cuesta China (Tstcc); basalto Unidad Menchaca (Tmbm); tobas Unidad Mompaní (Tilm); basalto y andesita Unidad San Pedrito (Tibsp); intrusivos Unidad Juriquilla (Tij).

De acuerdo a la Caracterización Geotécnica del Valle de la Zona Metropolitana de Querétaro, La fosa Tectónica de Querétaro se divide en cuatro zonas geotécnicas diferenciadas: Zona del Valle (Iago), Zona de falla (taludes), Zona Alta (rocosa) y Zona de Acarreos (micro fosas).

A pesar de los múltiples problemas que se tienen presentes dentro la ciudad, los que tienen mayor presencia e impacto son los problemas relacionados a los problemas de suelos expansivos y colapsables debido a la no saturación de los suelos presentes en el valle de Querétaro.

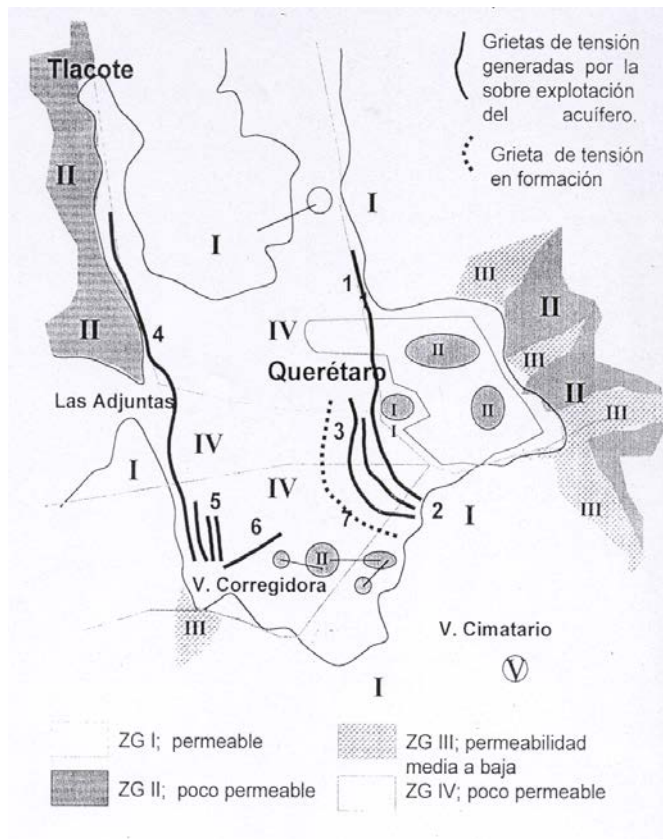


Figura 2.5 Plano de zonificación geológica y localización de fallas activas en la zona metropolitana y del valle de Querétaro.

### **2.3 Geología del sitio en estudio.**

El sitio en estudio se localiza en la zona geotécnica de Ladera o de Talud, que se encuentra en los límites de la Zona Alta Rocosa y la Zona del Valle; en esta parte del Valle de Querétaro se caracteriza porque las laderas ubicadas al oriente se encuentra una delgada capa de arcilla potencialmente expansiva a la que la subyacen suelos café claros ricos en carbonatos. Este tipo de suelos se les considera colapsables debido a que cuando se saturan pierden su consistencia y su resistencia.

### **2.4 Daños encontrados**

La construcción de los edificios de los Condominios Flores y Hojas se inició en Mayo de 2004 y se finalizó en 2005. A mediados de 2006 se empezaron a advertir daños estructurales en los edificios del condominio Flores, siendo más evidentes en el edificio D. Estos daños son: agrietamientos en los firmes de los patios frontales y de servicio, fisuras en los pavimentos de los estacionamientos, desplome de los edificios, grietas en paredes y separación de los puentes de acceso a los edificios.

En la figura 2.6 que se muestra a continuación, se puede observar que la deformación de unos de los edificios es tan grande que, a pesar de estar separados en la parte inferior se acercan en la parte superior, de hecho llegan a tocarse.



Figura 2.6 Inclinación de uno de los edificios de estudio

Con el problema de inclinación de los edificios se crean problemas asociados como el agrietamiento de algunos muros debido a que la estructura no está hecha para soportar ese tipo de cargas diagonales, y dado que los muros son lo menos resistente pues son los primeros que presentan fallas, lo que no indica necesariamente problemas estructurales mayores, aunque tampoco se descartan estos.



Figura 2.7 foto de un agrietamiento interior en uno de los edificios

También se pudo observar una grieta en el estacionamiento, el cual es un relleno soportado por un muro de contención, por lo que se puede pensar que el muro está fallando.



Figura 2.8 foto de grieta en estacionamiento.



Al conocer estos problemas la constructora contacto a varios especialistas o laboratorios especializados en mecánica de suelos pero los resultados eran, en varios puntos, contradictorios, además de que algunos casos no se tiene el respaldo de los estudios necesarios para hacer ciertas afirmaciones por lo que la constructora decidió pedir asesoría a el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro, el cual cuenta con varios especialistas en la materia.

#### **Características constructivas del conjunto habitacional.**

La cimentación de los edificios consta de una losa de 20 x 7 metros con 22 cm de peralte con contra-trabes invertidas de 25 cm. En el estudio de mecánica de suelos que se realizó antes de la construcción se recomienda desplantar las losas superficiales sobre plataformas de tepetate compactado de unos 60 cm de espesor, aplicando previamente un tratamiento de pre-saturación para humedecer un espesor mínimo de plataforma de 20 cm. La pre-saturación se hace mediante cajetes de unos 2 x 2 metros a los que se les vierte agua. En este estudio se supuso que los materiales sobre los cuales se colocaron los tepetates que conforman las plataformas de desplante son expansivos y por ello recomendaron humedecerlos previamente con cajetes inundables.

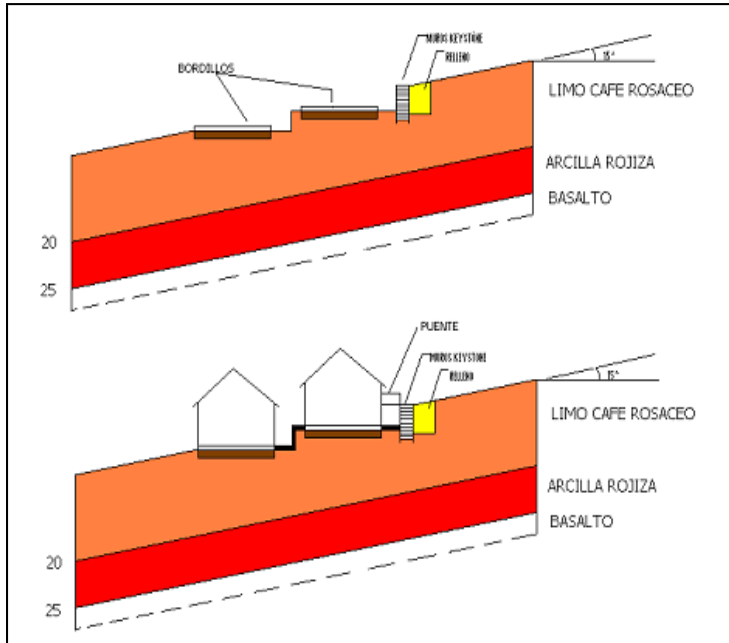


Figura 2.9 estratigrafía, cortes y presaturación de los edificios

## 2.5 Estudios anteriores

Los estudios de laboratorio fueron analizados individualmente y se presenta a continuación un resumen de éstos ordenados cronológicamente. Se omitirá el nombre de los laboratorios para evitar algún tipo de molestia de los mismos.

### 2.51 Estudio 1, Enero 2003

*Objetivo:*

Revisar las condiciones del suelo en el lugar con el fin de proponer los detalles de la construcción, tales como cimentación, secciones de pavimento y sugerencias básicas para el proceso constructivo.

*Exploración de campo:*

Se realizaron 11 sondeos los cuales fueron pozos a cielo abierto con una profundidad de 3.00m.

*Pruebas de compresión:*

A pesar de que en el texto se indica que se realizaron pruebas de compresión simple y triaxial, nunca se da el dato obtenido de estas pruebas, sin embargo para el análisis de capacidad de carga se toman valores correlacionados (aunque no se indica con que se correlacionaron). No existe ningún ensaye para revisar la compresibilidad del suelo a pesar de que se indica en un principio que es un suelo altamente compresible.

*Estratigrafía:*

Se determinaron 2 estratos, de 30cm a 1.00m se encontró una arcilla orgánica de alta compresibilidad, mientras que el segundo estrato fue una arcilla limosa de alta plasticidad con un poco contenido de arena fina. Cabe mencionar que el sitio presenta depósitos de excavaciones ajenas al lugar, que llegan hasta 2.00 m de profundidad.

*Recomendaciones u observaciones o críticas al estudio:*

Este estudio carece de datos suficientes para cumplir el objetivo mencionado, ya que a pesar de que aseveran que el tipo de suelo es firme, no cuentan con pruebas de laboratorio que respalden esto, por lo que no se sabe si el suelo puede ser susceptible al colapso o a la expansión, también carece de reportes de pruebas y mostrar de dónde sacaron los datos que se toman en cuenta.

**2.52 Estudio 2, Abril 2004.**

*Objetivo:*

El estudio se realizó para evaluar los materiales disponibles en el lugar y que se utilizarían como relleno en el complejo antes mencionado.

*Exploración de campo y pruebas de laboratorio:*

Se realizaron 6 pozos a cielo abierto.

*Estratigrafía:*

Se compone por una capa de arcilla negra con espesor de 12.00m presentando boleos y con contenidos de agua que varían del 8 al 20%. Le sigue una capa de limo de color café rosáceo con humedades del rango de 10 al 30% y por último se observó roca clasificada como andesita con un intenso fisuramiento.

Este estudio fue muy bien realizado, cumple con el objetivo deseado y se demuestran los estudios que realizaron para llegar a las conclusiones mostradas.

### **2.53 Estudio 3, Junio 2004.**

*Objetivo:*

Revisar la estabilidad de la ladera y los cortes en el lugar.

Exploración de campo y pruebas de laboratorio:

Se realizaron 2 sondeos sísmicos de refracción.

*Estratigrafía:*

Se obtuvo una estratigrafía similar al del estudio anterior compuesto por una capa de arcilla, una de limo y el basamento de andesita.

*Pruebas de compresión:*

No se realiza ningún estudio ya que se toman los valores obtenidos por un estudio anterior, aunque si analiza la capacidad de carga del suelo.

También se realizó un análisis numérico en la ladera con objeto de visualizar las zonas con deformaciones en exceso, además de obtener las fuerzas resultantes y su punto de acción en los muros. En el análisis se tomaron en cuenta los datos generados en el estudio del Ing. Rayas a excepción del Angulo de fricción interna el cual se tomó como un valor de 11.5°.

De acuerdo al análisis realizado, debido a los desplazamientos horizontales y verticales que generarían un empuje se concluyó que se tienen que hacer muros internos a cada 12 m, un muro exterior oriente que sería el que soporta más carga y un muro exterior poniente.

### **2.54 Estudio 4, Julio 2004.**

Este documento señala recomendaciones para el muro Keystone construido en el lugar, las cuales son las siguientes:

- El material que se tiene en la primera capa es arcilla negra, el cual al ser expansivo se debe remover.
- El material limo-arenoso se puede emplear sin tratamiento, sin embargo se recomienda retirar fragmentos superiores a 6" en el tercio inferior del relleno y los mayores a 4" en el tercio superior.
- El relleno se realizara en capas de 30 cm. máximo, con un grado de compactación del 85% de acuerdo a su psvm y se compactaran con un rodillo doble liso con un peso máximo de 1200.00 kg.

#### **2.55 Estudio 5, Agosto 2004.**

*Objetivo:*

Calcular el factor de deslizamiento del talud.

Se presenta un nuevo estudio geotécnico con el fin de revisar las recomendaciones anteriores con respecto al deslizamiento en la ladera.

Este estudio presenta una ladera con ángulo de 10° con respecto a la horizontal, ya que la explicación que da la empresa es una ilusión óptica que hace que el talud se vea más pronunciado de lo real, además de que se concuerda con las características geológicas presentadas por el Ing. Álvarez Manilla.

Comentario [A1]: Omitit nombres

*Exploración de campo:*

Se hizo la excavación de 4 PCA en lugares donde no se perjudicaran las plataformas habilitadas para el desplante de la vivienda, además de que se excavó un PCA para encontrar la roca basáltica, la cual se encontró a una profundidad de 6.7m de la superficie actual.

Las muestras inalteradas se ensayaron con el fin de obtener sus propiedades índices para el cálculo de la estabilidad.

*Estratigrafía:*

Las plataformas son de suelo areno limoso compactado, teniendo desniveles.

Subyace un estrato de suelo arcilloso mezclado con escombros y basura de profundidad de 1.1m.

En la mayor parte de los PCA se encuentra una capa de suelo arcillo limoso de espesor variable de 0.8 a 2.0m, de consistencia dura de alta compresibilidad.

A partir del PCA3 se encuentra una capa de arcilla de espesor de 0.8m de alta compresibilidad y peso específico bajo con respecto a los valores típicos de la ciudad.

*Pruebas realizadas:*

De acuerdo a los ensayos realizados se planteó el cálculo de la estabilidad proponiendo un factor de seguridad de 1.5, tal como se muestra a continuación:

**Cuadro 2.1 Comparativa de parámetros importantes en distintos estratos.**

Estrato	Área (m <sup>2</sup> )	$\Gamma_m$ kg/m <sup>3</sup>	Peso (ton)	$\Phi$ (grados)	C (kg/cm <sup>2</sup> )
1	486.01	1564.15	760.19	33.9	0.762
2	172.98	1617.00	279.71	35.8	1.201
3	220.05	1667.00	366.82	25.9	0.32
4	304.40	1613.00	490.99	34.3	0.427

**Comentario [A2]:** Comentar un poco mas sobre esta tabla, no me queda claro para que fue obtenida

De los valores obtenidos se calculó un FS=4.79, lo que indica que el talud es estable.

**2.56 Estudio 6, Septiembre 2004.**

**Objetivo:**

Realizar una inspección y verificar los datos de los anteriores estudios. La empresa realizó una inspección en el predio en cuestión enfatizando que la solución propuesta en los anteriores estudios volvía incosteable el proyecto, ya

que, según ellos, los datos que se tomaron en cuenta son muy conservadores e irreales.

Exploración de campo:

Se realizaron PCA los cuales constataron el retiro de los materiales sueltos, quedando controlados los rellenos.

Estratigrafía:

Se encontró la secuencia estratigráfica en un corte localizado en el puente vehicular, con una altura de 6m aproximadamente y un talud vertical en buen estado.

La ladera tiene 15° de pendiente, teniendo arcillas expansivas blandas en la superficie y de media a dura consistencia en los estratos siguientes, subyaciendo tobas arcillosas muy cementadas.

Se inspeccionó el muro Keystone encontrando que los materiales utilizados no fueron los óptimos al contener un alto porcentaje de finos.

Conclusiones:

La inspección infiere que es muy poco probable que el talud falle dadas las condiciones de los materiales, y, que si existiera este problema, los muros de contención propuestos no solucionarían este problema. Se recomienda sustituir los rellenos sueltos por controlados.

## **2.57 Estudio 7, Septiembre 2007.**

Objetivo:

Realizar una inspección estructural visual y un levantamiento de las condiciones actuales de los edificios, muros de contención, pavimentos de los estacionamientos y los firmes en los patios.

Exploración de campo:

Se realizaron ocho sondeos de penetración estándar hasta una profundidad máxima de 27.4 m y se obtuvieron tres muestras inalteradas mediante tubo tipo Shelby hasta una altura de 21.3 m. además, se excavaron dos pozos a cielo abierto a una profundidad de 1.6 m para verificar las características de las cimentaciones así como para obtener muestras inalteradas las cuales se someterán a estudios de laboratorio para determinar sus propiedades.

#### Estratigrafía:

La interpretación estratigráfica que realizo este estudio es la siguiente:

Tobas: Este material se encuentra subyaciendo a los rellenos, está compuesto por arenas limosas carbonatadas de color café rosáceo y blanco, con un espesor que puede alcanzar los 23 m con un NPTS de 50.

Arcilla rojiza y limo café rosáceo: Estos suelos están constituidos por una arcilla de color café rosáceo de 12 m espesor, y también por limos café blanco rosáceo con espesores de 20 m. Existe un comentario que llama la atención, “este tipo de suelos pierde su consistencia al contacto con el agua” lo cual hace pensar que se trata de un suelo colapsable.

Basalto: Hasta la profundidad máxima se encontró basalto fracturado con valores de RQD de 0 a 33%, las fracturas son naturales y están contaminadas con caliche.

Los rellenos presentan espesores de 60 cm. en la zona de edificaciones, mientras que en los estacionamientos varia de 1.0 a 1.2 m los cuales son producto de corte en la zona. Este material se supuso equivocadamente expansivo, por lo que se empleó un método de pre saturación lo que dio resultado a disminuir la resistencia del material e imposibilita un grado de compactación adecuado.

Los daños que se presentan son generalmente fisuras y grietas, tanto en los edificios, los puentes y los pavimentos de los estacionamientos, así como desplomos en los edificios.

#### Pruebas realizadas:

Se revisó la estabilidad de la ladera considerando varios mecanismos de falla. Se supuso la arcilla roja humedecida. Los resultados de los análisis dieron



como resultado una ladera estable en condiciones estáticas y bajo la acción de carga sísmica, con factores mucho mayores a los mínimos permitidos.

La capacidad de carga se calculó con valores obtenidos con las muestras inalteradas, cohesión de  $10 \text{ t/m}^2$  en estado natural y de  $4 \text{ t/m}^2$  en condición húmeda, un peso volumétrico de  $1.8 \text{ t/m}^3$  en condición natural y  $1.5 \text{ t/m}^3$  en condición húmeda y un ángulo de fricción de  $25^\circ$  y  $3^\circ$ . El cálculo que realizaron en este estudio da como resultado una capacidad de carga de  $67 \text{ t/m}^2$  y  $8 \text{ t/m}^2$  en estado húmedo, valores mayores a los  $6.7 \text{ t/m}^2$  que es la presión ejercida por los edificios.

## **2.6 Resumen de estudios anteriores**

De estos estudios se pueden obtener los siguientes datos:

### **Estratigrafía**

Inicialmente existía una capa de suelo negro arcilloso de alta plasticidad potencialmente expansivo con espesor medio de 0.80 m que fue retirado prácticamente en su totalidad antes de hacer los cortes y rellenos para alojar las estructuras.

En el predio existen tres estratos: primero un limo café rosáceos con espesores de hasta 20m. Subyaciendo a este estrato se puede encontrar una arcilla de alta plasticidad de color café rosácea de espesor promedio en la prueba de penetración estándar.

Finalmente cerca de los 10 m de profundidad en la zona sur y a los 8 m en la zona poniente existe roca basáltica fracturada de color gris rojizo con RQD variable desde 0 a 33 %. Las fisuras son naturales y se encuentran rellenas de carbonatos.

El respaldo de los muros de contención se colocó una mezcla de los estratos de limo y arcilla descritos anteriormente con importantes variaciones en el grado de compactación. Los pesos volumétricos del material varían desde 1.55 t/m<sup>3</sup> hasta 1.9 t/m<sup>3</sup> lo que indica una gran heterogeneidad en estos materiales.

De acuerdo con la hoja de cálculo de los muros de contención de tierra armada, en un muro de 3.4 m de alto se colocaron cuatro tiras de refuerzo a las alturas de 0.47, 1.22, 2.03 y 2.84 m del tipo SG300 con longitudes de 2.45 en el tramo superior y 2.05 para el resto.

### **Compresibilidad**

Se reporta un ensaye de consolidación sobre la arcilla localizada a la profundidad de 11m con grado de saturación inicial del 93%, una relación de vacíos inicial de 1.13 y un peso volumétrico de 1.68 t/m<sup>3</sup>. El esfuerzo de pre consolidación obtenido es de 23 t/m<sup>2</sup> y un índice de compresión de 0.286. El esfuerzo vertical a la profundidad de 11m para ese peso volumétrico es de 18.5 t/m<sup>2</sup> lo que indicaría que el material se encuentra ligeramente pre consolidado.

### **Resistencia al cortante**

Se realizaron una serie de ensayes triaxiales no consolidados no drenados sobre el material arcilloso localizado entre 11 y 21 m de profundidad en condiciones tanto saturadas como de humedad natural. Los resultados obtenidos dan valores del ángulo de fricción de 32° y una cohesión de entre 4 y 16 t/m<sup>2</sup> (referencia 1). Los grados de saturación de las muestras ensayadas variaron del 85 al 100% lo cual puede explicar por qué existe esa variación tan grande en el valor de la cohesión. Por otro lado, es de notar los altos grados de saturación

encontrados en el terreno natural. En el caso de los materiales saturados se obtuvo un ángulo de fricción de  $0^{\circ}$  y una cohesión aparente de  $4 \text{ t/m}^2$ . Estos resultados representan una variación muy grande con respecto a los ensayos realizados a humedad natural puesto que se esperarían valores de cohesión aparente más elevados. El análisis geofísico a partir del análisis de los sondeos de refracción sísmica se determinó un ángulo de  $11.5^{\circ}$  para ese mismo estrato. En la referencia 6.3 se obtiene un ángulo de  $35.8^{\circ}$  para este mismo estrato, aunque no se menciona que tipo de ensayo se realizó para obtener esta información.

Los ángulos de reposo medidos en el laboratorio para el material limoso en condiciones secas se encuentran alrededor de los  $32^{\circ}$ .

Sin tomar en cuenta los resultados obtenidos por la geofísica, los diferentes reportes coinciden en dar un valor aproximado de  $32^{\circ}$  para el ángulo de fricción del material a humedad natural. Pero existen grandes discrepancias con respecto a este parámetro en condiciones saturadas.

### **3. TRABAJOS DE CAMPO**

#### **3.1 Exploración**

Debido a que las empresas dedicadas al estudio de suelos que analizaron la zona antes de nosotros arrojan resultados que varían unos de otros, nos dimos a la tarea de eliminar los posibles errores en cuanto a estudios y obtuvimos nuestras propias muestras, se realizaron tres pozos a cielo abierto (PCA) con una profundidad de 3 m, de cada uno de estos se extrajeron 2 muestras cúbicas inalteradas a 2 profundidades diferentes, las cuales fueron cubiertas por material impermeable (hojas de plástico) para preservar lo más posible la humedad y poder realizar los estudios con un material prácticamente igual al que se encuentra bajo la cimentación de los edificios.

Adicionalmente a los pozos se realizaron 30 sondeos con pala posteadora con la misma profundidad (3 m) para determinar la humedad en los 30 sitios, la localización de estos sondeos, tanto los de pala posteadora como los pozos a cielo abierto, se indican en la figura 3.11

### **3.2 Grado compactación**

Debido a que no se tienen datos del residente de obra o alguna bitácora donde se den resultados de pruebas de compactación también se determinó el grado de compactación de la plataforma de cimentación para dos profundidades en tres sitios diferentes.

La Figura 3.21 muestra la localización de los sondeos con pala posteadora. También se indican los lugares donde se realizaron las determinaciones del grado de compactación (GC) de la plataforma de cimentación.

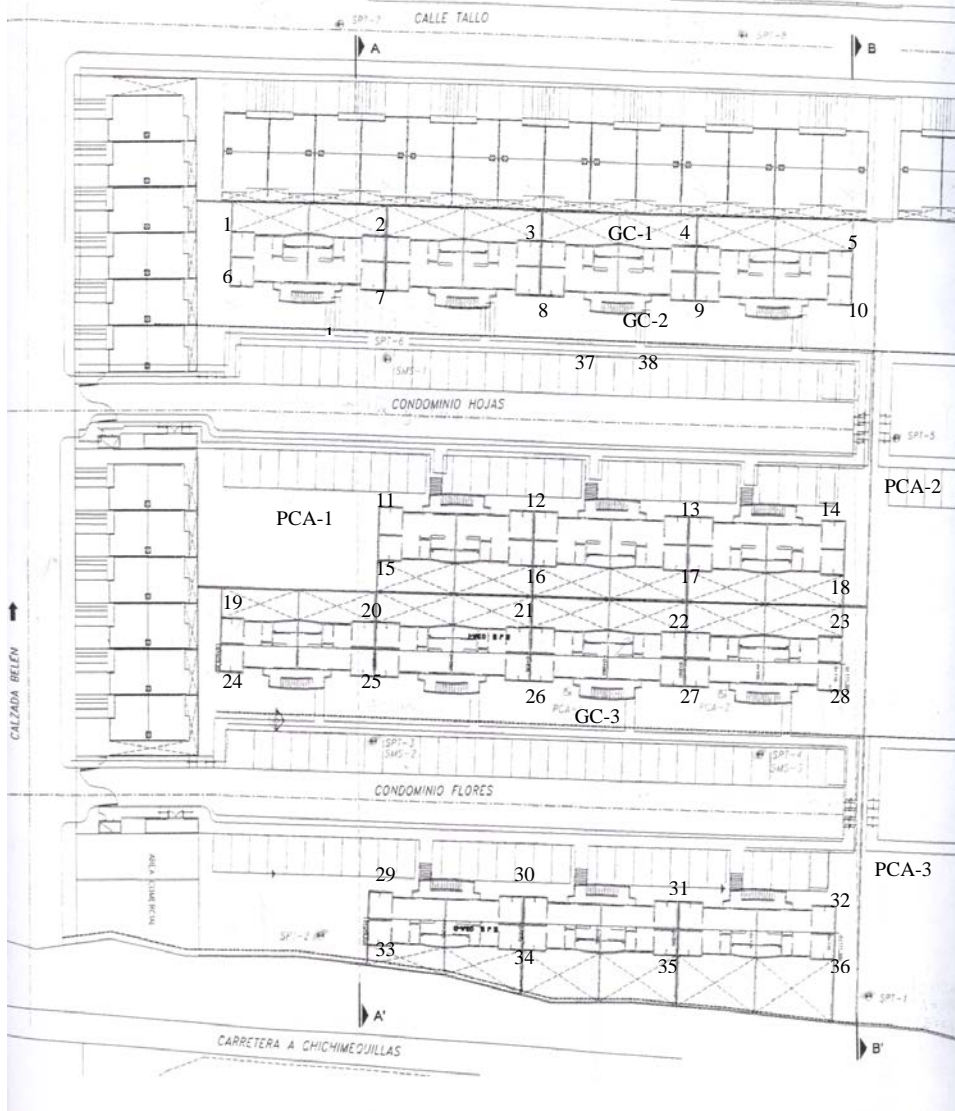


Figura 3.1. Localización de sondeos. Los números indican los sondeos con pala posteadora. PCA: pozo a cielo abierto, GC: grado de compactación.

#### 4. TRABAJOS DE LABORATORIO

A partir de las muestras obtenidas (capítulo 3) se procedió a realizar una clasificación del material obtenido, el hecho de las variaciones tan grandes en el comportamiento del material a humedad natural contra el saturado, se pensó que probablemente el material tuviera capacidades dispersivas, por lo cual se realizó una prueba de dispersión para evaluar esta propiedad en las muestras. Se hicieron 12 ensayos de colapso bajo carga, y 6 ensayos triaxiales, 3 en muestras sobre suelo saturado y 3 sobre muestras con humedad natural, además de 6 ensayos de corte directo (3 saturadas y 3 con humedad natural).

Los resultados de dichos ensayos se muestran a continuación.

##### 4.1 Clasificación del suelo

Para la clasificación del suelo se utilizaron los tamices correspondientes para separar arenas y finos. Así mismo, se obtuvo el límite plástico y límite líquido de la manera convencional. Los resultados se muestran en el cuadro 4.11.

Cuadro 4.1. Resultados para clasificación del suelo

% de arena	% de finos	L.L.	L.P.	I.P
4.12	95.8	72.3	34.05	38.25

Con la carta de plasticidad mostrada en la Figura 2 correspondiente al pozo 1, el material se encuentra en el límite entre limo y arcilla de alta plasticidad. En el caso del pozo 3, el material cae francamente en la clasificación de limo de alta plasticidad como se observa en la Figura 3. Esto sugiere que los materiales de la zona muestran heterogeneidades importantes que pueden impactar en el comportamiento de las estructuras.

## 4.2 Peso específico de sólidos

Se obtuvo el peso específico de sólidos de acuerdo a las normas ASTM obteniéndose un valor de 2.7. Este valor se utilizó para determinar la relación de vacíos de las muestras ensayadas en el odómetro.

## 4.3 Ensayes de dispersión

Se realizó el ensaye de dispersión con el método del doble hidrómetro. En esta prueba se coloca material natural en un hidrómetro y en el otro se coloca con la cantidad requerida de defloculante para dispersar los glomérulos de la misma manera que se hace para el análisis granulométrico. Entonces se obtiene el cociente de la cantidad de material inferior a 5  $\mu$ m entre la prueba sin y con defloculante y este valor representa el grado de dispersión del material. Para el pozo 1 se obtuvo el siguiente resultado

$$\% \text{ dispersión} = \frac{\% \text{ inferior a } 5 \text{ mm sin defloculante}}{\% \text{ inferior a } 5 \text{ mm con defloculante}} = \frac{3.12}{41.72} = 7.4\%$$

En el pozo 2 el porcentaje de dispersión fue de 9.09 %. Estos valores indican que el material estudiado es poco dispersivo al contacto con el agua y por lo tanto no explica el mal comportamiento de las estructuras. Sin embargo explica la pérdida de consistencia del suelo cuando se humedece.

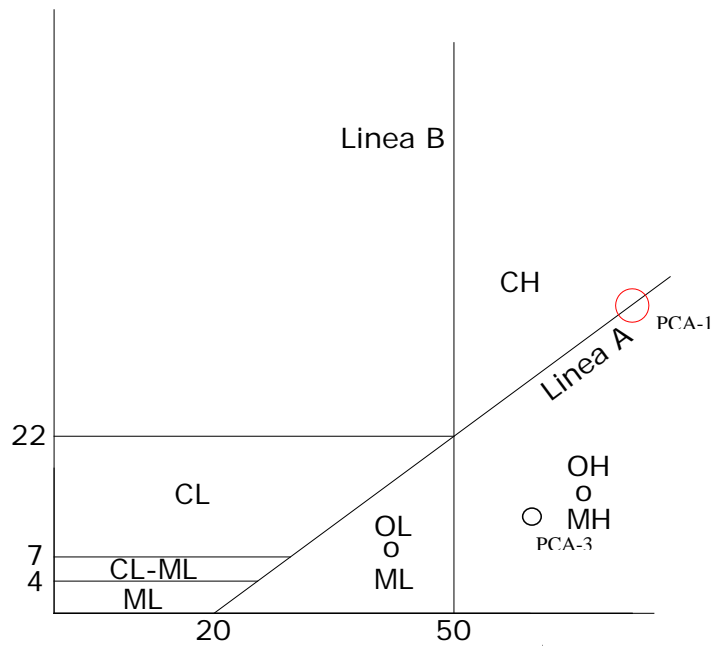


Figura 4.1 Clasificación del suelo en el pozo

#### 4.4 Ensayes de corte directo

Se realizaron en total 12 ensayos de corte directo. Seis en el pozo 1 y seis en el pozo 3. Tres de cada uno de los seis ensayos se realizaron en muestras saturadas y otros tres en muestras a humedad natural. Los esfuerzos normales aplicados en las pruebas fueron de 5.8, 6.8 y 7.9 t/m<sup>2</sup> que son esfuerzos cercanos a los que transmite la cimentación al suelo. Para el pozo 1 se obtuvieron los resultados mostrados en las figura 4.



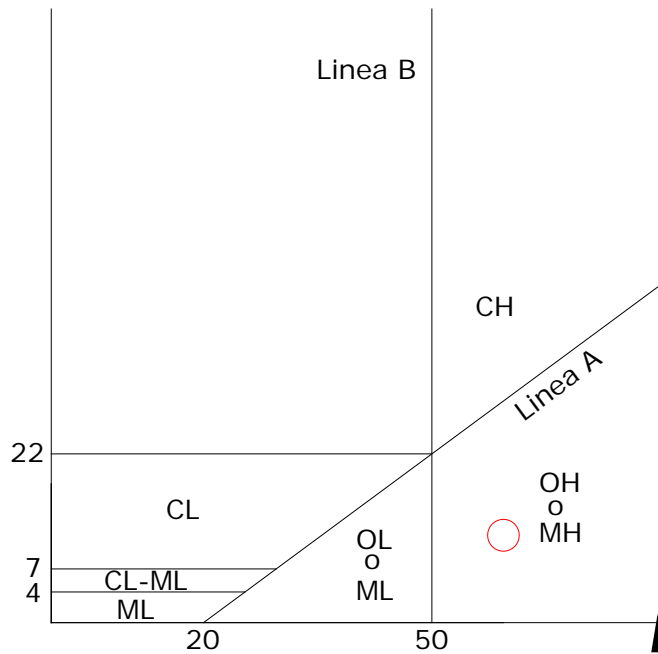


Figura 4.2 Clasificación del suelo en el pozo 3.

De estos resultados se obtiene que  $\phi = 37^\circ$  tanto para el material saturado como no saturado.  $c = 0.75 \text{ kg/cm}^2$  y  $c = 0.0 \text{ kg/cm}^2$  para el material con humedad natural y el material saturado, respectivamente. Es decir, que el material a humedad natural presenta un valor muy importante de esfuerzo cohesivo lo que indica una alta proporción de finos lo cual concuerda con la clasificación de alta plasticidad.

Los resultados del pozo 3 se muestran en la Figura 5. Los esfuerzos normales aplicados fueron  $0.63, 0.73$  y  $0.84 \text{ kg/cm}^2$  para las muestras a humedad natural y  $0.37, 0.58, 0.79$  y  $0.95 \text{ kg/cm}^2$  para las muestras saturadas. Estos resultados arrojan los siguientes valores:  $\phi = 33.2^\circ$  en ambos casos y  $c = 0.72 \text{ kg/cm}^2$  para la humedad natural y  $c = 0.0 \text{ kg/cm}^2$  para el material saturado.

Nuevamente se observa un valor de cohesión elevado para el material con humedad natural. En general se observa un comportamiento propio de un material heterogéneo como también lo sugieren los estudios de clasificación del material. En el anexo A se muestran los resultados detallados de estos ensayos.

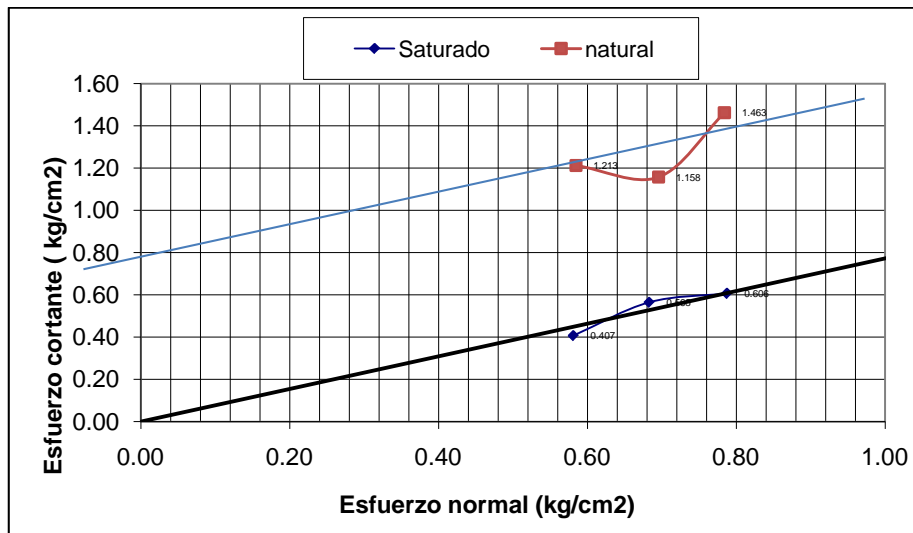


Figura 4.3 Ensayes de corte directo. Pozo 1.

#### 4.5 Ensayes triaxiales

Se realizaron dos series de ensayos triaxiales consolidados drenados sobre el material del pozo 1. Las figuras 4.52 y 4.61 muestran estos resultados. Para la primera serie el material se saturó por capilaridad aunque sólo se logró obtener grados de saturación del orden de 92% y por ello la cohesión no desaparece completamente. Para estos ensayos los parámetros de resistencia obtenidos fueron  $\phi = 12.9^\circ$  y  $c = 0.10 \text{ kg/cm}^2$ . Para el caso de humedad natural se realizó un ensayo multiaxial utilizando una sola probeta y aplicando el esfuerzo desviador

para tres niveles de esfuerzo confinante consecutivos. Los valores de resistencia obtenidos fueron  $\phi = 32.0^\circ$  y  $c = 0.20 \text{ kg/cm}^2$ .

De todos estos ensayos se observa que los ensayos triaxiales saturados reportan valores bajos del ángulo de fricción si se comparan con los resultados de los ensayos de corte directo. Por otro lado, aunque los ángulos de fricción del material a humedad natural son similares (alrededor de  $33^\circ$ ), los valores de cohesión son muy diferentes. Por ejemplo, el ensayo de corte a humedad natural del pozo 1 reporta una cohesión de  $0.75 \text{ kg/cm}^2$  mientras que el ensayo triaxial da un valor de  $0.20 \text{ kg/cm}^2$ . Es probable que la heterogeneidad del suelo y la variación en los contenidos de carbonatos en el material estén provocando estas diferencias así como la condición de suelo ligeramente dispersivo. En algunas muestras se observaron una mayor cantidad de manchas blancas indicando la presencia de carbonatos. Este componente en condiciones secas actúa como cementante. En el anexo B se muestran los resultados detallados de estos ensayos.

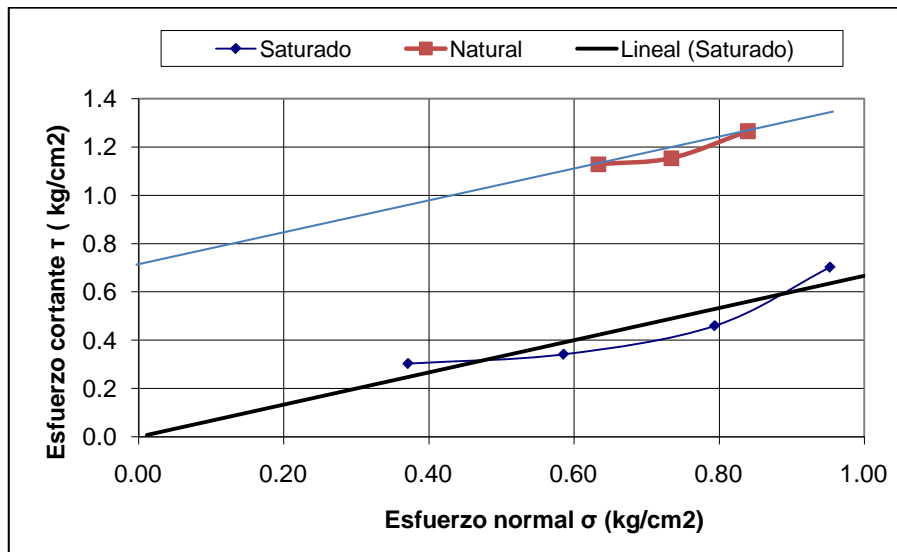


Figura 4.4. Ensayes de corte directo. Pozo 3.

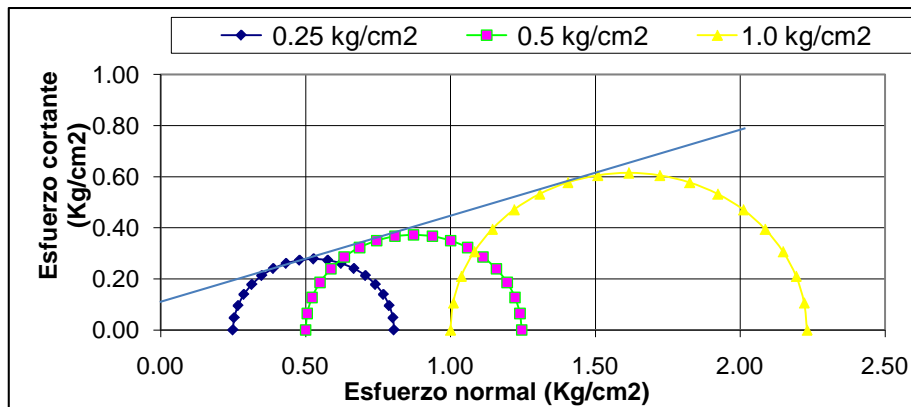


Figura 4.5 Ensayes triaxiales consolidados drenados en material saturado. Pozo1.

#### 4.6 Ensayes de expansión-colapso

Se realizó una serie de ensayos de expansión-colapso en cada uno de los pozos explorados. Cada serie consistió en uno o hasta tres ensayos con muestras colocadas a humedad natural en el odómetro. A cada muestra se le aplicó la carga de sitio hasta alcanzar el equilibrio. Posteriormente se le aplicó la carga que le impone la estructura permaneciendo en esta condición hasta que la muestra alcanzó nuevamente el equilibrio en deformaciones. Posteriormente se saturó el material introduciendo agua en la base de la muestra para propiciar la saturación por capilaridad. Los resultados de estos ensayos se muestran en las tablas siguientes.

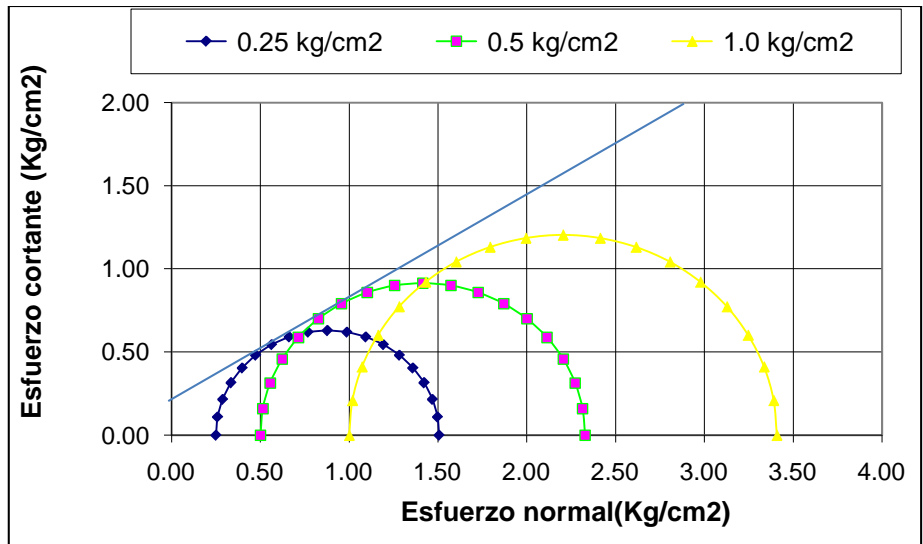


Figura 4.6 Ensayos multiaxiales consolidados drenados. Humedad natural. Pozo 1.

Cuadro 4.2 Pozo 1, profundidad 0.70 m.

Esfuerzo normal (t/m <sup>2</sup> )	5.6	7.6
Colapso (%)	0.46	0.28
Índice de compresión	0.1	0.08
e inicial	1.34	1.26

Cuadro 4.3 Pozo 1, profundidad 3.0 m

Esfuerzo normal (t/m <sup>2</sup> )	7	8.9	10.3
Colapso (%)	2.01	1.12	0.9
Índice de compresión	0.04	0.05	0.05
e inicial	1.05	1.09	1.15

Cuadro 4.4 Pozo 1, profundidad 3.4 m

Esfuerzo normal (t/m <sup>2</sup> )	9.17
Colapso (%)	0.15
Índice de compresión	0.04
e inicial	1.19

Cuadro 4.5 Pozo 2, profundidad 0.7 m.

Esfuerzo normal (t/m <sup>2</sup> )	5.7	6.7	7.41
Colapso (%)	0.04	0.65	0.16

Cuadro 4.6. Pozo 2, profundidad 2.55m

Esfuerzo normal (t/m <sup>2</sup> )	8.2	10.4
Colapso (%)	1.83	0.42
Índice de compresión	0.16	0.08
e inicial	1.2	1.08

Cuadro 4.7 Pozo 3, profundidad 1.3 m.

Esfuerzo normal (t/m <sup>2</sup> )	6.5	8.5	9.7
Colapso (%)	0.54	0.44	0.29
Índice de compresión	0.06	0.05	0.07
e inicial	1.1	1.1	1.2

Se observa que para las cargas aplicadas, la mayor parte de las muestras sufrieron colapso ante la saturación del material. El fenómeno de expansión se observa únicamente en las muestras que se encuentran a profundidades entre 3 y 3.4 m del pozo 1 y de 0.7 m del pozo 2 (aunque únicamente para la tercer muestra). Estos resultados muestran nuevamente las grandes heterogeneidades del material encontrado en la zona. De acuerdo con estos resultados, la presión de expansión del material del pozo 1 es de aproximadamente 13 t/m<sup>2</sup> la cual resulta superior al esfuerzo total que existe a esa profundidad como se verá más adelante y por lo tanto es capaz de levantar al edificio. En el anexo C se muestran los resultados detallados de estos ensayos.

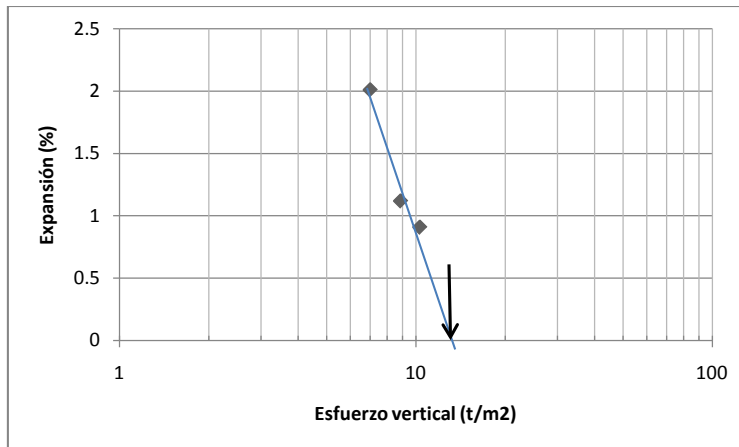


Figura 4.7 Presión de expansión del material del pozo 1.

#### 4.7 Ensayes de compactación

Dado que durante los trabajos con la pala posteadora se detectó que existía material de la plataforma de cimentación poco compactado, se decidió hacer la determinación del peso seco óptimo del material y compararlo con grados de compactación obtenidos en campo. Se realizó la compactación Proctor de las diversas capas de la plataforma obteniéndose un peso volumétrico seco máximo de  $1.42 \text{ t/m}^3$  con una humedad de 26% en la capa superior de la plataforma en la zona del sondeo 12 del Condominio Hojas (GC2). En la capa inferior el peso volumétrico máximo fue de  $1.22 \text{ t/m}^3$  con una humedad del 30%. En el condominio Flores en el edificio B (GC1) se obtuvo un peso seco máximo de  $1.38 \text{ t/m}^3$  a una humedad del 27.5 %. Con estos valores se pudieron obtener los grados de compactación de las plataformas en esas zonas. Dichos valores son los que se muestran en la siguiente tabla.

Cuadro 4.8 Grados de compactación del suelo

Sondeo	GC2			GC1		GC3
	Superior	Media	Inferior	Superior	Media	Superior
Peso volumétrico	1.31	1.23	1.22	1.38	1.38	1.36
% de compactación	92	84	83	87	86	92

Como se observa solamente la parte superior del relleno de dos de los sondeos alcanza grados de compactación por arriba del 90%. Las capas inferiores reportan grados de compactación hasta del 83%. Debido a esto se decidió evaluar los asentamientos que esta condición podía imponer a los edificios.



## 5. CAUSAS DEL DESPLOME Y AGRIETAMIENTOS

### 5.1 Capacidad de carga.

Considerando la condición más crítica es decir para suelo saturado que de acuerdo a los ensayos triaxiales en ese caso  $\varphi = 18^0$  y  $c = 1 \text{ t/m}^2$  la capacidad de carga de la cimentación es

$$q_{adm} = c N_c + \gamma B N_\gamma / 2 = (1 \times 5.7 + 1.7 \times 7 \times 3 / 2) / FS = 5.7 + 6 \text{ t/m}^2 \\ = 7.85 \text{ t/m}^2$$

Dado que los edificios pesan aproximadamente 935 en condiciones de ocupación máxima y su área es de 20 x 7 m entonces transmiten un esfuerzo a la cimentación de aproximadamente 6.7 t/m<sup>2</sup>. Por lo tanto, las cimentaciones de los edificios no presentan problema por capacidad de carga.

### 5.2 Humedades del terreno

Con el fin de detectar fuentes probables de humedecimiento del suelo, se realizaron un total de 32 sondeos con pala posteadora de acuerdo a las ubicaciones marcadas en la Figura 3.1. No se pudo avanzar en todos los sondeos a la misma profundidad debido a la presencia de estratos con boleos o gravas. Un dato interesante de estos sondeos es que las zonas ubicadas cerca de jardines o áreas sin pavimentar presentan mayores humedades. Por otro lado, los limos que subyacen al material de las plataformas se encuentran prácticamente en condiciones de saturación en todo el predio y hasta las profundidades reportadas. Dado este humedecimiento generalizado es probable que provenga de la zona alta de la loma y se presente por infiltración de agua de lluvia y ascienda por capilaridad en el material limoso, ya que en las plataformas no existe el mismo nivel de humedecimiento. En tal caso es muy difícil controlar este humedecimiento pero sí se pueden controlar los cambios de humedad que afectarían

principalmente a los estratos de suelo expansivo. Para ello es necesario evitar las pérdidas por evaporación impermeabilizando toda la superficie del terreno.

Otro dato interesante es que en la grieta que se presenta sobre el pavimento en el condominio Hojas frente al edificio C, se detectó la presencia de material negro potencialmente expansivo con contenidos de agua cercanos a la saturación. Esto explica la presencia de la grieta en el respaldo del muro. Dado que no se observa que este fenómeno aparezca en otras zonas, es probable que se trate de un caso aislado. En todo caso la presencia de material expansivo en el respaldo del muro, no pone en peligro su estabilidad dado que una vez que este material ha expandido y el muro a cedido, no se presentan empujes adicionales sobre el muro. Se recomienda sellar la grieta y evitar los cambios de humedad del suelo, que provocarían que el agrietamiento volviera a presentarse.

Cuadro 5.1 Estratigrafía y humedades obtenidas en los sondeos con pala postedora.

Sondeo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15	19	23	24	25
Relleno: prof (M)	1.7	2	1.8	1.7	0.7	1.6	0.5	0.7	0.5	0.6	0.6	1.7	0.6	0.6	0.8	0.8	0.7	0.4
Cont. Agua, w (%)	28	22	20	23	21	24	24	18	24	26	22	21	20	17	20	15	21	20
A. Negra : prof (m)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.4	--	--	1.4	--	--	--	--
Cont. Agua, w (%)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	41	--	--	33	--	--	--	--
Limo café: prof (m)	2.2	2.5	2	2.8	1.9	2.2	1.3	1.3	1.3	0.7	2.9	2.2	1.5	1.7	0.9	1.1	1.3	1.1
Cont. Agua, w (%)	38	35	41	41	38	35	36	37	40	35	38	36	37	29	42	40	38	42
Limo rosa: prof (m)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	3.2	--	--	--	--	--	--
Cont. Agua, w (%)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	38	--	--	--	--	--	--

Sondeo	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Relleno: prof (M)	0.5	1.6	0.7	1.8	1.2	1	--	0.9	0.7	0.7	0.1	2.1	0.5
Cont. Agua, w (%)	21	21	19	33	23	23	--	24	22	22	--	27	18
A. Negra : prof (m)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2.2	1.3
Cont. Agua, w (%)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	38	34
Limo café: prof (m)	1.4	1.7	--	--	--	--	1.2	2	0.9	3.1	3.2	--	2
Cont. Agua, w (%)	41	30	--	--	--	--	37	33	17	28	25	--	32
Limo rosa: prof (m)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Cont. Agua, w (%)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

### 5.3 Revisión de los muros de contención.

Comentario [A3]: Mañana reviso esta parte

En la construcción de los terraplenes para el desplante de los edificios, al estar en una zona de desniveles se construyeron muros de contención, tomándose como mejor opción la de la patente del sistema KEYSTONE; el cual es un sistema que consiste en estabilizar un talud de tierra ó piedra mediante el uso de bloques modulares y tierra armada con geomallas, escalerillas de acero, ó con anclas para lograr que el talud se mantenga siempre estable aun recibiendo fuertes lluvias u otro tipo de presiones.

El sistema tiene especificaciones dadas por la patente que se tienen que cumplir para que así el muro trabaje de una forma garantizada, estas propiedades mecánicas del material de relleno del área de refuerzo del muro son:

1. Clasificación del material (estable, no expansivo ni cohesivo).
2. Granulometría y Tamaño Máximo de Agregado (1" de diámetro max)
3. % Finos (35% máximo que pasen el tamiz 200 y 5% mínimo)
4. Índice plástico (debe ser menor a 15)
5. límite líquido (debe ser menor de 40)
6. Angulo de Fricción Interna. (mayor de 25)
7. Peso volumétrico seco máximo.

Así mismo se hace énfasis que el material de relleno debe estar compactado al 95% Proctor Estándar.

Al hacer revisión de los distintos estudios realizados, se considera que los muros no tienen un relleno adecuado para que el geotextil trabaje adecuadamente. Sin embargo, de acuerdo con los ensayos de corte directo, el ángulo de fricción del relleno alcanza un valor superior a los  $33^{\circ}$  tanto en condiciones saturadas como no saturadas. Es decir que este material es competente para producir una fricción adecuada con el geotextil bajo cualquier

condición de humedad. Es por eso que se hizo nuevamente una revisión del diseño de los muros. Para este cálculo se tomaron los siguientes valores: peso volumétrico promedio del relleno  $1.7 \text{ t/m}^3$ , ángulo de fricción interna  $32^\circ$ , carga superficial sobre el relleno  $1 \text{ t/m}^2$ , factor de seguridad mínimo 1.5, altura de muro 3.4 m, ángulo del bloque deslizable  $45^\circ + f/2$ .

Primero la revisión en la hoja de cálculo proporcionada por Keystone, se propusieron longitudes de malla de 2.45m para el primer tramo y de 2.05 para los siguiente, y se obtuvieron resultados que arrojan un factor de seguridad superior a 1.5 contra la extracción.

Cuadro 5.2 Revisión de los muros de contención.

Tramo	Prof (m)	w (t/m2)	Del H	Ea(t/ml)	CapGeotex	Anclaje	L final
1	0.8	2.36	0.8	0.746348748	1.11952312	0.71765487	1.97938706
2	1.6	3.72	0.8	1.080241609	1.62036241	0.65896719	1.53247409
3	2.4	5.08	0.8	1.414134469	2.1212017	0.63170284	1.11698445
4	3.2	6.44	0.8	1.74802733	2.622041	0.61595386	0.71301018

Revisando el empuje en el muro obtenemos que:

$$E_a = \gamma h^2 K_a / 2 = 1.7 \times 3.4^2 \times \frac{0.33}{2} = 3.24 \text{ t/m}$$

Y revisando el momento del muro ante el empuje obtenido:

$$M_0 = E_a h / 3 = 3.24 \times 3.4 / 3 = 3.67 \text{ t m}$$

El peso propio del muro es de:

$$W = \gamma b h = 1.7 \times 2.05 \times 3.4 = 11.85 \text{ t}$$

Ahora calculamos el momento resistente para compararlo con el momento del muro:

$$M_r = W b/2 = 11.85 \times 2.05/2 = 12.1 \text{ t m}$$

Haciendo esta comparativa nos damos cuenta que el factor de seguridad contra el volteo es de 3.2 lo cual nos rechaza la posibilidad de falla en este ámbito del muro.

También tenemos que tomar en cuenta la posibilidad de deslizamiento debido a una mala cimentación del muro, así que lo revisamos:

$$FS_d = W \tan \varphi / E_a = 11.85 \times \tan(32^\circ) / 3.24 = 2.3$$

Una vez revisados estos aspectos, podemos decir que el muro, a pesar de no cumplir con las especificaciones propuestas para la construcción de muros de contención bajo el sistema Keystone, es un muro correctamente diseñado.

#### **5.4 Fenómeno de expansión- colapso**

La distribución de presiones considerada para la cimentación se tomó en base a la teoría de Bousinesq. Se calcularon los esfuerzos por peso propio del material así como los incrementos de esfuerzos que impone la estructura a las profundidades de 2 y hasta 10 m. Para ello se consideró que la estructura impone un esfuerzo sobre el terreno de apoyo de  $6 \text{ t/m}^2$  (considerando carga viva reducida) y que la cimentación es rectangular de longitud infinita. Se calculó el

incremento de esfuerzo al centro y en la esquina de la cimentación y los valores se reportan en los cuadros 5.3 y 5.4.

Cuadro 5.3. Incremento de esfuerzos al centro de la cimentación

Profundidad (m)	Peso propio (t/m <sup>2</sup> )	Incremento de esfuerzo (t/m <sup>2</sup> )	Total (t/m <sup>2</sup> )
2	3.4	5.8	9.2
4	6.8	4.7	11.5
6	10.2	3.6	12.7
8	13.6	3	16.6
10	17	2.6	19.6
12	20.4	2.1	22.1

Cuadro 5.4 Incremento de esfuerzos en la esquina de la cimentación

Profundidad (m)	Peso propio (t/m <sup>2</sup> )	Incremento de esfuerzo (t/m <sup>2</sup> )	Total (t/m <sup>2</sup> )
2	3.4	3	6.4
4	6.8	2.9	9.7
6	10.2	2.8	13
8	13.6	2.4	16
10	17	2.1	19
12	20.4	1.9	22.3

Dado que los esfuerzos máximos a la profundidad de 3 m son del orden 10 t/m<sup>2</sup> (de acuerdo con el cuadro 5.3) y que la presión de expansión del estrato ubicado a esa misma profundidad es del orden de 13 t/m<sup>2</sup>, entonces el suelo es capaz de levantar al edificio en cuanto sufre un humedecimiento cercano a la saturación.

Por otra parte, de acuerdo con los ensayos realizados con pala posteadora, se observa que existen algunas zonas con mayor humedad, Éstas se localizan en la ubicación de los sondeos 6, 9, 11, 29 y 32 mostrados anteriormente. El primero corresponde al edificio C del condominio Hojas y que es precisamente uno de los más dañados. El resto corresponde a sitios aledaños a zonas sin pavimentar. También estos sondeos indican que el material de suelo natural se encuentra

prácticamente en la condición saturada de tal manera que es previsible que dichos materiales ya hayan colapsado bajo el efecto del peso de los edificios.

### **5.5 Evaluación de asentamientos-colapsos-expansiones**

En el terreno donde se asientan los edificios existen tres fuentes principales de deformaciones: los asentamientos producidos por la construcción de los edificios en la plataforma y en el terreno natural, los asentamientos producidos por el colapso de algunos estratos de suelo al saturarse y los movimientos ascendentes de los estratos expansivos. Cada uno de estos elementos es evaluado a continuación.

El procedimiento de presaturación del suelo provocó que los estratos con potencial de colapso produjeran este tipo de deformaciones a medida que se construían los edificios. En los estratos de suelo expansivo provocó las deformaciones en sentido ascendente antes de la construcción de los edificios por lo tanto su influencia resulta limitada dado que el suelo aún mantiene un grado de saturación alto.

Para evaluar los asentamientos producidos en la plataforma de material compactado, se fabricaron muestras en el odómetro con el mismo grado de compactación de la plataforma (83 %) y allí se le impuso la carga de sitio más la carga del edificio. Las Figura 8 muestran el comportamiento del material ante las cargas impuestas además del efecto que causa la saturación del material. Con estos resultados es posible evaluar los asentamientos que esta condición ocasiona en el inmueble. De acuerdo con la Figura 8, el índice de compresión del material es

$$C_c = (e_1 - e_2)/(\log \sigma_1 - \log \sigma_2) = (1.449 - 1.402)/(\log 0.486 - \log .083) = .061$$

Este índice es similar a la del suelo natural de acuerdo con las tablas del capítulo 4. El asentamiento esperado considerando que el espesor medio sea de 1.0 m con un grado de compactación de 0.83% y que el edificio aplica un esfuerzo medio al terreno de 5.8 t/m<sup>2</sup> (Tabla 10) a esa profundidad, es

$$\Delta h = \frac{h C_c}{1 + e} (\log \sigma_1 - \log \sigma_2) = \frac{100 \times 0.06}{1 + 1.449} \log \left( \frac{0.58}{0.083} \right) = 2.0 \text{ cm}$$

El colapso producido por humedecimiento que se muestra en la Figura 5.51 es de 0.83 % para una carga de 4.8 t/m<sup>2</sup>. Utilizando estos datos se obtiene que el colapso esperado es:

$$\Delta h_2 = 0.0083 \times 100 = 0.83 \text{ cm}$$

De tal manera que el asentamiento total en la plataforma por la construcción del edificio y su saturación es de 2.83 cm. Sin embargo, de acuerdo con los sondeos con pala posteadora, el material compactado no se encuentra saturado y por lo tanto este asentamiento por colapso aún no ocurre en la mayor parte de la plataforma.

Si la plataforma tuviera el mismo espesor el asentamiento sería uniforme. Pero debido a las diferencias en espesores de la plataforma y a las heterogeneidades de la compactación estos se pueden traducir en asentamientos diferenciales. En general la plataforma tiene espesores mayores hacia donde se dirige la pendiente del terreno natural (fachada poniente de los edificios). Esto puede explicar la inclinación que sufren algunos de ellos en esa dirección.

Con respecto a los asentamientos esperados en los estratos de material limoso, se observa que estos materiales presentan un comportamiento atípico, debido a que entre mayor carga aplicada menor es el colapso observado. Incluso en algunos casos se observó un comportamiento expansivo ante la carga más



elevada (Tabla 4.6) Esto se debe a la gran heterogeneidad del material encontrado en la zona como ya se comentó anteriormente.

El índice de compresión promedio de estos materiales es del orden de 0.06 de acuerdo con las tablas del capítulo 4, de tal manera que el asentamiento esperado será la sumatoria de los asentamientos hasta una profundidad de 12m ya que hasta esa profundidad existe una influencia del 10% del peso del edificio con respecto al esfuerzo inicial en el terreno. Para el primer estrato con espesor de 2m ubicado entre las profundidades de 1 y 3m (debido a la presencia del relleno de 1m) existe un esfuerzo inicial de 3.4 t/m<sup>2</sup> por peso propio y el esfuerzo final (por el incremento que proporciona la estructura) de acuerdo a las tablas 5.3 y 5.4 es de 7.9 t/m<sup>2</sup>, de tal manera que el asentamiento es

$$\Delta h = \frac{h C_c}{1 + e} (\log \sigma_1 - \log \sigma_2) = \frac{200 \times 0.06}{1 + 1.1} \log \left( \frac{0.79}{0.34} \right) = 2.1 \text{ cm}$$

De la misma manera es posible obtener los asentamientos producidos por las siguientes capas de material hasta la profundidad de 10m. La tabla 5.5 muestra los resultados.

Cuadro 5.5 Relación profundidad / asentamiento

Profundidad (m)	Asentamiento (cm)
2	2.1
4	1.1
6	0.57
8	0.44
10	0.31
12	0.21
total	4.73

El colapso del material al saturarse se puede obtener por medio de las tablas del capítulo 4. Considerando que el espesor promedio de los estratos de suelo colapsable sea de 6 m en toda la columna de 12m de profundidad afectada por la construcción de los edificios y tomando un porcentaje promedio de colapso

del suelo de 0.5% de acuerdo con las tablas del capítulo 4, se tiene que el colapso total en la columna de suelo por saturación es de

$$h = 600 \text{ cm} \times .005 = 3 \text{ cm}$$

Es decir que se espera un colapso aproximado de 3 cm por efecto de saturación del suelo. De esta manera el asentamiento total esperado por la construcción de los edificios y por colapso del terreno por efecto de saturación es

$$h_t = 2.0 + 4.7 + 3 = 9.7 \text{ cm}$$

Es decir que se puede producir un asentamiento de hasta 9.7 cm en algunas zonas del terreno donde se asientan los edificios dependiendo de la disposición de los estratos colapsables.

Por otro lado, la expansión esperada en el caso de un estrato con espesor de 2.0 m localizado a una profundidad de 3 m en donde los esfuerzos totales promedio son del orden de  $8.5 \text{ t/m}^2$  es del orden de 1.1% de acuerdo con la tabla 3 por lo tanto en ese caso el material podrá expandir hasta

$$h_e = 200 \text{ cm} \times .011 = 2.1 \text{ cm}$$

Debido a que durante el proceso constructivo se realizó la presaturación del suelo es probable que los estratos expansivos superficiales hayan tenido este movimiento antes de la construcción de los edificios. Sin embargo no se conoce con precisión la distribución exacta y espesores de los estratos de suelos colapsables y expansivos dado las condiciones de heterogeneidad del suelo en la zona. Sin embargo, las deformaciones calculadas por los diversos fenómenos de asentamientos, colapso y expansión son suficientes para explicar el movimiento de los edificios en diversas direcciones.

Finalmente, los asentamientos que se producen en el suelo cuando éste se carga son paulatinos y ocurren conforme las partículas de suelo y los meniscos de agua se van movilizandoy adaptando a la nueva condición de carga tal como se observa en la Figura 5.52. Obsérvese que la escala de las abscisas en la Figura 5.52 es logarítmica, esto quiere decir que la mayor parte de las deformaciones ya ha tenido lugar pero todavía se pueden esperar algunos asentamientos por la acción de la carga de los edificios, sin embargo éstos serán pequeños comparados con los que ya han ocurrido. Lamentablemente, en la actualidad no existe alguna teoría en la mecánica de suelos no saturados que nos permita determinar el porcentaje de asentamientos que ya han ocurrido. Para ello sería necesario realizar algunos ensayos adicionales de largo plazo en donde se observe la tendencia a la estabilización en las deformaciones para posteriormente desarrollar un modelo de tipo reológico que nos permitiera hacer dichas evaluaciones.

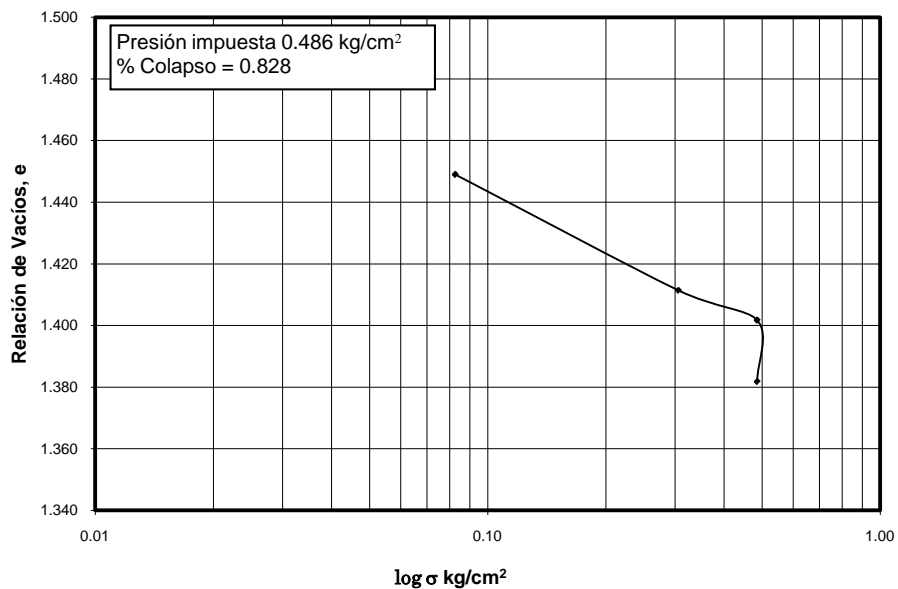


Figura 5.51. Ensaye de colapso en material compactado.

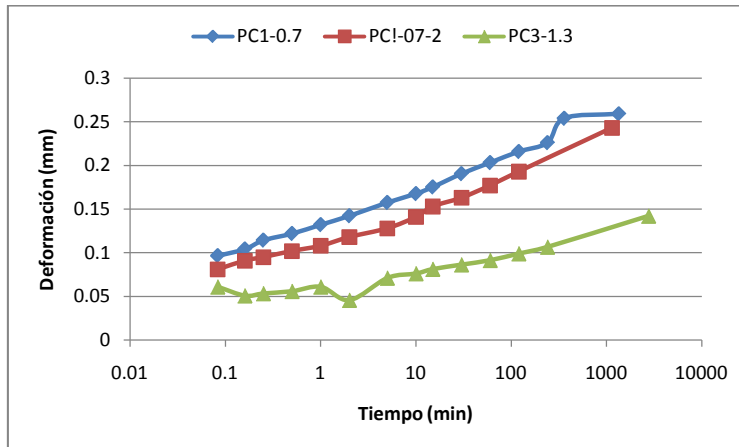


Figura 5.52 Asentamientos del suelo en función del tiempo.

En muchas ocasiones los suelos finos no se encuentran saturados, esto debido a que el nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad tal que no permite que los suelos se saturen por capilaridad. El grado de saturación en este tipo de suelos se encuentra entre 30 y 90 % (dependiendo principalmente del porcentaje de arcilla)

Para poder sustentar que una cimentación se sostendrá o se comportará de forma adecuada, es necesario poder estimar los desplazamientos verticales al aplicar la carga, y también los originados a largo plazo por el fenómeno de viscosidad inter-granular.

Se ha estudiado y concluido que las propiedades físicas de estos suelos pueden obtenerse con una precisión razonable si se realizan pozos a cielo abierto conservando la humedad natural del suelo.

En el artículo “Esfuerzo – Deformación – tiempo en suelos finos no saturados” se establece la teoría para resolver este problema de forma técnica.

En este artículo se determina que la fórmula para calcular el asentamiento en este tipo de material es la siguiente.

$$\delta = (m_{ep}H\sigma) + m_t(H\sigma) * \left(\log \frac{T+t}{T}\right)$$

En donde

$\delta$  = Desplazamiento vertical del edificio.

$m_{ep}$  = Módulo de deformación elastoplástica.

H = Espesor del estrato en estudio.

$\sigma$  = Esfuerzo aplicado en kg/cm<sup>2</sup>.

a = Un parámetro que depende de la pendiente de la línea de la gráfica de una prueba de compresibilidad realizada en un espécimen de suelo de lugar donde se va a construir, con las mismas características de humedad esperadas en el lugar de construcción.

t = El tiempo en el que se quiere obtener el asentamiento.

T = Valor de tiempo que se obtiene por la gráfica.

#### **Consideraciones previas.**

Para hacer los cálculos se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones.

1.- Se dividirá el terreno en fragmentos de 1 metro de profundidad, teniendo un total de 12 metros estudiados.

2.- El peso de los edificios es de 6.0 t/m<sup>2</sup>.

3.- La geometría en planta de los edificios se tomará como un rectángulo de 20 x 7 metros (140 m<sup>2</sup> por edificio).

4.- La cimentación del edificio está desplantada sobre una capa de tepetate de 60 cm de espesor que se considera inerte.

#### **Cálculos.**

Este primer cálculo será basado en los datos obtenidos de la prueba con las siguientes características:

-Pozo #2

-Profundidad 0.50 mts.

-Presión adicional a la de sitio 3.33 ton/m<sup>2</sup>

Del cual se toman los datos para las siguientes operaciones, primero obtenemos el módulo de deformación elastoplástica para el cual se debe obtener el porcentaje de deformación elastoplástica.

$$d_{ep} = \alpha H\sigma$$

De acuerdo a la gráfica la deformación elastoplástica es de 0.0254 cm, por lo que de la ecuación anterior podemos obtener  $\alpha$  el cual es el modulo de deformación elastoplástica.

$$d_{ep} = 0.0254 = \alpha (2 \text{ cm}) \left( 0.333 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Por lo que el valor de  $\alpha=0.0381$  cm / kg

Ahora procedemos a encontrar el valor de Ct, el cual se obtiene por la siguiente fórmula:

$$Ct = \frac{d_1 - d_2}{\log \frac{t_2}{t_1}} = \frac{0.05334 - 0.05588}{0.08278135} = 0.031$$

Teniendo este valor se procede a determinar el valor de a, el cual fácilmente se puede obtener con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{Ct}{2.3(H)(\sigma)} = \frac{0.031}{2.3 * 2 * 0.33} = 0.02022$$

Con este valor ya podemos calcular el módulo de deformación unitaria del fenómeno viscoso-intergranular ( $m_t$ )

$$m_t = 2.3a = 0.0465$$

Ahora encontramos el valor de T el cual se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$T = \frac{t_f}{(e^{\mu} - 1)}$$

Nos podemos dar cuenta que falta el valor de m el cual se obtiene de la siguiente forma

$$\mu = 2.3 * \frac{\delta_f - \delta_{ep}}{C_t} = 2.3 * \frac{-0.05588 + 0.0254}{0.031} = 2.2614$$

Ahora lo sustituimos en la ecuación anterior y obtenemos:

$$T = \frac{8649}{e^{2.2614} - 1} = 1006.1053 \text{ segs.}$$

Ahora necesitamos conocer el tiempo en el cual será presentada la carga, como se trata de un edificio que fijo, es decir, que se mantendrá para siempre (no es temporal) se pueden conocer los asentamientos por año, simplemente se varían los valores de t en la fórmula con todas las variables resueltas, es decir:

$$\delta = \left( 0.0381 + 0.0465 * \log \left( \frac{1006.1053 + t}{1006.1053} \right) \right) H * \sigma$$

Pero debido a que se empezaron a notar los problemas al tercer año desde que se inició la construcción, y la ésta duró alrededor de un año, la fórmula que nos permitirá calcular el asentamiento de forma más cercana a la realidad es la siguiente:

$$\delta = (m_{ep} H \sigma) * \{ 1 * \beta (0.435 + \left( \log \frac{t}{t_c} \right)) \}$$

En la cual las siguientes son variables que no habíamos definido

T<sub>c</sub> = tiempo de construcción (1 año)

$\beta = m_t / m_{ep} = 0.0465 / 0.0381 = 1.22$

t = tiempo en el que se quieren conocer las deformaciones (3 años)

Por lo que la fórmula queda de la siguiente forma

$$\delta = (0.0381) * \{ 1 * 1.22 \left( 0.435 + \left( \log \frac{3}{1} \right) \right) \} * H \sigma$$

En la cual solo quedan las variables de H y de  $\sigma$ , como se explicó antes, el estrato se considerara de 12 metros debido a que es la profundidad en la cual el esfuerzo generado por la aplicación del peso de los edificios es del 10% del esfuerzo que se tenía a esa profundidad sin haber construcciones sobre él, aunque en la fórmula se utilizará 11 metros debido a que el primer metro es una capa de tepetate, la cual tiene distintas deformaciones.

Ahora para obtener el esfuerzo ( $\sigma$ ) se utilizó la siguiente formula:

$$\Delta\sigma_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta\sigma_{sup} + 4\Delta\sigma_{med} + \Delta\sigma_{inf})$$

Los cuales son los valores del aumento de esfuerzos en la parte superior, media e inferior del estrato de 12 metros respectivamente, los cuales están en la tabla 5.41 para el centro de los edificios, sustituyéndolos en la fórmula queda de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_{prom} = \frac{1}{6}(5.8 + 4(3.8) + 2.1) = 3.85 \text{ t/m}^2$$

De igual forma se obtuvo el valor en las esquinas del edificio, el cual fue de 2.7 t/m<sup>2</sup>.

Sustituyendo en la fórmula de asentamiento nos da como resultado:

$$\delta = (0.0381) * \{1 * 1.22 \left( 0.435 + \left( \log \frac{3}{1} \right) \right)\} * 0.385 * 1100 = 18 \text{ cm}$$

Lo que nos da un valor de 18 cm en el centro del edificio.

De la misma forma se obtuvo el valor en las esquinas del edificio el cual fue de 12.6 cm.



## **Conclusiones y recomendaciones.**

Después de ver y analizar las hipótesis que se tenían al inicio de esta investigación, nos damos cuenta que podemos descartar la mayoría de estas, pues se puede notar, por ejemplo, que el muro de contención, aunque tiene algunos detalles constructivos que hacen que se pudiera pensar que está mal hecho, también hay pruebas o signos de que este problema no es el causante de la inclinación de los edificios, esto es más fácil de comprobar ahora que se separaron los pequeños puentes que unen el muro de contención con el edificio y se notó que los edificios aun así se siguen agrietando.

La hipótesis sobre la capacidad de carga también se desecha pues se calculó la misma para el terreno en base a los estudios, y se nota que la capacidad de carga es mayor a el peso que descargan los edificios sobre el terreno, por lo que esa no es una posible causa del agrietamiento e inclinación.

Lo que deja como posibles causas del agrietamiento los fenómenos de expansión-colapso, ya que el terreno es muy heterogéneo por lo que es difícil descartar el hecho de que se encuentren pequeños estratos de materiales con distintas propiedades que generen el asentamiento diferencial, o una expansión que incline el edificio, esto podría estar ocasionado con alguna fuga de agua o un movimiento de agua del subsuelo que haga que en ciertas zonas haya más humedades que en otras. Además de esta hipótesis, también se notó que la hipótesis de asentamiento es probable, aunque los valores obtenidos por dicha hipótesis no concuerdan de forma tan contundente con los movimientos observados en las edificaciones, pero si se toma en cuenta que se pueden combinar estas dos últimas hipótesis el efecto observado en los edificios se puede originar fácilmente a partir de estas problemáticas.

Otra posibilidad que no se tocó en las hipótesis, principalmente porque se trata de un trabajo de mecánica de suelos, es que el procedimiento constructivo de

saturar el material antes de construir los edificios haya sido mal realizado, teniendo diferencias de resistencia del mismo material, haciendo de esta forma que los edificios, que ya tendrían una tendencia a inclinarse debido a la diferencia de esfuerzos en el terreno de las esquinas y el centro del edificio, se inclinaran aún más de lo esperado por consolidación y asentamiento.

### **Recomendaciones**

Las recomendaciones que se pueden hacer en este tipo de problemas, que son de hecho muy complejos por la gran cantidad de variables, son las siguientes:

-Lo primero que debe hacerse es analizar el daño que tienen en este momento las estructuras de los edificios, principalmente el más inclinado, pues aunque presumiblemente las estructuras están en un estado conveniente, se tiene que tener esa certeza pues hay gente que vive ahí, y no es correcto poner la vida de las mismas en riesgo.

-Se sugiere monitorizar los edificios, para así saber si el movimiento de los mismos sigue acentuándose, o por el contrario han llegado a un momento en el que los edificios, aunque están inclinados, no se mueven más. Para esto es necesario utilizar un método bastante preciso, se sugiere una estación total y una cuadrilla de topógrafos que interpreten los resultados al menos una vez cada dos meses, teniendo así una base suficientemente fuerte para asegurar cualquiera de las dos opciones; es decir, para estar seguros que los edificios ya no se mueven, o bien que los mismos se siguen moviendo.

-Para futuras construcciones en terrenos cercanos al sitio de estudio se recomienda ampliamente hacer muchos estudios de suelos, varios sondeos y algunos pozos a suelo abierto, pues el material es muy heterogéneo en esta zona de la ciudad, y si los estudios muestran un material de este tipo es probable que lo

mejor será hacer edificaciones de menos niveles, reduciendo así el esfuerzo que se desplanta en la masa de suelo, haciendo menos probables las fallas del mismo.

-También hay formas de re-nivelar los edificios que ya están inclinados, una de estas es la subexcavación, mismo procedimiento que se llevó a cabo en la catedral de la ciudad de México, aunque para saber la viabilidad y el costo aproximado de este procedimiento se tendrían que hacer algunos otros estudios que no corresponden al tema principal de este trabajo de investigación.

Par finalizar es importante darse cuenta que los problemas estudiados y analizados en este trabajo de investigación pueden ser usados en prácticamente cualquier tipo de construcción, pues debido a la gran cantidad de variables que se analizaron se puede traslapar esta información a una gran área de problemas encontrados en la ciudad de Querétaro principalmente.

También es importante recalcar la importancia de hacer un buen estudio de mecánica de suelos, principalmente cuando las edificaciones son grandes, pues muchas veces se piensa que es una pérdida de recursos el hacer dichos estudios, pero es común encontrarse con que al final los constructores se den cuenta que, de haber hecho dichos estudios con más profesionalismo, se habrían ahorrado muchos problemas, pues incluso al día de hoy se siguen llevando muchas demandas por parte de personas afectadas por este tipo de problemáticas.

## Referencias

Álvarez M. A. (1997), "Caracterización Geotécnica del Valle de Querétaro". Querétaro, Qro. Division de estudios de posgrado de la facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro.

Álvarez M. A., Fernández F., García J. y Poot R. M. (2002), "Modificaciones a la zonificación geotécnica del valle y zona metropolitana de Querétaro" SMMS, XXI Reunión nacional de mecánica de suelos, Vol I, Santiago de Querétaro, Qro, 247-256

Álvarez M. A., Perez M. de la L. (1996), "Subsidencia y fallamiento en el Valle de Querétaro", SMMS, Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Vol I, Morelia, Michoacan, 121-126

Baini A. (2003) Propuesta conceptual y metodológica para diseño y reingeniería de estructuras a base de muros de carga y losas macizas en zonas de alto riesgo. Memorias del 1er Congreso Internacional de Ingeniería, UAQ.

Juarez B. E. y Rico R. A. (1976) "Mecánica de suelos" Tomo I. 3ra edición, Ed. Limusa.

López L. T. (1995) "Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica, Querétaro" Tesis de maestría en ciencias, Mecánica de suelos. Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro.

Zepeda J. A. (2004) "Mecánica de Suelos no Saturados" Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.-Universidad Autónoma de Querétaro.