



22
212

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**SUELOS COLAPSABLES. SU INFLUENCIA
EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.**

FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N :
CABELLO ALVARADO JOSE ERNESTO
LAZCANO ORTA ARTURO

MEXICO, D. F.

1990



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**SUELOS COLAPSABLES. SU INFLUENCIA
EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.**

TEMARIO	página
INTRODUCCION	1
CAPITULO I. SUELOS COLAPSABLES	
1.1 Generalidades	4
1.2 Definición	6
1.3 Origen y formación	6
1.4 Tipos	9
1.5 Características	12
1.6 Factores que afectan a un suelo colapsable	14
CAPITULO II. IDENTIFICACION DE SUELOS COLAPSABLES	
2.1 Reconocimiento del problema	19
2.2 Criterios de identificación	19
2.3 Comentarios finales	37
CAPITULO III. METODOS DE TRATAMIENTO DE SUELOS COLAPSABLES	
3.1 Estabilización por medios mecánicos	43
3.2 Estabilización por medios químicos	63
3.3 Otros métodos de identificación	68
3.4 Soluciones de cimentación	70
CAPITULO IV. ANALISIS DE UN CASO REAL	
4.1 Introducción	72
4.2 Datos generales y antecedentes geotécnicos	72

	página
4.3 Características de las estructuras y daños observados.	79
4.4 Investigación de campo y laboratorio	83
4.5 Propiedades mecánicas del subsuelo	84
4.6 Discusión de resultados	96
4.7 Soluciones adoptadas	97
4.8 Comentarios finales	98
CAPITULO V. CONCLUSIONES	99
Referencias	102

Introducción.

Para el año 2000, habrá cerca de seis mil millones de habitantes en la tierra, y la enorme tarea para la segunda mitad de este siglo, será cubrir las demandas de alimentación, salud, educación, vivienda y trabajo -en forma prioritaria-, que requerirá parte de la población actual, a la cual se sumarán las generaciones futuras.

Como ya se anotó, uno de los renglones prioritarios por cubrir, es la demanda de vivienda. En la mayoría de los países en vías de desarrollo, la carencia de este elemento se manifiesta dramáticamente, tanto por la magnitud requerida, como por la calidad de las existentes. Datos estadísticos, reportan un crecimiento de población acelerado a una tasa del 2.5 % anual, en general; alcanzando tasas del 10 % anual, muy a menudo. (ref. 1)

Por otra parte, los gobiernos de estas naciones, no siempre destinan los suficientes recursos económicos para la construcción de vivienda. Ante esta situación, surge la imperiosa necesidad de utilizar los recursos disponibles, de manera eficiente; manteniendo, o de ser posible, incrementando la calidad de las construcciones.

Ligado a lo anterior, dado el alto porcentaje de concentración de la población en las grandes urbes, las áreas disponibles para la construcción de las edificaciones resultan insuficientes, y los asentamientos urbanos van invadiendo "zonas", que anteriormente se excluían, por los problemas que se presentan al edificar en ellas. Tradicionalmente, los suelos depositados en dichas zonas, se les califica como **difíciles**, en el sentido de que son muy susceptibles de modificar su comportamiento mecánico -en ocasiones, en un período de tiempo relativamente corto-, cuando se alteran sus condiciones de esfuerzo, en combinación con un cambio en alguna(s) de sus propiedades índice (considerando que la mayoría de estos depósitos son suelos finos).

La detección, el tratamiento y el uso adecuado de estos suelos **difíciles**, son tareas que requieren de una gran responsabilidad - por parte del ingeniero civil encargado de resolverlas, lo cual -

exige de él, su mayor aplicación y capacidad en el trabajo.

Al diseñar una cimentación, se toman en cuenta diversos factores, algunos con mayor énfasis que otros, dependiendo de la influencia que tienen en la obra de que se trate. Por ejemplo, en viviendas denominadas de interés social*, las cimentaciones empleadas son generalmente de tipo superficial, a base de zapatas aisladas, corridas, o losa de cimentación. Los dos primeros tipos de cimentación, se emplean cuando las cargas transmitidas al suelo de apoyo son de "pequeña" magnitud, comparadas con las que éste puede admitir; y - en el caso de la losa, a que ésta tiende a lograr uniformizar el comportamiento mecánico del suelo, bajo la acción de las cargas generadas por la vivienda.

En muchas ocasiones, el hecho de conocer las soluciones normalmente adoptadas para la cimentación de este tipo de estructuras, - hace que el diseñador descuide que su trabajo sea precedido de un estudio de mecánica de suelos, que garantice -en cierta medida- el adecuado comportamiento de dicha cimentación; consecuentemente, se corre el riesgo de sufrir una falla en la estructura, que puede resultar de graves consecuencias.

Algunas veces, el criterio de análisis relacionado con el suelo de apoyo, se limita en tomar los datos de los parámetros requeridos, de algún estudio realizado en la proximidad de la zona donde se ubica el terreno, cuyos resultados no siempre ponen en evidencia, la presencia de un suelo difícil, ya sea porque los objetivos de dicho estudio tuvieron otros fines, o bien, que los datos obtenidos no corresponden al tipo de suelo encontrado en el sitio.

* nota.- La vivienda de interés social, es -en términos generales- una edificación de características arquitectónicas y estructurales "sencillas", - por lo cual, su costo resulta ser el "más bajo" en el mercado, y están destinadas a la población de "menores" recursos económicos.

En el mejor de los casos, suele suceder, que al haber efectuado el estudio de mecánica de suelos, no se tome la debida precaución al clasificar e interpretar los resultados obtenidos y el diseño de la cimentación no sea el adecuado, en términos de estabilidad, economía y funcionalidad.

El propósito de este trabajo será precisamente, introducirse en el conocimiento de uno de estos suelos difíciles; para posteriormente, mediante el estudio del comportamiento de una cimentación localizada en un predio con presencia de estos suelos, enfatizar en el hecho de los problemas que pueden suscitarse al construir sobre ellos, sin tener un conocimiento acertado de sus características y/o propiedades; problemas que pueden ser evitados si se destina un pequeño porcentaje de la inversión total de la obra para realizar un estudio del suelo, atendiendo a las variables que pueda sufrir bajo condiciones de carga.

Se espera que el presente escrito, sirva de apoyo, para prevenir y tomar las medidas convenientes al enfrentar los problemas que los suelos difíciles impongan, evitando en buena medida, el adoptar soluciones inapropiadas, y consecuentemente, pérdidas económicas para el país.

Capítulo I. SUELOS COLAPSABLES

1.1 Generalidades.

Los suelos se han definido desde diferentes puntos de vista, según el enfoque que se les dé al estudiarlos.

Para los fines de este trabajo, se puede aceptar como definición de suelo: el producto de la desintegración mecánica y/o descomposición química de las rocas y/o materia orgánica, constituido por líquidos, gases y sólidos. Estos últimos, se ha convenido en que su tamaño máximo sea de 76.2 mm (3"), según SUCS (ref. 2).

Al iniciar el estudio tendiente al conocimiento de los suelos involucrados en las obras de ingeniería, se puede hacer uso de criterios generales de clasificación, que toman en cuenta características de esa naturaleza.

Según cual sea el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: aquellos cuyo origen es debido, esencialmente al resultado de la alteración física y/o química de las rocas, y suelos cuyo origen es, fundamentalmente orgánico. Si dichos suelos permanecen en el sitio donde se formaron, se denominan residuales; por el contrario, si han sido acarreados a otro lugar por algún agente externo (agua, viento, glaciares, etc.), se les califica como transportados.

Ahora bien, independientemente de su lugar de origen y su formación, atendiendo a sus características de resistencia y deformabilidad, se establecen otros criterios para clasificar tales suelos. En Mecánica de Suelos, se acepta actualmente el método denominado SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos); propuesto por el Dr. Arturo Casagrande, en el cual se distinguen los suelos gruesos de los finos, atendiendo al tamaño de sus partículas sólidas (granulometría), y a su plasticidad, respectivamente (ver tabla 1.1).

De aquí en adelante, cuando en el escrito, se mencionen los términos: suelos gruesos o finos, se entenderá que dicha denominación corresponde a lo citado anteriormente.

1.2 Definición.

Dadas las condiciones geológicas a las que están expuestos los suelos durante su formación; algunos de ellos, poseen características que los hacen peculiares. A causa de ello, tales suelos pueden ser identificados con relativa facilidad, "sin considerar": su origen, granulometría o plasticidad, valiéndose únicamente de las particularidades que presentan en el campo. Por ello, se les reconoce con nombres especiales, por ejemplo: loess, morenas, tufas, tierras diatomáceas, margas, caliches, bentonitas, etc., que en términos generales, se describen brevemente en el cuadro 1.1 .

Existen ciertos suelos, cuyo comportamiento mecánico es muy peculiar, constituidos en su mayoría, de partículas sólidas finas. La particularidad que distingue a estos suelos, y que en cierta forma los define, es que al incrementar su contenido de agua, experimentan deformaciones volumétricas en forma súbita, aunadas a una pérdida muy rápida en su resistencia al esfuerzo cortante. A este tipo de suelos se les ha denominado **SUELOS COLAPSABLES**.

1.3 Origen y formación.

El origen de los suelos colapsables es diverso. Acorde a lo citado al inicio del presente capítulo, éstos pueden ser de procedencia residual, o transportados. En general, se localizan en sitios donde prevalecen climas áridos y consecuentemente, exhiben condiciones de desecación, propiciadas por un nivel de aguas freáticas profundo. Se componen de partículas sólidas cuyos tamaños abarcan, desde los finos arcillosos, hasta el de las arenas, y en ocasiones, se pueden encontrar fragmentos de "gravas".

Por el proceso geológico que los produce, se presentan en forma de lentes o estratos, distribuidos irregularmente, con espesores que generalmente varían de algunas decenas de centímetros, hasta varios metros.

CUADRO 1.1 *

TIPO DE SUELO	DEFINICION Y CARACTERISTICAS GENERALES.
1. "Morenas"	"Son depósitos glaciares no estratificados de arcilla, limo, arenas, cantos rodados y piedras que cubren aquellas partes de la superficie rocosa que estuvieron bajo los hie los en los períodos de avance de los glaciares".
2. "Tufas"	"Son agregados finos de minerales y fragmentos de roca muy pequeños, arrojados por los volcanes durante las explosiones, y que han sido transportados por el viento o por el agua".
3. "Loess"	"Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, comúnmente de color castaño claro. El tamaño de la mayoría de sus partículas oscila entre los estrechos límites comprendidos entre 0.01 y 0.05 mm y su cohesión es debida a la presencia de un cementante que puede ser de naturaleza predominantemente calcárea o arcillosa. A causa de la presencia universal de agujeros verticales continuos, dejados por las raíces extinguidas, la permeabilidad en las direcciones horizontales es mucho menor que en la dirección vertical. Además, el material se caracteriza por la capacidad de mantenerse estable en taludes casi verticales. Los depósitos vírgenes no han sido nunca saturados; si lo son, el cementante que mantiene la adherencia entre las partículas se ablanda y la superficie del depósito puede sufrir un asentamiento".
4. "Loess modificados"	"Son aquellos loess que han perdido sus características típicas por procesos geológicos secundarios, como: inmersión temporaria, erosión y nuevo depósito, cambios químicos que originaron la destrucción de la adherencia entre las partículas, o la descomposición química de sus elementos perecederos, como por ejemplo, el feldespato. Por la descomposición química se produce el loess-loam, caracterizado por una mayor plasticidad que los otros tipos de loess modificados".
5. "Tierras diatomáceas"	"Son depósitos de polvo silícico fino, generalmente blanco, compuesto total o parcialmente de los residuos de diatomeas. El término diatomeas se aplica a un grupo de algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, con la particularidad de que las paredes de sus células son silícicas".
6. "Marga"	"Es un término utilizado en forma vaga para identificar varios tipos de arcillas marinas calcáreas compactas o muy compactas y de color verdoso".

(continúa)

7. "Caliche" "El término caliche se aplica en algunos países a ciertas capas de suelo cuyos granos están cementados por carbonatos calcáreos. Estas capas se encuentran generalmente a poca profundidad y su espesor puede variar de pocos centímetros a varios metros. Para su formación parece necesario un clima semiárido".
8. "Arcillas laminadas" "Consisten en capas alternadas de limo mediano gris inorgánico y de arcilla limosa más oscura. El espesor de las capas raramente excede de un centímetro, aunque ocasionalmente se han encontrado láminas más gruesas. Los elementos que forman las arcillas laminadas fueron transportados a lagos de agua dulce por el agua proveniente del deshielo, al terminar el período glacial. Generalmente poseen, combinadas, las propiedades indeseables de los limos y de las arcillas blandas".
9. "Greda" "Es un término popular con el cual se designa una variedad grande de suelos, normalmente constituidos por arcillas muy plásticas, más o menos compactas, aunque a veces se incluyen dentro de esta denominación hasta areniscas arcillosas, que como rocas entran en la categoría de las rocas blandas".
10. "Tosca" "Es el nombre dado en ciertos países a una fuerte impregnación calcárea de suelos de composición variable, en general limos de origen eólico-fluvial, dando como resultado un material de composición y resistencia también variable, pero que regularmente tiene una gran proporción de calcáreo y es muy compacto. A veces la tosca se presenta como incrustaciones aisladas de calcáreo en una base de loess-loam".
11. "Bentonitas" "Son arcillas con un alto contenido de montmorilonita. La mayoría de las bentonitas se formaron de la alteración química de cenizas volcánicas. En contacto con agua, las bentonitas secas se esponjan más que otros tipos de arcillas secas, y saturadas se contraen más también. Los depósitos de bentonita son comunes en Norteamérica, incluyendo México".

* Datos tomados del libro del Dr. K. Terzaghi Peck "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", Cap. I

1.4 Tipos.

Existe una amplia variedad de tipos de suelos susceptibles de sufrir colapso. Se reconoce esta clase de comportamiento en suelos de origen eólico, en depósitos aluviales, en suelos residuales, en rellenos artificiales, y en aquellos, producto de corrientes de lodos.

Una generalidad frecuentemente común de este tipo de suelos, es su estructura suelta, en donde las partículas sólidas presentan con frecuencia, formas equidimensionales (por ejemplo, la de los limos). Sin embargo, también existen suelos colapsables de tipo "arcilloso", e inclusive, se les reconoce en formaciones de boleos.

En general, en condiciones normales presentan escasa o nula cohesión, compacidad y/o consistencia relativa bajas, una relación de vacíos alta y un contenido de agua menor al de saturación.

Los tipos de suelos colapsables detectados hasta ahora, corresponden en gran parte, a depósitos eólicos, los cuales están formados por materiales que han sido transportados por el viento, constituyendo dunas, loess y playas eólicas, así como grandes depósitos de arcillas volcánicas.

Reiterando nuevamente, los suelos eólicos se ubican en regiones áridas o semiáridas, donde el nivel de aguas freáticas se sitúa a gran profundidad. Se localizan en un alto porcentaje del globo terrestre, por ejemplo: en las regiones planas de Argentina y Uruguay, al Oeste de los Estados Unidos, en parte de Asia, en la URSS, en Nueva Zelanda, al Sur de Africa, y por supuesto, en México (principalmente, en la región Norte de la República).

Los depósitos aluviales, son suelos que han sido precipitados por corrientes de agua. Según el origen de la corriente que los formó, se identifican diferentes formaciones, entre las cuales están: los sedimentos fluviales, materiales de llanura de inundación, sedimentos deltáicos, fluvio-glaciares, depósitos lacustres y suelos marinos.

Es importante hacer notar, que la velocidad que adquiere el agua durante su curso, influye determinantemente en el tamaño y

distribución de los acarreos, formando depósitos de partículas sólidas gruesas o finas. Así, cuando el agua circula con cierta velocidad, da lugar a la formación de depósitos de suelos gruesos (por ejemplo, bancos de gravas, cantos rodados, o arenas en los lechos de los ríos). Si por el contrario, el flujo es lento, se forman -- suelos de partículas sólidas finas, cuyas características son preponderantemente, una baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad (por ejemplo, los suelos localizados en los desbordamientos de los cauces de los ríos).

También, se identifican suelos colapsables en sedimentos calificados como residuales, cuya formación es producto de la descomposición física y/o química de las rocas, los cuales se conservan sobre la roca original. La mayoría de las veces, dicho término genérico se relaciona a suelos "finos", resultado de una alteración -- predominantemente química, en un ambiente tropical húmedo. Por -- otra parte, no es fácil precisar las características y secuencia -- de los estratos que constituyen un perfil de suelos residuales, por lo que en ocasiones resulta complicado reconocer la roca original.

La secuencia de un perfil típico de la alteración de las rocas ígneas y metamórficas, de aplicación más general, fué propuesta -- por Deere y Patton en 1971, y se ilustra en la figura 1.1 (ref.3).

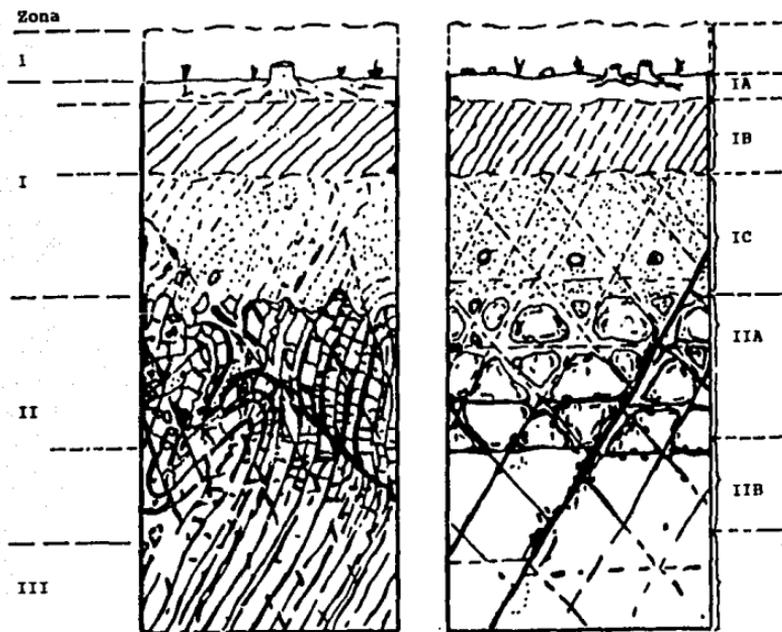
Por lo general, el espesor de los suelos residuales es muy variable, dependiendo del clima y naturaleza del medio ambiente que prevalece en la región donde se localizan.

Es común que este tipo de suelos se comporten adecuadamente ante las sollicitaciones que les transmita una edificación de las características comentadas al inicio de este trabajo, siempre y cuando, su naturaleza no se vea afectada por otro(s) factor(es), como por ejemplo: un alto grado de intemperización, presencia de grandes -- huecos en su estructura propiciados por filtraciones de agua, o -- bien, una alteración en sus características y/o propiedades. En -- tal caso, no es conveniente subestimar el hecho de poder encontrar un suelo susceptible de sufrir colapso, procediendo a realizar el -- estudio conveniente para corroborar dicha sospecha.

Fig. 1.1 Perfil típico de intemperización para rocas metamórficas y rocas ígneas intrusivas.

a) Rocas metamórficas

b) Rocas ígneas intrusivas



I materiales coluviales u otros suelos transportados

I Suelo residual

II Roca alterada

III Roca sana

IA Horizonte A

IB Horizonte B

IC Horizonte C (saprolitos)

IIA Transición de saprolito a roca alterada

IIB Roca parcialmente alterada

1.5 Características.

En general, los suelos colapsables no suelen ser reconocidos por simple observación, pues no muestran una apariencia especial que los caracterice; aunque se dice que ésta, corresponde a la de los suelos limosos y arenosos. La mayoría, presenta fundamentalmente dos características en común: una relación de vacíos grande (generalmente mayor de 0.70), y un contenido de agua menor al de saturación. Estos factores cambian de un lugar a otro, según el origen, y de acuerdo a los procesos geológicos a que hayan estado sometidos dichos suelos. Son depósitos muy homogéneos, tanto en el tamaño de sus partículas sólidas, como en su plasticidad -cuando la tienen-, y ofrecen poca resistencia a la penetración (por ejemplo, la están dar).

Teóricamente, es necesaria la aplicación simultánea de carga y humedecimiento, para causar el colapso del suelo. Además, si el contenido de agua en el depósito es alto -sin llegar a la saturación-, la falla ocurrirá repentinamente; pero si dicho porcentaje es bajo, la falla se desarrollará en forma progresiva. Empero, se ha demostrado que existe una presión -denominada crítica-, que rompe la "liga" existente entre sus partículas sólidas, sin necesidad de incrementar dicho contenido de agua, produciéndose el colapso (ref. 4). No obstante, la magnitud de dicha presión es bastante superior, comparada con la que es sometido el suelo en la práctica, tratándose de estructuras "ligeras". Por tal motivo, se puede afirmar que los asentamientos se ocasionarán -en general- por la presencia de ambos factores.

Usualmente, los suelos colapsables resultan menos problemáticos a medida que la profundidad a que aparecen es más grande. Esto se debe al colapso sufrido por las capas inferiores, por efecto del peso de los estratos superiores y su mayor tiempo de exposición a los cambios de humedad; entretanto, las capas superficiales se encuentran todavía sin haber sufrido -o al menos en mucho menor grado- colapso. En estas condiciones, es posible deducir que tal aseración es aceptable, adquiriendo una importancia relevante en -

relación con la vivienda de interés social antes citada, ya que -
por tratarse de construcciones que transmiten al suelo cargas "li-
geras", resultan más significativos los estratos superiores, pues
los esfuerzos transmitidos por la cimentación, se disipan con la -
profundidad*. Al mismo tiempo, por la dificultad que el agua "su-
perficial encuentra al infiltrarse en el terreno, el líquido se -
mantiene a poca profundidad, acrecentando los problemas en dichos
estratos (más aún, si existe drenaje superficial que impida la -
infiltración del agua hacia las capas inferiores).

*nota.- Si se desea ampliar sobre este concepto, se recomienda consultar la
teoría de distribución de esfuerzos en la masa del suelo. (Ver por
ejemplo, Mecánica de Suelos, Vol.II ,capítulo 2, de Juárez Badillo
y Rico Rodríguez).

1.6 Factores que afectan a un suelo colapsable.

Durante el desarrollo práctico de la Mecánica de Suelos, los suelos colapsables han presentado -hasta ahora- dos propiedades esenciales: una, poseer una estructura "abierta" (comúnmente del tipo "panaloidal"); y la otra, que sus partículas sólidas están unidas entre sí, por un agente que actúa como adhesivo o cementante.

Quando el contenido de agua del suelo se incrementa, dicho agente tiende a debilitarse y desaparece, originándose un desplazamiento de los sólidos hacia los espacios vacíos presentes en la mencionada estructura, iniciándose el mecanismo de colapso, el cual es comprensible, al interpretar la ecuación de resistencia de los suelos: $\tau = c + \sigma \tan \phi$; que en términos generales, expresa la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo.

Con frecuencia, cuando estos suelos contienen un mayor porcentaje de sólidos de tamaño "grueso", su resistencia (τ) se debe a un esfuerzo de tensión que aparece en el agua de los mismos. Como se recordará, este fenómeno se origina al entrar en contacto, dos fluidos de diferente naturaleza y existen además, "canalículos capilares" entre las partículas sólidas del suelo. Con ello, se propician las condiciones para que el agua intersticial se sujete a esfuerzos de tensión, dando como resultado que las partículas sólidas se compriman y la presión efectiva en el suelo se incrementa, aumentando este último su resistencia. (ver figura 1.2)

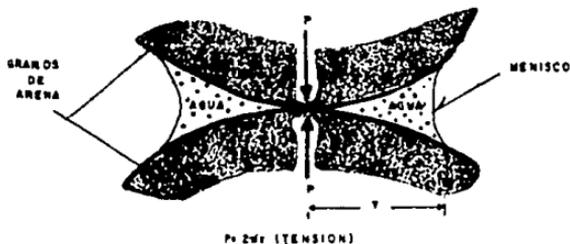


Fig. 1.2 PRESION DE CONTACTO
PRODUCIDA POR CAPILARIDAD.

Sin embargo, esta condición desaparece si los suelos son cubiertos por una "película" de agua, al anularse la tensión prevaleciente; desapareciendo -por esa causa- la compresión existente entre los sólidos, por lo que la resistencia de los suelos se abate súbitamente (ref. 5).

Ahora bien, cuando los suelos "gruesos" contienen cantidades importantes de limo y, reiteradamente, un cierto porcentaje de arcilla (de tal forma que sus partículas sólidas se rodeen de partículas arcillosas), son estas últimas las que gobiernan el comportamiento de la masa del suelo y por lo tanto, las fuerzas de origen físico-químico cobran gran importancia, pues son las que determinan la resistencia al esfuerzo cortante de dichos suelos.

Para comprender este hecho, se esbozará en forma muy general, como está conformada la estructura interna de la arcilla. Una de las teorías aceptadas en el presente, explican que las partículas sólidas del suelo, poseen cargas eléctricas negativas en su superficie -en base a la estructura iónica que los caracteriza-, de tal manera que atraen a iones positivos del agua (H^+), y a cationes de diferentes elementos químicos (Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc.,). Si dos moléculas de agua están próximas a las partículas sólidas, dada la naturaleza bipolar del agua -en la que una partícula de arcilla, en conjunto con el agua adherida, funciona como un dipolo permanente-, se establece un nexo especial entre ellas, que se conoce como fuerzas de Van der Waals. La intensidad de dicho nexo, se ve directamente afectada por el origen y la historia de esfuerzos de dichas arcillas, como se expone a continuación.

Si las arcillas que rodean a las partículas sólidas gruesas son de origen residual -derivadas regularmente de reacciones entre los feldspatos y el agua-, al encontrarse desecadas conforman una estructura de alta resistencia, que puede ser abatida rápidamente - al hidratarse el citado nexo arcilloso pues sus partículas tienden a separarse.

En la figura 1.3, se ilustra un arreglo típico de arcillas residuales, sirviendo de nexo a las partículas sólidas de arena. Obsérvese la disposición paralela y orientada de las partículas de arcilla, resultado de su origen residual.

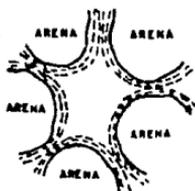
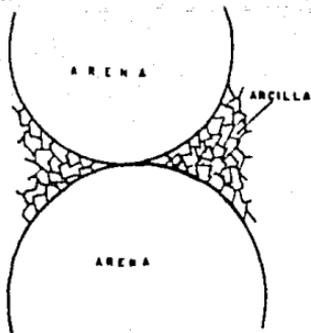


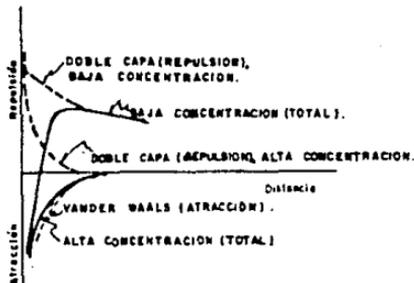
Fig. 1.3 ARREGLO ESQUEMATICO DE UN NEXO ENTRE PARTICULAS DE ARENA Y ARCILLA RESIDUAL.

Otras veces, las arcillas son "transportadas" y al depositarse en un medio continuo como el agua, forman estructuras floculadas que rellenan los espacios existentes entre las partículas sólidas gruesas del suelo. Lo anterior, es consecuencia de la retracción del agua contenida en la masa del suelo hacia dichos espacios vacíos por efecto de la desecación, desarrollando presión en la arcilla. Al introducir el agua en la mencionada estructura, las tensiones capilares prevaecientes se relajan y la concentración de iones en la fase fluida se reduce, apareciendo fuerzas de repulsión entre las partículas de arcilla, mermando el nexo que ejercen en la estructura del suelo, desapareciendo por este efecto, la resistencia al esfuerzo cortante del conjunto.

La figura 1.4, muestra un arreglo esquemático de un nexo arcilloso de origen transportado, y la relación que existe entre las fuerzas de atracción y repulsión, al tener altas y bajas concentraciones de iones, según ya se comentó.



(a)



(b)

Fig. 1.4 a) ARREGLO ESQUEMATICO DE UN NEXO ENTRE PARTICULAS DE ARENA Y ARCILLA "TRANSPORTADA"; b) FUERZAS DE ATRACCION Y REPULSION POR LA ALTA Y BAJA CONCENTRACION DE IONES EN LA FASE FLUIDA DE LA ARCILLA.

El esquema ilustrado en la figura 1.4a, puede sufrir algunas variantes, puesto que la arcilla suele agruparse de diferentes formas. Pudiera ser, que las partículas arcillosas conformaran grumos independientes, sin dejar de establecer su nexo con las partículas de arena y conservaran el mismo comportamiento del conjunto; o bien, que se tuviera una disposición como la mostrada en la figura 1.5, la cual, a diferencia de la anterior, los sólidos gruesos pierden su contacto entre ellos, a causa de la agrupación más intensa de las partículas arcillosas. Arreglos de este tipo, sujetos a un proceso de intensa desecación, suelen ser muy resistentes y poco compresibles ante sollicitaciones relativamente pequeñas, pero pueden colapsarse aún cuando su contenido de agua no cambie si las cargas aumentan considerablemente, tendiendo a arreglos mucho más dispersos y consecuentemente, las deformaciones volumétricas son mayores.

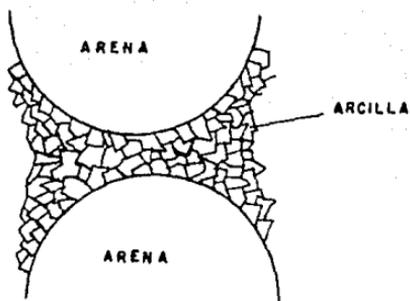


Fig. 1.5 OTRO ARREGLO ESQUEMATICO DEL NEXO ARCILLOSO ENTRE LAS PARTICULAS DE ARENA.

Al decir que un arreglo del tipo ilustrado en la figura 1.5 es susceptible de colapso, sin necesidad de modificar el contenido de agua del suelo, no quiere decir que el referido en la figura - 1.4a no se colapse en una situación semejante. Se entiende, que en este último caso (fig.1.4), el riesgo de sufrir una falla por tal efecto, es mucho menor, por la disposición que guardan sus partículas sólidas en su estructura y el tipo de nexo que las une.

Capítulo II. Identificación de Suelos Colapsables

2.1 Reconocimiento del problema.

La identificación de suelos colapsables es un problema que se ha abordado bajo diferentes criterios. Unos, los reconocen desde un punto de vista **cuantitativo** y por ello, su aplicación puede ser limitada, teniendo en cuenta el origen y la gran variedad de características que se encuentran en dichos suelos. Otros criterios, se basan en determinaciones **cuantitativas**, específicamente, pruebas de campo y/o laboratorio, las cuales adolecen también de restricciones inherentes que deben tenerse en cuenta, según el caso particular que se presente.

Antes de realizar un estudio geotécnico sobre dicho suelo, es conveniente apoyarse en otros elementos, a través de los cuales, se estime la posible existencia del suelo, que se sospecha, pueda tener un comportamiento peculiar (como en el caso de los suelos tratados en este trabajo).

La información que da ese conocimiento general del suelo encontrado en el sitio, suele obtenerse de diversas fuentes tales como:

- Mapas geológicos y fotografías aéreas
- Informes sobre obras construídas en zonas aledañas, que aporten datos sobre perfiles ó cortes estratigráficos del terreno y características generales del mismo.
- Inspección visual de las posibles estructuras construídas en la cercanía del lugar donde se ubica el terreno en estudio, para detectar posibles fallas en ellas.

Con estos antecedentes, se puede proceder a elegir el programa de estudio adecuado, que en términos generales, dependerá del tipo de obra, de la importancia de la misma y de la naturaleza del terreno "in situ".

2.2 Criterios de Identificación.

1. Criterio de Gibbs y Bara (Bureau of Reclamation).

La identificación de un suelo colapsable mediante este criterio, se basa principalmente en la hipótesis de que dicho suelo posee -- una relación de vacíos grande y por lo tanto, tiene una mayor posibilidad de sufrir colapso.

Gibbs y Bara proponen la utilización de una gráfica con la cual se puede determinar la susceptibilidad que tiene un suelo de sufrir una falla, por expansión o por colapso. Dicha determinación se basa en función del peso volumétrico seco del suelo y su límite líquido. La mencionada gráfica se muestra en la figura 2.1.

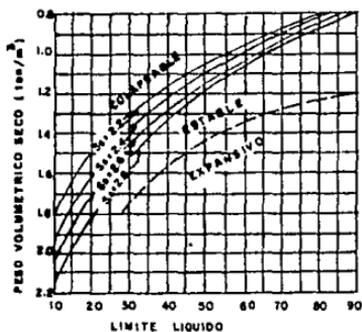


Fig. 2.1

Este criterio fué empleado en las ciudades de Torreón y Gómez Palacio, donde se encontró que buena parte de los suelos localizados, se clasificaron en un rango de mediano a alto potencial de colapso, como se ilustra en la figura 2.2.

Al revisar la gráfica, se observa que para un valor promedio del límite líquido igual a 35% y pesos volumétricos secos menores de 1200 Kg/m^3 , el suelo tiene un alto potencial de colapso. A medida que se incrementa el peso volumétrico de dicho suelo (1200 a 1600 Kg/m^3), sin modificar su límite líquido, su potencial de colapso disminuye.

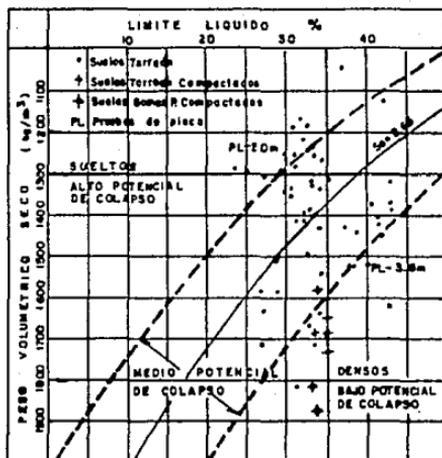


Fig. 2.2 POTENCIALIDAD DE COLAPSO

2. Criterio de J. H. Dudley

Este criterio, se basa esencialmente en la premisa de que el suelo en la naturaleza, posee una relación de vacíos mayor a la que toma al ubicarlo en su límite líquido. Al incrementar el contenido de agua del suelo, éste sufre un decremento en su resistencia al esfuerzo cortante, antes de alcanzar el 100% de saturación, teniendo reducciones volumétricas de consideración, lo que se traduce en un importante colapso estructural.

Dudley propone rangos en los cuales se relacionan el contenido de agua, límite líquido e índice de plasticidad del suelo, para los cuales su probabilidad de colapso es mayor. La Tabla 2.1 muestra dicha relación.

CONTENIDO DE AGUA	GRADO DE SATURACION	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD
13 a 39	<100	<45	<25

TABLA 2.1

Existen otros criterios para predecir si un suelo es susceptible de sufrir un colapso por saturación. La mayoría de dichos criterios, se apoyan en las relaciones existentes entre parámetros tales como la relación de vacíos, contenido de agua, límites de Atterberg, etc.

Al igual que los criterios antes mencionados, éstos clasifican a los suelos colapsables desde un punto de vista "cualitativo" y -- por ello, su enfoque resulta limitado, ya que no se toman en cuenta otros factores como pueden ser, la influencia del estado de presión que actúa sobre su masa y la cementación intergranular existente entre sus partículas sólidas y en general, en la gran diversidad de formaciones y características propias que tienen dichos suelos en la naturaleza.

Por mencionar algunos de ellos, se tiene:

a) Criterio de Denisov (1951).

Establece un valor "K" denominado coeficiente de asentamiento - y se define como:

$$K = \frac{e_L}{e_0}$$

donde: e_L , es la relación de vacíos del suelo en su límite líquido.

e_0 , es la relación de vacíos del suelo en su estado natural.

Si el valor de "K" se encuentra comprendido en los rangos que se mencionan a continuación, se pueden presentar los siguientes casos: Si $K = 0.5 - 0.75$, el suelo es muy susceptible de sufrir un colapso.

$K = 1.0$; el suelo se encuentra en una condición crítica de sufrir colapso.

$K = 1.5 - 2.00$; el suelo no es del tipo colapsable.

b) De acuerdo al Código de Construcción de la U.R.S.S. un suelo es susceptible de colapso al saturarse, si su grado de saturación es menor del 60% y se cumple que:

$$\frac{e_0 - e_L}{1 - e_0} > 0.1 \text{ -----(1)}$$

donde: e_0 = relación de vacíos del suelo en estado natural

e_L = relación de vacíos del suelo en el límite líquido.

Este criterio puede ser expresado en términos de pesos volumétricos secos de la siguiente forma:

$$\frac{\gamma_0(d)}{\gamma_1(d)} < 1.1 \text{ suelo susceptible de colapso}$$

donde: $\gamma_0(d)$ = peso volumétrico seco del suelo en estado natural

$\gamma_1(d)$ = peso volumétrico seco del suelo en el límite líquido.

Algunos investigadores, consideran que el suelo es susceptible al colapso cuando dicha relación es menor a la unidad (Gibbs y Bara 1967).

c) **Criterio de Milovic y Marín.**

En este análisis, se plantean expresiones similares a las de Denisov. Marín, muestra datos experimentales que demuestran la variación existente entre el coeficiente de asentamiento y el esfuerzo efectivo.

Milovic, presenta el cambio que se da entre el coeficiente de asentamiento con el contenido de agua y la densidad, para los loess del Valle Danubio.

Hay otros criterios, que se fundamentan en la correspondencia - del contenido de agua y los límites de Atterberg del suelo. Por - ejemplo:

a) **Prikonskij (1952)**, precisa un coeficiente "Kd" que expresa co mo:

$$Kd = \frac{W_L - W_0}{I_p}$$

donde: W_L = límite líquido

W_0 = contenido de agua natural

I_p = índice de plasticidad

y concluye lo siguiente

Si: $Kd < 0$; el suelo es altamente colapsable

$Kd \geq 0.5$; el suelo no es colapsable

$Kd \geq 1.0$; el suelo es expansivo

b) **Feda (1964)** determina un coeficiente "KL" que define como:

$$KL = \frac{\frac{W_0}{S_0} - W_p}{I_p}$$

donde : S_0 = grado de saturación del suelo en estado natural

W_p = límite plástico

y finaliza, estableciendo lo siguiente:

En suelos parcialmente saturados, ($S_0 < 1$), el suelo puede ser -- susceptible al colapso.

c) **Método de Laboratorio de Benites (1967)**.

Este procedimiento, proporciona información cualitativa acerca de la posibilidad de que un suelo pueda colapsarse. Sugiere reali zar una prueba simple de "dispersión" en el laboratorio, la cual consiste en tomar 2 muestras de suelo, con su contenido de agua - natural. En seguida se colocan en una copa que contiene 125cc de agua destilada y se registra el tiempo que tarda en dispersarse.

la muestra de suelo en forma completa. Según esto, si el tiempo -- transcurrido es relativamente "corto", el suelo presenta riesgo de colapso. Por ejemplo, en los suelos "colapsables" de Benzon Arizona, se observó que dicha dispersión sucedió en un intervalo de 20_ a 30 segundos.

d) El método de Jennings, es el más conocido para determinar si un suelo puede colapsarse, el cual, se lleva a cabo al realizar una - prueba doble en el odómetro. El uso de este ensayo, no sólo deter- mina cualitativamente la susceptibilidad de colapso del suelo, --- sino que además, proporciona información cuantitativa para estimar la magnitud de dicho colapso.

El método consiste en probar en el odómetro dos muestras del mis- mo suelo, una de ellas con su contenido de agua natural y la otra, saturada. Al comparar las dos curvas de compresibilidad obtenidas se tiene la magnitud de la deformación adicional producida por la_ saturación (ver fig. 2.3).

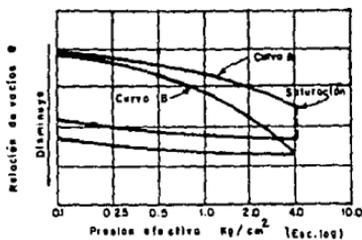


Fig. 2.3 DOBLE PRUEBA EN EL ODOMETRO.

La curva A, corresponde a una muestra de suelo areno-arcilloso, ensayada con su contenido de agua natural, y llevada hasta una pre- sión efectiva de 4 Kg/cm², en cuyo instante se saturó.

La curva B, corresponde a una muestra del mismo suelo, saturada_ previamente, y posteriormente cargada hasta los mismos 4 Kg/cm².

El efecto de la saturación bajo carga en el caso de la curva A

es notorio, y puede medirse la deformación adicional producida por el colapso.

En la curva B, se llega a menores relaciones de vacíos que en la curva A, pero resulta importante descubrir que la saturación previa anula el colapso.

A partir de la prueba doble del odómetro, se han generado otros criterios para determinar la potencialidad de colapso de un suelo. Estos, se apoyan en la prueba antes mencionada, y son los siguientes:

a) Criterio Presión de Colapso.

Apoyado en la hipótesis de la existencia de una "presión" límite, en el cual las deformaciones del suelo se incrementan considerablemente, se definen los siguientes parámetros:

P_0 : presión vertical debida a un esfuerzo por sobrecarga

P_{cn} : presión de colapso de un suelo con contenido de agua natural

P_{cs} : presión de colapso de un suelo saturado

P : presión vertical total que actúa sobre un suelo a un nivel de terminado.

En donde P_{cn} y P_{cs} se obtienen de las pruebas en el odómetro.

Al realizar una comparación entre dichos parámetros, para un suelo sometido a un estado de esfuerzo dado, se puede predecir:

Si:

$P_{cs} < P_0$: el suelo no soporta su peso propio cuando se satura y por lo tanto, se define como "altamente colapsable"

$P_{cs} > P_0$: el suelo es capaz de soportar un cierto porcentaje de esfuerzos, aún bajo saturación, y la probabilidad de colapso, depende de que "P" sea mayor o menor que --- " P_{cs} ". A este suelo se le reconoce como "condicionalmente colapsable".

$P_{cs} < P < P_{cn}$: el colapso puede ocurrir cuando el suelo se satura, después de cargarse.

Si: $P > P_{cs}$: el colapso puede producirse aún en condiciones no saturadas.

b) Criterio del "Coeficiente de Colapso".

Se apoya en la misma hipótesis del criterio anterior (a), y se define un coeficiente "C" que se representa como:

$$C = \frac{P_{cs} - P_0}{P_{cn} - P_0}$$

el cual se interpreta de la siguiente forma:

$C < 0$; el suelo es altamente colapsable.

$0 < C < 1$; el suelo es condicionalmente colapsable, es decir, el colapso depende del valor que tome "P" en relación a " P_{cs} " y " P_{cn} ".

$C = 1$; el comportamiento del suelo será el mismo a distintos grados de saturación.

En los suelos "colapsables" de la ciudad de Córdoba, Argentina, se realizaron una serie de pruebas "dobles con odómetro", empleando muestras de suelos inalterados con su contenido de agua natural y posteriormente saturadas con tres diferentes tipos de líquidos, que comúnmente podría esperarse se infiltraran en la masa del suelo bajo diferentes circunstancias. Este análisis se realizó para determinar si las características de los líquidos provocan comportamientos diferentes en dichos suelos.

La susceptibilidad del colapso para los suelos ensayados se determinó utilizando el "Coeficiente de Colapso" "C" inicialmente mencionado.

Las características resultantes de los suelos analizados son:

El suelo se reconoce como del tipo loess y contiene un cierto porcentaje de arcilla; se clasifica según el "S.U.C.S." como un suelo ML y CL, como puede verse en la figura 2.4. La Tabla 2.2 muestra las características químicas de dichos suelos.

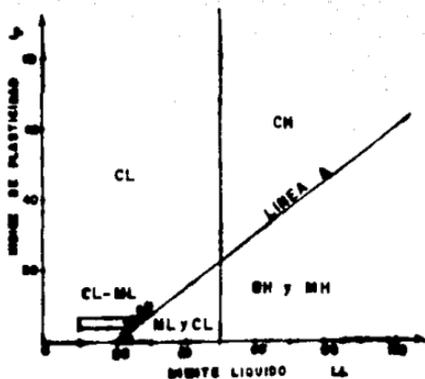


Fig. 2.4

N.º muestra	Profundidad m	CONTENIDO SOLIDOS %/H.				ANÁLISIS QUÍMICO %/H.							RAS	
		Ca	Mg	Na	K	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O		T
A-1	1.0-1.3	2.3	3.1	16.0	2.3	23.0	67.7	6.4	4.6	5.0	2.7	16.6	16.1	9.7
A-2	2.0-2.3	2.4	3.4	20.6	1.1	22.7	73.1	9.7	1.9	4.0	1.8	13.4	13.8	29.6
B-1	0.7-1.6	3.8	3.4	0.6	0.1	6.9	11.6	11.8	5.2	1.3	1.6	17.9	16.0	7.3
B-2	1.3-1.7	14.0	3.6	1.2	0.2	16.2	6.8	11.9	4.1	2.0	2.2	20.1	20.0	9.9
B-3	2.0-2.4	10.0	6.0	26.6	0.2	42.2	61.6	9.7	3.6	3.6	1.8	16.1	17.9	21.6
B-4	3.0-3.6	2.6	2.3	22.8	1.4	22.9	66.7	7.6	2.3	6.0	1.6	19.4	19.4	22.6
B-5	4.7-5.0	3.1	2.9	164.6	0.8	16.5	94.1	3.6	2.6	10.0	1.9	20.8	20.6	20.0
B-7	5.7-6.6	6.6	6.6	66.6	0.8	66.6	77.2	3.6	4.1	9.6	1.6	19.1	17.6	26.6
B-8	6.7-7.6	6.6	1.6	44.0	0.1	61.3	66.6	6.6	6.2	11.7	2.6	24.6	22.2	47.6
B-9	7.7-8.6	6.0	2.6	76.4	0.1	76.6	66.6	4.1	2.3	12.2	1.3	24.2	21.2	66.2
TC/126	12.0-12.6	2.4	0.6	6.6	0.6	4.6	17.7	16.6	2.6	1.6	1.6	22.6	22.1	4.7

mo = miligramos por litro
RAS = ratio de absorción de sales.

Tabla 2.2

La curva A, se obtuvo con una prueba a contenido de agua natural. Las curvas B, C y D se generaron de pruebas saturadas con agua: potable, de drenaje doméstico y ácida, respectivamente.

La figura 2.5 es representativa de una muestra de suelo cuyo comportamiento es altamente colapsable, sin importar el líquido que lo saturó.

La figura 2.6 representa a un suelo ligeramente cementado, capaz de soportar una presión aproximada de 7.6 Kg/cm^2 , al saturarlo con agua potable, pero se convierte en un suelo condicional al colapso si se le satura con agua de drenaje. Si el líquido empleado es agua ácida, el suelo resulta "altamente colapsable".

La figura 2.7 muestra a un suelo ligeramente cementado el cual logra soportar presiones aproximadas de 6.7 Kg/cm^2 y 2.9 Kg/cm^2 , al saturarse con agua potable y con agua ácida, respectivamente, lo cual no sucede utilizando agua de drenaje, por lo que dicho suelo en este último caso es "altamente colapsable".

La Tabla 2.3 muestra algunos valores del "Coeficiente de Colapso" "C" obtenidos para los 3 líquidos utilizados, observándose que el peso volumétrico seco no es un factor dominante para que se produzca el colapso.

La figura 2.8 muestra otro tipo de información que puede ser obtenida del ensaye con el odómetro, con la cual se puede evaluar el riesgo de colapso para un caso particular.

En esta prueba, se utilizaron dos muestras del mismo suelo, una con 3% de contenido de agua y otra con 6%. En la primera muestra, se produjo la saturación con una presión actuante de 3 Kg/cm^2 (aproximadamente), en tanto que la otra se saturó teniendo una presión de 0.6 Kg/cm^2 . Ante tal comportamiento, se deduce que bajo mayor carga exterior se produce un colapso de mayores proporciones, aunque al final las dos muestras coinciden en su curva de compresibilidad. Como era de preverse, la muestra con menor contenido de agua inicial también mostró mayor colapso. De acuerdo a lo anterior, este tipo de prueba sirve únicamente para estimar el colapso que puede presentarse dado un nivel de presión con el cual trabaje el suelo en campo.

Los líquidos usados para saturar las muestras fueron:

- 1) Agua potable, la cual puede infiltrarse en el suelo a través del riego de los jardines.
- 2) Agua de drenaje doméstico, que se introduce en el suelo por medio de las roturas en el sistema de drenaje de las casas.
- 3) Agua ácida, obtenida por lixiviación de agua destilada, mezclada con material vegetal degradado.

Los resultados obtenidos de dichas pruebas se observan en las figuras 2.5, 2.6 y 2.7.

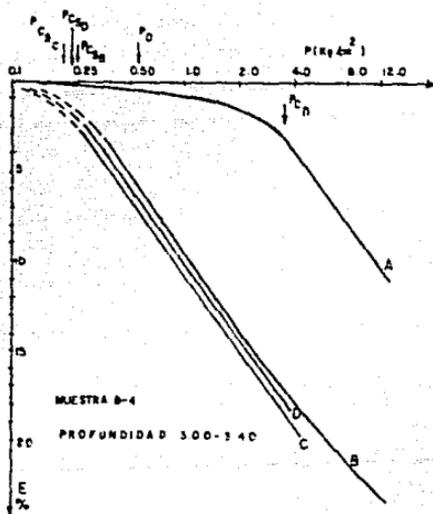


Fig. 2.5

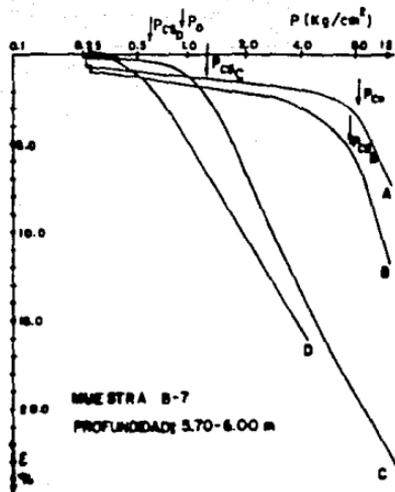


Fig. 2.6

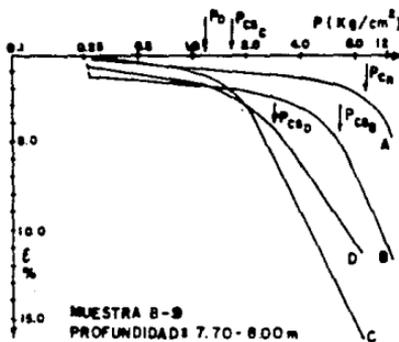


Fig. 2.7

Tabla 2.3

Muestra No.	Peso Volumétrico seco gr/cm ³	Valores de coeficiente C		
		Agua potable	Agua no tratada	Agua ácida
A-1	1.28	C > 0 condición de colapso		
A-2	1.33	C > 0 condición de colapso	C = -0.015 Existe el colapso	
B-1	1.28	C = 0.018 condición de colapso	C = 0.487 condición de colapso	
B-2	1.28	C = 0.024 condición de colapso	C = -0.01 Existe el colapso	
B-3	1.29	C = 0.024 condición de colapso	C = -0.026 Existe el colapso	C = -0.016 Existe el colapso
B-4	1.28	C = -0.094 Existe el colapso	C = -0.01 Existe el colapso	C = -0.104 Existe el colapso
B-6	1.28	C = 0.071 condición de colapso	C = -0.17 Existe el colapso	
B-7	1.24	C = 0.87 Estable	C = 0.045 Condición de colapso	C = -0.04 Existe el colapso
B-8	1.28	C = -0.024 Existe el colapso	C = -1.12 Existe el colapso	
B-9	1.38	C = 0.69 Estable	C = 0.063 Condición de colapso	C = 0.21 Estable
70/132	1.20	C >> 0 Estable	C >> 0 Estable	

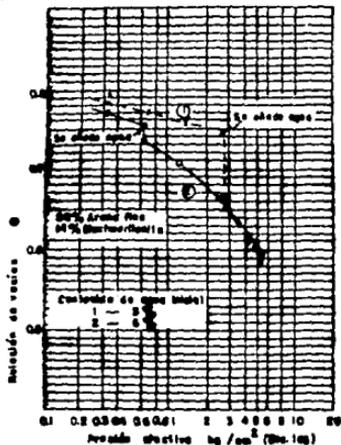


Fig. 2.8

Ahora bien, empleando una prueba de consolidación se puede precisar la factibilidad que tiene un suelo de sufrir un colapso, lo cual se ilustra claramente en la representación gráfica que resulta de dicha prueba (ver figura 2.9). El ejemplo muestra un ensaye con un espécimen de arena fina, con un 10 % de arcilla montmorilónica, el cual fué cargado hasta 8.0 kg/cm^2 (espesor de la muestra igual a 2.5 cm). A continuación, el espécimen se descargó hasta una presión de 0.53 kg/cm^2 . Hasta este último instante, el contenido de agua de la muestra no se alteró, permaneciendo muy bajo. Posteriormente, la muestra fué saturada, generándose un violento cambio en su volumen. Al finalizar la deformación del espécimen, la prueba se continuó, cargándolo nuevamente hasta los 8 kg/cm^2 , para después descargarla, ya con su contenido de agua incrementado.

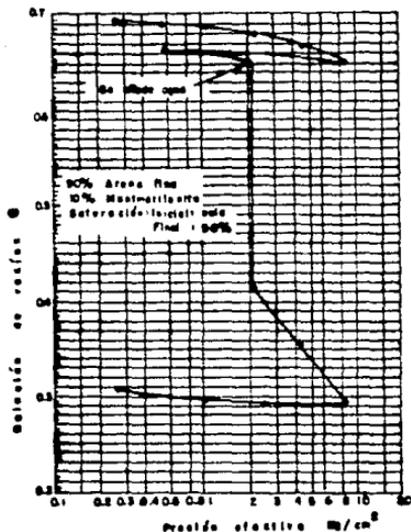


Fig. 2.9

Cuando se sabe que la arcilla constituye el enlace cementante - existente entre las partículas sólidas del suelo; una forma para determinar la "actividad" de la fracción arcillosa contenida en - el suelo y con ello, poder predecir la susceptibilidad de colapso de dicho suelo, es mediante el uso de unas gráficas que fueron ob - tenidas para un suelo ubicado en el Valle de San Joaquín, en Cali - fornia, E.U.A., las cuales se presentan en la figura 2.10 .

En dicho lugar, la presencia de suelos colapsables es frecuente y han causado numerosos y serios problemas a las estructuras ahí - establecidas.

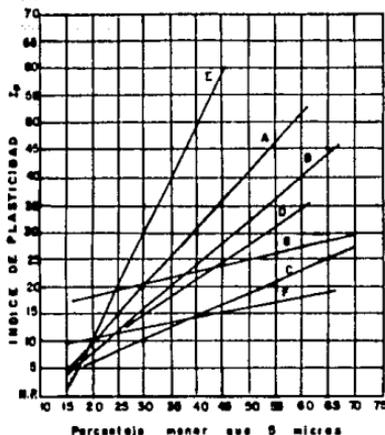


Fig. 2-10

En dicha gráfica, las líneas representadas con una pendiente - "E", corresponden a suelos cuya actividad de la arcilla contenida en ellos, es grande y por lo tanto, al incrementar su contenido de agua se "expanden". Conforme la pendiente de dichas rectas disminuye (rectas F y C), el riesgo de presentarse un problema por colapso aumenta, por lo que al incrementar el contenido de agua del suelo correspondiente, se presenta el colapso.

Prueba de saturación bajo carga.

Otro método de laboratorio para determinar la magnitud del colapso de un suelo, es el ensaye de saturación bajo carga. Mediante este procedimiento, se obtiene la **deformación unitaria total** que se produce en una muestra de suelo al aplicársele inicialmente una presión vertical en su estado natural, y posteriormente, al saturarla (manteniendo en ambos casos la misma presión). Dicho parámetro es el indicativo para determinar si el suelo puede colapsarse. La prueba consiste, en labrar una pastilla de suelo "inalterado", para luego ser colocada en el odómetro; a continuación, -

es aplicada una presión vertical, permitiendo que la muestra se deforme. Al cesar dicha deformación, el espécimen es saturado por "capilaridad", obteniendo el asentamiento producido, en términos - de la deformación antes mencionada.

La figura 2.11 ilustra un ejemplo de la utilización de dicho - procedimiento. Dicho gráfico, corresponde a suelos cuya presión aplicada en ellos fué de 2.0 kg/cm^2 . Además de haber determinado - la magnitud de colapso que estos suelos presentaron, se comprobó que a medida que el peso volumétrico seco del suelo decrece, el - porcentaje de colapso resulta mayor.

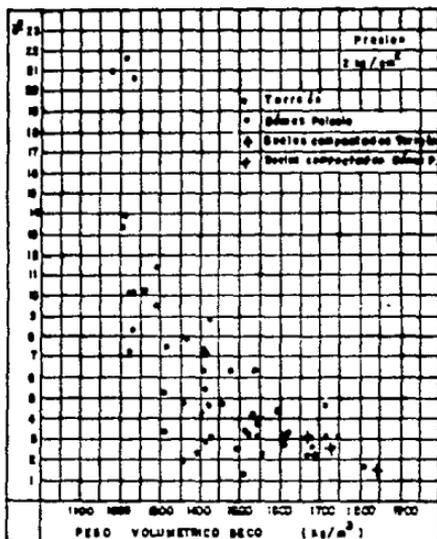


Fig. 2.11 Porcentaje de colapso vs Peso volumétrico seco, presión vertical 2.0 kg/cm^2 .

Pruebas de Campo

Para reconocer la susceptibilidad de colapso de un suelo "in situ", existen varios procedimientos que pueden ser realizados con cierta facilidad. Cabe mencionar que este tipo de pruebas adquieren una gran importancia en los citados suelos, pues al ser más directos en comparación con algun(os) procedimiento(s) realizado(s) en el laboratorio, sus resultados son determinantes. Los más comúnmente empleados son:

- **Prueba de Placa.** Mediante una placa circular de acero de aproximadamente 60 cm de diámetro, es transmitida una presión al suelo, utilizando para ello un gato hidráulico. Esto se realiza en principio, con el suelo en su estado natural, midiendo las deformaciones que éste sufre en los micrómetros instalados en dicha placa. Posteriormente, al cesar la deformación inicial, es saturado dicho suelo, manteniendo constante la presión transmitida inicialmente y se mide la deformación producida por tal efecto. Al graficar los asentamientos producidos por la carga transmitida al suelo, antes y después de saturarlo, se reconoce inmediatamente, si dicho suelo muestra un comportamiento tal, que pueda considerarse colapsable. Lo anterior se observa claramente en la figura 2.12, la cual corresponde a una prueba realizada bajo las condiciones señaladas en la tabla 2.4.

- **Prueba de la "Salchicha".** Consiste en tomar una muestra de suelo aproximadamente del tamaño de la mano, la cual se remoldea y divide en dos partes iguales, formándose dos esferas; una de ellas se satura y la otra queda tal cual. Al compararse después de un tiempo transcurrido relativamente corto, si una fracción de la muestra es más pequeña que la otra, entonces se puede sospechar que el suelo tiene la probabilidad de colapsarse.

Pruebas de Resistencia.

Más que tratarse de pruebas empleadas para identificar si un suelo es susceptible de sufrir colapso -ya sea, de manera cualita-

tiva o cuantitativa según ya se mencionó, se trata de ensayos realizados con el fin de correlacionar sus resultados con dicha tendencia, estableciendo comparaciones entre su resistencia y alguna(s) de sus propiedades índice y/o mecánicas.

Es conveniente mencionar que los resultados obtenidos de este tipo de comparaciones son, por su naturaleza, generalmente de carácter particular y por ello, no se deben generalizar dichas correlaciones para todos los casos donde se tengan problemas con suelos de tipo colapsable.

Sin embargo, es obvio señalar que los valores de la resistencia del suelo obtenidos de dichas pruebas, resultan altas cuando el grado de saturación es bajo, decreciendo notablemente, cuando se incrementa dicho grado de saturación.

Para ejemplificar lo anteriormente comentado, en las figuras 2.13, 2.14, 2.15 y 2.16 se ilustra la correlación existente de la resistencia a la compresión simple de un suelo colapsable y su grado de saturación, para cuatro rangos diferentes de pesos volumétricos secos.

La figura 2.17, indica una correlación entre la prueba de compresión triaxial consolidada rápida (C-U) y el peso volumétrico seco, en la cual, se determinó que el ángulo de fricción interna del suelo es directamente proporcional a su peso volumétrico seco, apreciándose que el suelo tiene un comportamiento friccionante aún para valores bajos de dicho peso, siendo los valores de cohesión asociados a los ensayos, relativamente bajos, e inversamente proporcionales al grado de saturación.

2.3 Comentarios Finales.

Un vez más, es importante recalcar, que el especialista en Mecánica de Suelos, tiene la gran responsabilidad de identificar, cuándo un suelo es de tipo colapsable. Apoyado en criterios establecidos de diversas fuentes, mediante los cuales se determinan las propiedades índice y/o mecánicas de dichos suelos, el especialista obtiene información de carácter cualitativo y cuantitativo,

dependiendo de la profundidad con que se lleve a cabo el estudio - referido. Sin embargo, dichos criterios no siempre son aplicables en forma general, ya que, como se anotó anteriormente, los suelos susceptibles de sufrir colapso se encuentran en la naturaleza con una gran diversidad de características, resultado de su origen y - formación a lo largo del tiempo. Ante esta situación se recomienda que el empleo de los criterios establecidos en este capítulo se tomen con la debida precaución y cuando sea posible, se sugiere utilizar varios de ellos, para poder realizar comparaciones entre los - resultados obtenidos y así determinar con mayor certeza si se está en presencia de suelos colapsables.

Dependiendo de la importancia de la obra que se trate, se determinará el tipo de prueba(s) que pueden realizarse, teniendo muy -- en cuenta el costo que implicará llevarlas a cabo y el tiempo disponible para efectuarlas.

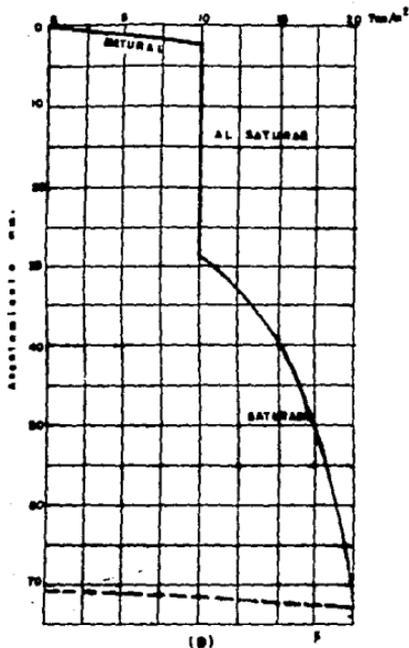


Fig. 2.18

Prof. Z. G. M. I.

b) Prueba en estado no saturado hasta 10 ton/m² y saturada a 10 ton/m²

Carga, ton/m ²	5	10	10(s)	10(s)	20(s)
Asentamiento, mm	0.9	2.0	2.5	40.5	72.7

$$\gamma_s, \text{inicial} = 1.26 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_s, \text{final} = 1.42 \text{ ton/m}^3$$

$$w_s, \text{inicial} = 10.6 \%$$

$$w_s, \text{final} = 28 \%$$

Grado de Saturación inicial = 27%

Grado de Saturación final = 90%

$$LL = 28$$

$$IP = 9 \left\{ \begin{array}{l} CL \\ PL \end{array} \right.$$

TABLA No. 2.4

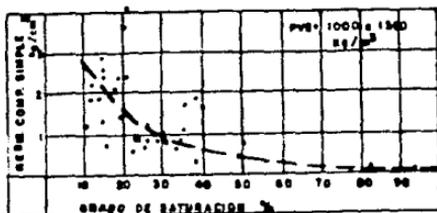


Fig. 2.13 RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE VS GRADO DE SATURACION, PVS 1000 y 1300 kg/m³.



Fig. 2.14 RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE VS GRADO DE SATURACION, PVS 1300 y 1500 kg/m³.

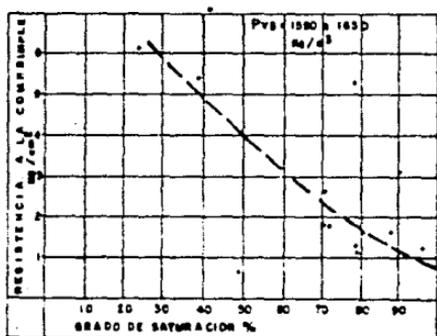


Fig. 2.15 RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE VS GRADO DE SATURACION, PVS 1500 y 1600 kg/m³.

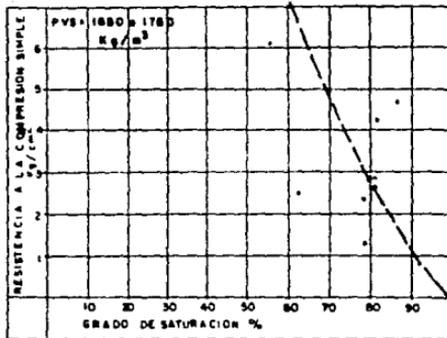


Fig. 2-16 RESISTENCIA A LA COMPRESION VS GRADO DE SATURACION, PVS 1680 e 1780 kg/m³.

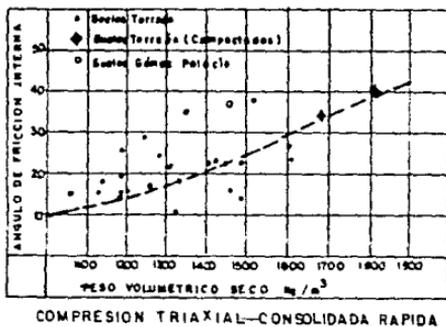


Fig. 2-17 ANGULO DE FRICCION INTERNA EN COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA VS PESO VOLUMETRICO SECO.

Capítulo III. Métodos de Tratamiento de Suelos Colapsables

Una vez identificada la presencia de suelos colapsables en el lugar, confirmando que el hacer uso de ellos, resulta problemático para fines constructivos, es preciso buscar alternativas que permitan utilizarlos, de manera que no causen problemas a las edificaciones construídas sobre ellos.

Si cambiar de sitio no es ya, una solución aceptable, acorde a lo comentado al principio de este trabajo: una primera opción, es sustituir el material inadecuado por otro de mejores características, alternativa que resulta conveniente en función del gasto implicado para ello, en relación al costo total de la obra.

Otra posibilidad, puede ser la de utilizar el suelo, tal y como se encuentra en la naturaleza, cuando sea factible por ejemplo: -rigidizar la estructura de la cimentación, apoyarla en un estrato no colapsable y de mejores características o bien, emplear cimientos profundos (pilas, pilotes, etc.,). Estas medidas -en algunos casos- resultan efectivas, aunque no siempre son las más apropiadas. Por lo cual, su elección está determinada en función de las características propias del terreno, de la magnitud e importancia de la obra por construir e indudablemente, del balance económico que resulta de ello.

Finalmente, se ocurre modificar las condiciones naturales del suelo de apoyo para que el resultado final sea un suelo con mayor resistencia, y cuyas deformaciones futuras no afecten a las estructuras cimentadas sobre él. Los procedimientos empleados con el propósito de satisfacer dicha finalidad, se les conoce como **métodos de tratamiento o estabilización de suelos**, los cuales, se agrupan de acuerdo a la naturaleza del medio utilizado para tal fin.

La decisión de "mejorar" un suelo no es fácil de tomar. Los parámetros económicos y técnicos que deben estudiarse y evaluarse son diversos, y algunos de ellos poco conocidos. En general, los factores más importantes que determinan la elección de un método en particular son:

- 1o. El conocimiento de las solicitudes aplicadas al suelo.
- 2o. La naturaleza misma del suelo (características, tipo de suelo, espesor del estrato, etc.), y su comportamiento.
- 3o. La información obtenida del análisis de los resultados de pruebas de campo y/o laboratorio, y ;
- 4o. El costo implicado, al utilizar un determinado tipo de tratamiento.

Un examen cuidadoso de dichos factores, determinará aquella alternativa que garantice la mayor seguridad para la estructura y al mismo tiempo, sea económica y funcional al aplicarla.

Sin hacer una descripción detallada de los métodos citados a continuación, el presente capítulo tiene como objetivo comentar brevemente: en que consisten y cuales son los resultados obtenidos del análisis en cada procedimiento, destacando en que casos pueden ser utilizados y cuales resultan -en cierto modo- más ventajosos para un determinado tipo de suelo, de acuerdo a los factores señalados, para elegir un tratamiento de suelos.

3.1 Estabilización por medios mecánicos.

Se denomina estabilización mecánica, a los procedimientos llevados a cabo para modificar las características y/o propiedades del suelo, cuando se utilizan medios de dicha naturaleza.

Los métodos más comunes, que hasta el momento han sido empleados en depósitos de suelos colapsables con resultados favorables, son:

- a) Compactación
- b) Mezcla de suelos
- c) Drenaje
- d) Vibroflotación
- e) Uso de explosivos en combinación con pozos de inundación.

Compactación.

Se entiende por compactación, el proceso mediante el cual se logra el mejoramiento artificial de las propiedades mecánicas de un suelo, en un período de tiempo relativamente corto.

El procedimiento previo a una compactación "in situ", consiste en recabar muestras del suelo por compactar; enseguida, dichos especímenes son sujetos a ensayos de laboratorio, bajo diferentes condiciones de compactación, con el fin de obtener la resistencia requerida para el proyecto, observando además, que las deformaciones sufridas por dicho suelo en adelante, no afecten a las estructuras construídas sobre él. En base a lo anterior, se elige el procedimiento de compactación más apropiado para el caso.

En otras palabras, la importancia de la compactación estriba en el incremento de la resistencia al esfuerzo cortante y disminución de las deformaciones volumétricas del suelo, al disminuir sus "vacíos" y consecuentemente, obteniendo el mayor peso volumétrico de dicha masa. Para lograr esto, los elementos considerados de mayor relevancia en dicha compactación son: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso, y la energía suministrada para ello (conocida como "energía específica").

En un suelo susceptible de sufrir colapso, el procedimiento previo a la compactación, será proveer la humedad necesaria para provocar el colapso de la estructura interna del suelo al compactarlo, cuidando no exceder la cantidad de agua suministrada en él, que impida su buena compactación.

Como ya se mencionó, la mayoría de los depósitos susceptibles de colapsarse son suelos estructurados de tal manera -que en la mayoría de los casos-, las partículas arcillosas juegan un papel importante en su comportamiento. En dicha estructura, el agua "capilar" la cual trabaja a tensión, se encuentra produciendo compresiones entre las partículas sólidas del suelo, formando grumos que dificultan su compactación. Al incrementar el contenido de agua, disminuye esa tensión, de tal forma que al compactar, se vence dicha resistencia y se obtiene un suelo con una estructura más "cerrada" y más resistente. Sin embargo, si el contenido de agua sobrepasa un

cierto límite, se llega a una condición en la cual dicho elemento actúa como material incompresible y por lo tanto, la compactación no resulta satisfactoria y los resultados obtenidos no son los esperados. Inclusive, si el nexo cementante que conforma la estructura del suelo colapsable no es de naturaleza arcillosa (óxidos, carbonatos, etc.), los resultados alcanzados al sobresaturar el suelo son similares, aún cuando el proceso generado internamente en su estructura sea relativamente distinto.

Enseguida, se debe tener en cuenta la gran diversidad de tipos de suelos colapsables encontrados en la naturaleza (loess, tobas, depósitos aluviales, etc.), pues en función de los resultados obtenidos de las pruebas de campo y/o laboratorio que los identifiquen, se elegirá el procedimiento de compactación más indicado para el caso. La profundidad de la excavación, espesores de capa de relleno, procedimientos de campo, especificaciones de compactación, equipos a utilizar, etc., están determinados por las características propias del suelo, acordes al lugar donde se localicen.

Ejemplo de los resultados obtenidos de un mejoramiento de suelos por compactación, corresponde a un depósito de materiales de aluvión y sedimentos lacustres, cuyo espesor es del orden de 100 m. El procedimiento llevado a cabo, consistió en realizar una excavación en cajón, en toda la zona afectada, de entre 2 a 3 m de profundidad. Posteriormente, fue relleno en capas de 0.20 m de espesor empleando el mismo suelo, compactado según especificaciones de la Próctor Estándar. En base a los resultados obtenidos de dicho tratamiento, se lograron capacidades de carga de aproximadamente 20.0 ton/m². (ref. 6).

En las figuras 3.1, 3.2, 3.3, y 3.4, se muestra como las propiedades físicas de colapsibilidad y resistencia al corte del suelo se ven mejoradas notablemente por la compactación.

En la figura 3.1, utilizando el criterio de Gibbs y Bara, se determinó el potencial de colapso de dichos suelos. Como puede observarse, antes de ser compactados, los suelos tienen en promedio un mediano potencial de colapso tendiente a incrementarse, y su peso volumétrico seco es bajo. Después de haber sido compactados, su ---

potencial de colapso se reduce considerablemente, adquiriendo mayor densidad.

Las figuras 3.2 y 3.3, corresponden a los resultados de una prueba de saturación bajo carga, en muestras de suelos sujetas a diferentes presiones (0.5 y 1.0 kg/cm², respectivamente). En ellas, se relaciona la deformación total y el peso volumétrico seco del suelo y pueden interpretarse como una medida de su potencial de colapso, en función del porcentaje de deformación que estos sufran.

La figura 3.4, se refiere a una prueba de resistencia (compresión triaxial C-U), en la cual se relaciona el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) y su peso volumétrico seco. La gráfica indica la variación del ángulo de fricción interna de dicho suelo, antes y después de ser compactado.

Un mejoramiento de suelos mediante el uso de la compactación, puede resultar una buena alternativa de solución, principalmente en términos económicos, dependiendo de las particularidades que presente el terreno donde se localice el citado suelo, para determinar si resulta o no el tratamiento más adecuado.

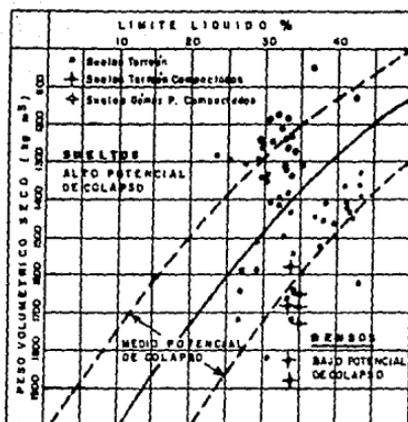


Fig. 3.1 POTENCIAL DE COLAPSO EN SUELOS.

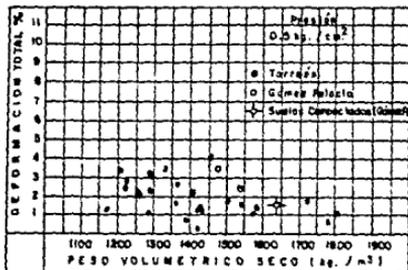


Fig. 3.2 PORCENTAJE DE COLAPSO VS PESO VOLUMETRICO SECO, PRESION VER TICAL 0.5 kg/cm²).

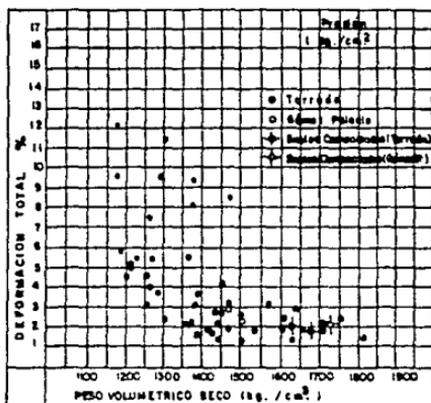


Fig. 3.3 PORCENTAJE DE COLAPSO VS PESO VOLUMETRICO SECO, PRESION VERTICAL 1.0 kg/cm².

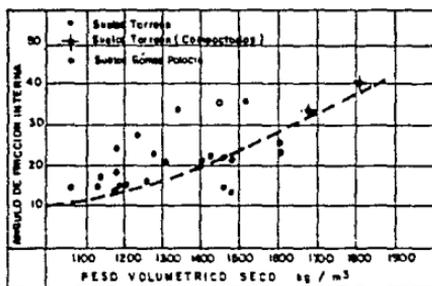


Fig. 3.4 ANGULO DE FRICCION INTERNA EN COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA VS PESO VOLUMETRICO SECO.

Mezcla de Suelos

Algunas veces, se logran mejorar las propiedades de un suelo, al mezclarlo con otro(s) de mejores características, con la finalidad de obtener determinadas condiciones deseables. Estas últimas, son previamente establecidas por un estudio de laboratorio o especificaciones que determinan, cuando una mezcla de suelos es aceptable, en función de su curva granulométrica o bien, mediante la observación de otra representación gráfica que muestre alguna característica requerida.

En el caso de suelos colapsables, una estabilización a base de mezclas, se utiliza principalmente, para modificar su estructura interna. Esto se logra en ocasiones, al adicionar un porcentaje de partículas sólidas en la masa de dicho de suelo, con el propósito de obtener un suelo más denso respecto a su fracción gruesa, y más consistente en relación a su porción fina. Sin embargo, existen depósitos de suelos que contienen partículas sólidas de varios tamaños (por ejemplo, llanuras de crecidas aluviales, corrientes de lodo, etc.), en los cuales una adición de suelos resulta innecesaria, aunque se podría hablar de una mezcla del mismo suelo, y una posterior colocación y compactación.

El llevar a cabo dicha estabilización, implica considerar diversos factores. Estos son, esencialmente:

- 1) El tipo de suelo. De acuerdo a lo citado anteriormente, este -- factor determinará la factibilidad de utilizar una mezcla de suelos de igual, o de diferente naturaleza.
- 2) Las cargas transmitidas al terreno.
- 3) La disposición -en calidad y cantidad- de bancos de material, - cercanos al lugar donde se ubica el depósito de suelo que se desea mejorar, resulta un elemento determinante en cuanto a gastos económicos se refiere.
- 4) El costo que implica llevar a cabo una mezcla de suelos, en relación al equipo requerido para efectuar dicha mezcla. En este sentido, el mezclado en sí, puede resultar la mayor desventaja en el - caso de tratarse de depósitos de suelos finos, pues será necesario

disponer de maquinaria especial, repercutiendo en un costo mayor.

En base a lo anterior y a otros factores que puedan surgir, según el caso particular que se presente, la estabilización de suelos mediante este procedimiento, suele utilizarse en obras de relativa importancia (como puede ser la construcción de carreteras), y en suelos "gruesos", y en cierto sentido, de granulometrías uniformes. Además, se debe tener en cuenta que dicho procedimiento incluye una compactación posterior al mezclado, lo cual, debe ser considerado en términos de gastos.

Estabilización por Drenaje

Apoiados en los conocimientos adquiridos, sobre los factores que afectan a la estructura de un suelo colapsable, se buscan los procedimientos necesarios para evitar la infiltración del agua en dicho suelo, disminuyendo su riesgo de colapso.

En varios textos, se identifica al "drenaje" como un procedimiento de estabilización de suelos. No obstante, en el presente escrito se considerará como una medida tomada en el suelo, superficialmente, pues las características de dicho suelo no se afectan internamente, de manera directa.

Algunos de los trabajos que pueden realizarse para evitar el humedecimiento del material son:

- * Instalación de tuberías para agua y drenaje, de tipo flexible, para evitar infiltraciones en el suelo.
- * Colocación de banquetas perimetrales a las construcciones existentes con su respectivo drenaje.
- * Control de riego en jardines, mediante el uso de drenajes que propicien la salida del agua al exterior.
- * Incrementar las pendientes de las vialidades, con el objeto de acelerar la salida del agua de lluvia, de la zona de suelos colapsables.
- * Construir barreras impermeables entre las losas de cimentación y las calles adyacentes. Estas pueden ser "dentellones" de un material impermeable (por ejemplo, polietileno), que dificulten la ---

infiltración del agua al terreno de cimentación. Algunas de estas medidas, se ilustran en la figura 3.5 .

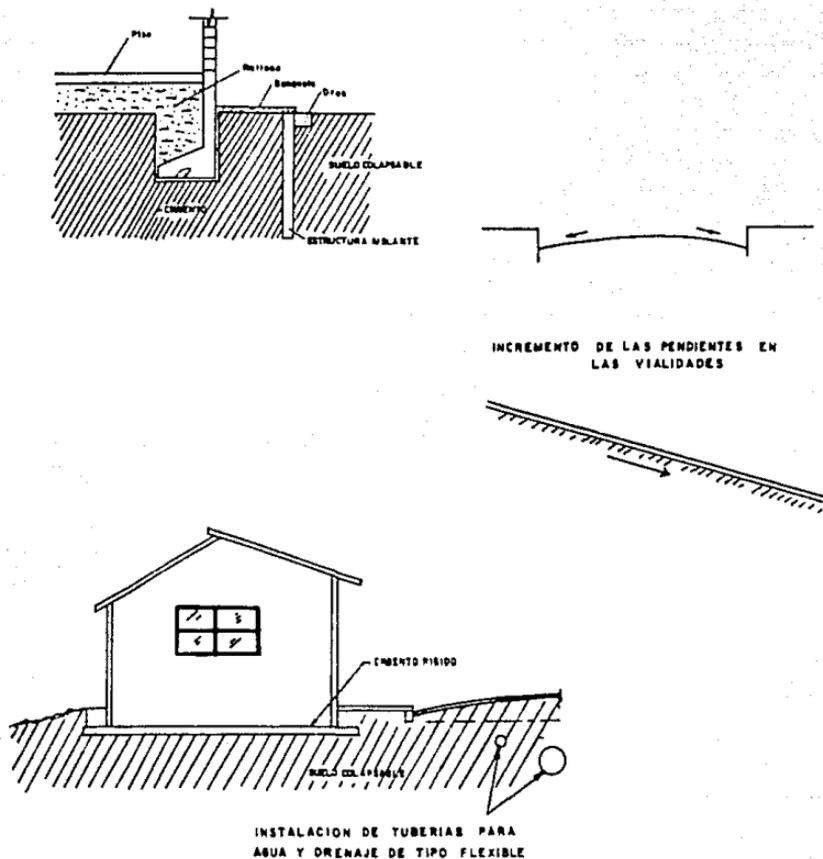


Fig. 3.5 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE EN SUELOS COLAPSABLES.

Las medidas de control por drenaje, están dirigidas en su mayoría, a complejos de urbanización, pero no difieren en gran medida (aunque sí en magnitud), para otro tipo de obras de ingeniería civil (por ejemplo, en vías terrestres). El objetivo principal buscado, es evitar en la medida posible, que el agua se infiltre en el terreno susceptible de colapso. Evidentemente, dadas las características y los factores externos a que están expuestos dichos procedimientos, éstos no garantizan que el agua no se infiltrará en el terreno. Por ello, es común que en obras construidas sobre suelos colapsables, las medidas de drenaje sean obligatoriamente necesarias, inclusive cuando se hayan empleado otros medios de estabilización de suelos.

Vibroflotación

Se denomina vibroflotación, al proceso mecánico mediante el cual se logra densificar a un suelo de partículas sólidas arenosas, en estado "suelto".

De manera resumida, el procedimiento típico de este tratamiento, consiste inicialmente, en la introducción del "cilindro vibrador" (o simplemente "vibrador") en el suelo. Dicho elemento, tiene una forma similar al utilizado para el vibrado del concreto, pero de dimensiones mucho mayores (ver figura 3.6). Por la acción de unos chiflones de agua a presión (4 a 5 lts/seg, con una presión de 4 a 6 kg/cm²), en combinación con el peso del equipo, se logra llegar a la profundidad deseada. A continuación, se hace funcionar la masa excéntrica, de la cual esta provista el vibrador internamente, a la vez que se inicia el retorno a la superficie. Dicha masa, se desplaza horizontalmente en una distancia del orden de 2 cm, induciendo una fuerza de 10 ton, a 1800 rpm. Al ir extrayendo el equipo vibroflotador se accionan unos chiflones de agua, pero ahora con la finalidad de lograr junto con la vibración, un suelo más denso; es decir, con un arreglo más compacto.

El vibrador se extrae en intervalos de 30 a 40 cm de longitud. Simultáneamente, se agrega material granular por el borde del cono

formado en la superficie, para completar el volumen resultante de la densificación, más el que se perdió durante el proceso. Dicho procedimiento se ilustra en la figura 3.7 .

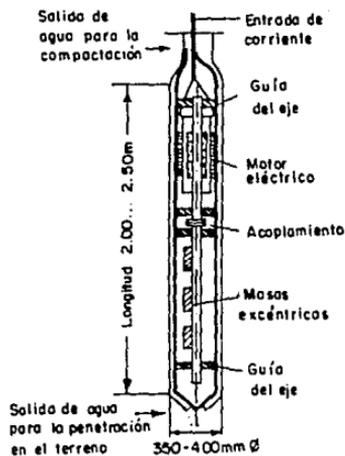


Fig. 3.6

SECCION-ESQUEMATICA DEL VIBRADOR

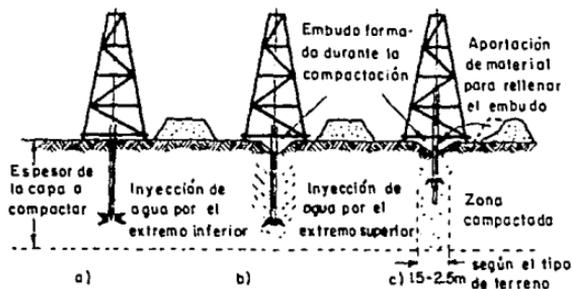


FIG. 3.7 COMPACTACION POR VIBROFLOTACION

- a) Penetración del vibrador
- b) Compactación: posición profunda
- c) Compactación: posición intermedia

Como se indicó al principio, el método es aplicable a suelos de materiales granulares gruesos, que no son precisamente los tratados en este trabajo. Pues bien, en épocas recientes, la vibroflotación se ha utilizado para el mejoramiento de suelos constituídos de materiales arcillosos y depósitos orgánicos, con la diferencia de que dicho procedimiento se emplea para formar columnas de materiales de partículas sólidas gruesas, que en cierta forma, funcionan como pilotes. (ref. 7)

Con esta variante, el vibrador forma agujeros verticales a través del terreno blando, los cuales son rellenados posteriormente, con grava o piedra quebrada, la cual es compactada con el propio vibrador. Las columnas formadas de esta manera, llegan a medir varios metros de longitud, con separaciones de 1.5 a 2.2 m entre ellas, y del orden de 0.80 a 1.10 m de diámetro. Sobre las columnas, es colocado un relleno granular, que varía de 0.6 a 1.0 m de espesor, con la finalidad de contribuir a una mejor distribución de las cargas que se transmiten al suelo, además de servir como drenaje. Al incrementarse las cargas sobre las columnas, estas tienden a ensancharse, contribuyendo a que el suelo, en conjunto con dichas columnas, incremente su resistencia al esfuerzo cortante. (ref. 7)

El proceso de vibroflotación para formar columnas de materiales friccionantes en suelos susceptibles de colapso -que generalmente están constituídos por suelos "finos"-, resulta elaborado y costoso; por ello, su utilidad se limita a casos muy especiales, cuando las solicitaciones transmitidas a dichos suelos sean de tal magnitud, que así lo requieran. Además, el procedimiento mismo de la vibroflotación se complica en este tipo de suelos, al introducir el vibrador en su masa.

En la tabla 3.1, aparecen ejemplos de aplicación de compactación por vibrado, aplicados en su mayoría, en suelos arenosos, cuyas densidades se incrementaron hasta en un 20%. En la misma tabla, se anota el uso de dicho procedimiento, para formar columnas de piedra en un relleno de limos areno-arcillosos.

T A B L A

EJEMPLOS DE LA APLICACION DE COMPACTACION POR VIBRADO (REF.)

PROYECTO	FECHA	SUELO	PROF. m	AREA TRATADA m ²	ESPACIAMIENTO DE INSERCIIONES m ²	DENSIDAD RELATIVA		PUBLICADA POR
						INICIALES	FINALES	
EDIFICIO	1931	arena	7.2	576	2.0	43	80	Schneider (1938)
SILO	1940	arena y grava	4.6	---	---	63	85 a 95	Cassel (1956)
PRESA ENDERS	1948	arena bien graduada 14% finos	6.1	---	2.4	47	79	USBR (1948)
HORNO Y CHIMENEAS	1949	arena y grava	3.7 a 4.9	836	2.1 a 2.4	7 a 56	70 a 100	Fruhauf (1949)
PLANTA DE FOSFATO	1951	arena limpia -- suelta	3.7	14494	2.3	33	78	D'Appolonia -- (1955)
MOLINO DE CELULOSA	1952	arena fina	4.9 a 6.1	16286	2 a 2.4	0 a 40	75 a 92	Myskowski (1953)
HANGAR		arena gravosa y grava arenosa	6.1 a 9.1	2323	---	0	80	Cassel (1956)
PLANTA DE FUERZA	1954	grava arenosa	---	---	---	33 a 80	85 a 95	Cassel (1956)
ISLA DE ARENA PARA TUNEL	1975	arena bien graduada	6.1	---	2.4 a 3.7	---	---	Steuerman Murphy (1957)
PLANTA DE FUERZA	1959	arena y grava glaciales	5.2	---	1.7 a 2.3	40 a 60	85 a 90	Petersen y Nesterenko (1959)
DIQUE SECO	1961	relleno bien graduado	3.4	6317	3	50	75	Tate (1961)
EDIFICIO 20 PISOS	1965	arena suelta	7.0	---	1.9	---	80	Grime y Carthey
PUERTO PESQUERO	1966	arena suelta	6 a 12	32000	2.5		70	Warnholtz (1966)
EDIFICIO	1967	arena fina suelta con inclusiones arcillosas	6.1	---	1.5 a 2.3		a 80	Woodward Clyde and Associates
FABRICA DE FERTILIZANTES EN TIERRA GANADA	1968	relleno limos - arenas arcillas	7.6	---	1.8 a 2.0	---	"Columnas de piedra"	Luce (1968)
SILO DE AZUCAR	1968	arena fina, arena limosa, arena arcillosa - 30% arcilla	5.1	37161	2.3	---	---	Webb y Hall (1968)
FABRICA	1968	arena duna 10% 200	6.1	18580	1.8	---	---	Webb y Hall (1968)
TANQUE ACEITE	1968	arena duna suelta	3.7	---	---	---	---	Webb y Hall (1969)
EDIFICIOS	1968		4.6 a 6.1	2230	2.3	---	---	Reed (1968)

Como en la mayoría de los métodos de tratamiento de suelos, el comportamiento futuro de los suelos mejorados por la formación de columnas de materiales "gruesos" por vibroflotación, dentro de su masa, no ha sido determinado cuantitativamente. Sin embargo, dado que el funcionamiento de las estructuras cimentadas sobre estos suelos, ha resultado satisfactorio a través del tiempo, puede concluirse que el método resulta una buena alternativa de solución, en el sentido de exhibir un buen comportamiento con el tiempo.

Uso de explosivos, en combinación con "pozos de inundación".

El mejoramiento de suelos colapsables, mediante el uso de explosivos, es considerado uno de los métodos de tratamiento que pueden resultar de gran utilidad en el futuro. Actualmente, dicho tratamiento no ha sido desarrollado ampliamente para este tipo de aplicaciones, y las experiencias que se tienen sobre su empleo, son consecuencia del conocimiento empírico, principalmente.

El utilizar explosivos, tiene como principio básico, generar excitaciones accidentales en el suelo, para provocar un reacomodo de sus partículas en su estructura interna, antes de construir sobre ellos. Al excitar la estructura del suelo, mediante un incremento de presión de aire, relativamente uniforme y repentino, generado por el explosivo y transmitido a través de la fase líquida y sólida del suelo, se produce el fenómeno citado.

Por otra parte, la energía del explosivo debe ser tal, que permita romper el equilibrio de la estructura del suelo, sin llegar a causarle una voladura, que dé como resultado una estructura más inestable, producto de la formación de agujeros donde se habilitaron las cargas. Para ello, en base a resultados experimentales previos, se obtiene una energía óptima que soluciona dicho problema, la cual se determina utilizando una relación cualitativa entre la energía producida por el explosivo y la relación de vacíos del suelo. Dicha relación se ilustra en la figura 3.8, reiterando, que dicha gráfica es producto del conocimiento empírico. (ref.8)

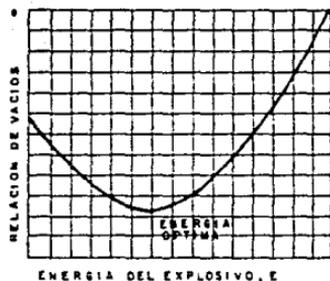


Fig. 3.8 RELACION: E vs e

Cabe añadir, que para una mayor efectividad en el empleo de dicha técnica, deben considerarse tres aspectos importantes: el suelo que se va a estabilizar (características y/o propiedades), la es tratigrafía general del sitio donde se localiza dicho suelo y con secuentemente, el tipo de explosivo.

Sumado a las tres consideraciones anteriores, se requiere un ade cuado sistema de instrumentación con el cual, se examine la evolución del proceso, y pueda verificarse la mejoría del suelo estabilizado.

Existe una gran variedad de explosivos, por lo que pueden emplearse diversas combinaciones de ellos, obteniendo resultados diferentes en cada caso. Previendo ésto, es necesario que un experto en explosivos, seleccione el tipo de explosivo más adecuado, así como su distribución y colocación en el terreno, y colabore durante el desarrollo del tratamiento.

Los suelos en los cuales el uso de explosivos resultan más efectivos, son aquellos constituidos por partículas sólidas gruesas - en estado "suelto", pues por su alta permeabilidad, permiten que las presiones inducidas por el explosivo se disipen rápidamente, logrando una adecuada densificación. Es preciso señalar que en la es tratigrafía donde se localiza dicho suelo, no deben existir fronteras

que limiten la liberación de dichas presiones; disipación que en suelos "finos", se dificulta en mayor grado, al disminuir en gran medida su permeabilidad. No obstante, en suelos colapsables, la utilización de explosivos en combinación con pozos de inundación, ha resultado una buena alternativa para mejorarlos.

Los pozos referidos, son excavaciones de dimensiones variables y de poca profundidad, que sirven como depósitos a través de los cuales, se satura la zona que se pretende estabilizar.

Pensando en suelos colapsables, constituidos en su mayoría, de partículas sólidas finas, e identificados por su estructura "característica" y comportamiento "peculiar" al saturarlos, el uso de explosivos constituye un complemento útil para acelerar su mecanismo de colapso.

Una experiencia habida en México, para densificar un suelo con dichas características, empleando detonantes, se presentó en el sitio donde fue desplantada la cortina de la presa PUJAL, localizada sobre el río Tampasa, en el estado de Tamaulipas. (ref. 8)

El lugar está constituido por terrazas aluviales, formadas de limos y arcillas, con un pequeño porcentaje de arenas.

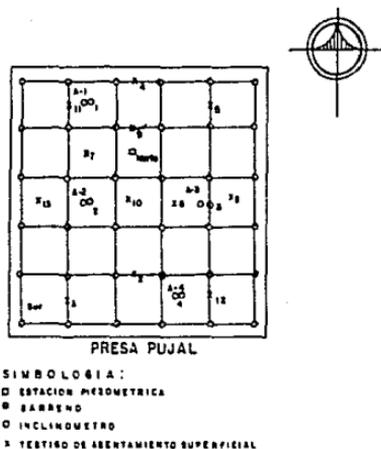
A través de pruebas de consolidación en dichos suelos, se determinó una variación en su coeficiente de compresibilidad de 11 a 25 % ; su relación de vacíos inicial fue de 1.1, observándose compresión al saturarlos bajo carga. Según las pruebas realizadas y los resultados obtenidos al aplicar el criterio USBR*, el suelo resultó de tipo colapsable.

Para determinar si este método de tratamiento resultaba adecuado, se efectuó una prueba de campo, en un terreno de 20x20 m, efectuando una excavación a 0.60 m de profundidad, en toda la superficie. Después de saturar la zona, al inundarla, se realizaron 4 series de "tronadas", dispuestas en una cuadrícula de 4x4 m (36 barrenos por etapa), con diferentes "cargas" y a diferentes profundidades, según se indica en la figura 3.9 . La dinamita utilizada fue gelatina extra al 40 %, y se usaron como detonantes estopines eléctricos instantáneos.

* ver criterios de identificación.

Se instalaron en el área mencionada, 13 testigos de asentamiento superficial y 7 inclinómetros. Para medir presiones de poro, durante y después de las explosiones, se colocaron dos piezómetros "abiertos". Se excavaron 4 pozos a cielo abierto, localizados en cada uno de los lados del estanque, obteniéndose muestras a cada metro, para conocer los porcentajes de compactación iniciales. Adicionalmente, se efectuaron pruebas de penetración estándar, con el objeto de conocer el grado de compactación alcanzado por etapa.

Fig. 3.9



En general, los resultados de la prueba indicaron una mejora en la compactación del suelo. Se registraron asentamientos en los testigos superficiales máximos y mínimos de 76.3 y 53.7 cm, respectivamente. El promedio general de hundimiento fue de 61.6 cm, que representa una deformación unitaria del 6.8 %, considerando que el estrato tiene un espesor de 9.0 m. De los registros de asentamientos, se observó que el 64.2 % del hundimiento total promedio, se presentó en las dos primeras etapas, aumentando al 84.8 % con

la tercera tronada (ver figuras 3.10 y 3.11).

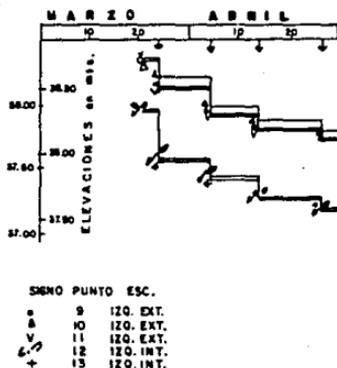


Fig. 3.10 HUNDIMIENTOS DE LA SUPERFICIE DEL SUELO.

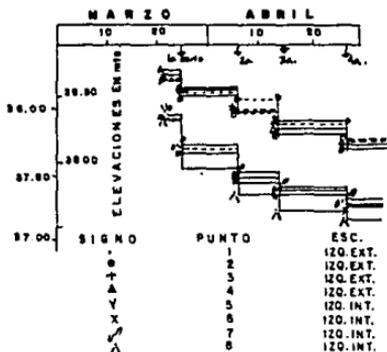


Fig. 3.11 HUNDIMIENTOS DE LA SUPERFICIE DEL SUELO.

Las deformaciones medidas en los inclinómetros, concuerdan con los asentamientos determinados en los testigos superficiales, resultados que se anotan en la tabla 3.2 . Obsérvese que los mayores hundimientos, ocurrieron a partir de la elevación 34.3 hacia abajo. Asimismo, los asentamientos medidos a diferentes profundidades, resultan congruentes a los incrementos en el porcentaje de compactación, los cuales se ilustran en la figura 3.12

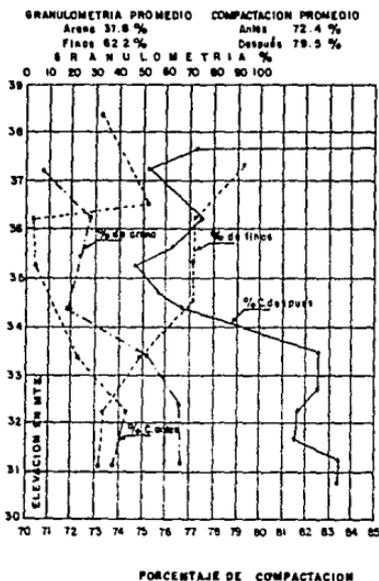


Fig. 3.12

TABLA 3.2 RESULTADOS DE ASENTAMIENTOS EN TUBERIA PARA INCLINOMETROS

INCLINOMETRO 1A		2a. Serie Explosiones		3a. Serie Explosiones		4a. Serie Explosiones		Asentamiento Final		
TRAMO	ELEV.	PROF.	H _C	H _{TR}	H _C	H _{TR}	H _C	H _{TR}	H _C	H _{TR}
#	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Brocal	38.798	0	187	-3	35	5	48	1	270	3
1	37.950	0.848	190	2	30	-5	47	3	267	0
2	36.273	2.525	188	22	35	6	44	5	267	33
3	34.589	4.209	166	31	29	19	39	17	234	67
4	32.912	5.886	135	79	10	10	22	15	167	104
5	31.237	7.561	56	56	0	0	7	7	63	63

INCLINOMETRO 4		2a. Serie Explosiones		3a. Serie Explosiones		4a. Serie Explosiones		Asentamiento Final		
TRAMO	ELEV.	PROF.	H _C	H _{TR}	H _C	H _{TR}	H _C	H _{TR}	H _C	H _{TR}
#	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Brocal	39.481	0	224	0	145	-3	243	-2	626	-3
1	37.958	1.531	224	5	148	6	245	73	629	96
2	36.279	3.202	219	21	142	23	172	144	533	188
3	34.599	4.882	198	133	119	17	28	-28	345	122
4	32.921	6.560	65	44	102	71	56	40	223	155
5	31.242	9.239	21	21	31	31	16	16	68	68

SIMBOLOGIA

ELEV. : Elevación en m.

PROF. : Profundidad a partir de la superficie del suelo.

H_C : Asentamiento total a la profundidad indicada.

H_{TR} : Asentamiento parcial de cada tramo.

En cuanto a los resultados obtenidos de las pruebas de penetración estándar, estos no mostraron un mejoramiento significativo en la resistencia del suelo, por lo que no fueron concluyentes.

En resumen, el uso de explosivos en el tratamiento de suelos colapsables, es una opción que puede considerarse de gran efectividad. Sin embargo, desde el punto de vista práctico, resulta un proceso elaborado, aparte de ser un procedimiento relativamente tardado y costoso; por ello, su aplicación se reduce a casos muy especiales.

Como un comentario adicional, la construcción de la presa ejemplificada no fué aprobada; consecuentemente, la evolución del comportamiento del suelo tratado, no pudo ser evaluada.

3.2 Estabilización por medios químicos.

Es posible modificar las características de un suelo, al añadirle ciertas sustancias, que le provoquen una reacción química. A este procedimiento de estabilización se le conoce como "químico", debido a que se producen en el suelo, intercambios iónicos en sus partículas minerales y en las materias disueltas en el agua intersticial, alterando los nexos que conforman su estructura interna. Dichas sustancias están constituidas por aglomerantes hidráulicos u orgánicos, algunos tipos de arcillas cementantes, o de diferentes productos químicos, y se les conoce como "lechadas".

El método supone la introducción a presión de un medio fluido en el suelo (mediante el empleo de inyecciones), formado de partículas sólidas muy finas que puedan penetrar en su estructura. Estos líquidos, transcurrido un tiempo fraguan y se endurecen, o forman geles, que unas veces generan mayor resistencia en la masa del suelo y otras, conforman masas plásticas o gelatinosas que sólo cumplen una función impermeabilizante.

La naturaleza de las sustancias empleadas, depende principalmente de las características del suelo que se va a estabilizar, para conseguir que la inyección tenga suficiente penetración en ellos.

Por ejemplo, a medida que la permeabilidad de los suelos a inyectar disminuye, se deben emplear fluidos de menor viscosidad.

Los procedimientos para llevar a cabo la inyección, están en función del tipo de lechada que se introduzca en el suelo.

Tratándose de aglomerantes hidráulicos -por ejemplo, una mezcla de cemento o cal, con otros elementos como agua, cenizas volantes, arenas o arcillas-, la inyección se puede realizar de dos formas:

1) Inyectando al avanzar o bajando. La figura 3.13, ilustra esquemáticamente, la forma como se lleva a cabo la inyección.

"Se comienza por sellar un tubo a la entrada de la perforación. Un prensaestopas situado entre éste y el tubo de inyección (que arrastra también el útil de perforación) permite, en el momento de inyección de la lechada, subir sin pérdidas de presión.

Procediendo de esta forma se puede inyectar una zona (1), y se perfora de nuevo, para alcanzar la siguiente (2).

La zona (2), se perfora manteniendo las paredes mediante el tren de tubo y el útil que tienen sensiblemente el mismo diámetro. Después de realizada la perforación de la zona (2), se hace subir ligeramente el tren de tubos que soporta el útil, una altura conveniente "h", se sustituye el fluido de perforación por la lechada y se asciende con presión para inyectar después de haber apretado el prensaestopas de la entrada para impedir la salida de la lechada".

2) Inyectando al subir. El procedimiento se ilustra en la figura 3.14. En este caso, la perforación se realiza en su totalidad, entubándola. Para inyectar, se hace subir el tubo una cierta altura "h", y se introduce la lechada a presión; inyectado ese tramo, se eleva nuevamente el tubo sucesivamente, otras alturas "h", y se va inyectando la lechada, hasta alcanzar el exterior.

Este procedimiento falla frecuentemente, al quedarse pegado el tubo en el terreno por la subida de la lechada entre estos. Para evitar esta dificultad, se sustituye el tubo de revestimiento por un tubo liso de diámetro ligeramente inferior a la perforación, llenando el espacio restante con una lechada plástica, la

cual se rompe al introducir la lechada, pudiendo penetrar en el terreno. Dicha variante se ilustra en la figura 3.15

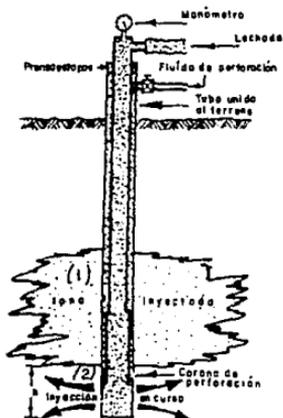


Fig. 3.13 Inyección avanzada en terreno de aluvión

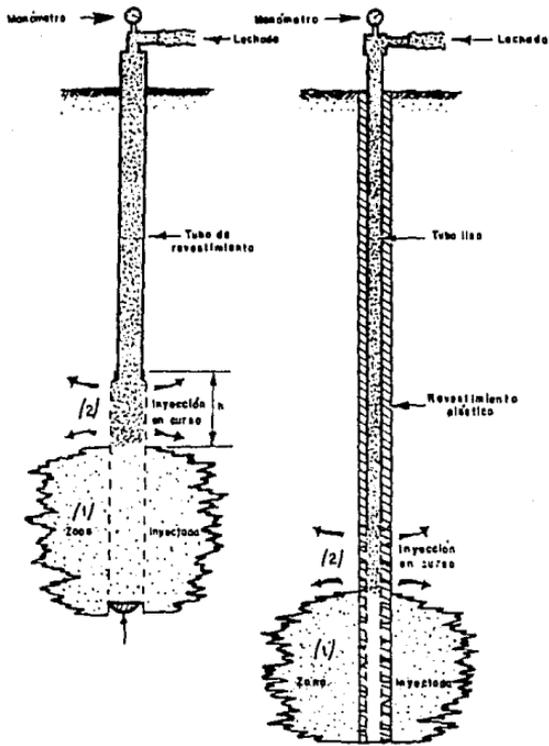


Fig. 3.14 Inyección mediante un tubo de revestimiento

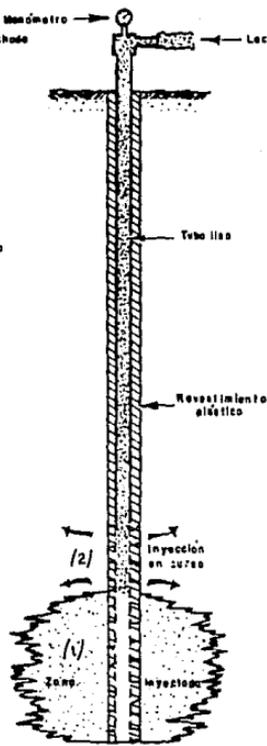


Fig. 3.15 Empleo de un tubo liso

Cuando la lechada se constituye de mezclas de productos químicos, el método de inyección reside en introducir en el suelo dos soluciones, capaces de reaccionar la una con la otra, formando un compuesto que dé como resultado un suelo de características acordes al agregado utilizado. El procedimiento consiste en inyectar en forma sucesiva, una solución de silicato sódico puro comercial a 40-42 ° Baumé, y una solución concentrada de cloruro de calcio o aluminato de sosa como reactivo. Al utilizar cloruro de calcio, se logra un incremento en la resistencia del suelo estabilizado, cuyo estado final se le conoce como petrificación. Si el reactivo es una solución de aluminato de sosa, se logra un suelo más impermeable, aunque sus características de resistencia no se mejoran. A esta última condición del suelo se le llama gelificación.

Cabe mencionar que las dosificaciones empleadas deben ser cuidadosamente determinadas, auxiliándose de pruebas de laboratorio, de las cuales se determinen las cantidades adecuadas, con el fin de evitar un efecto negativo en la masa del suelo, al excederse en dicha dosificación.

El método comúnmente empleado en la inyección de una lechada de naturaleza química, es conocido como **procedimiento Joosten**. En términos muy generales, se inicia con el hincado de unas "lanzas" de acero en el suelo -cuyos diámetros aproximados son de 35 mm, y pueden alcanzar profundidades hasta de 25.0 m-, las cuales se encuentran separadas entre sí, en una distancia del orden de 0.50 a 0.75m. Las lanzas llevan una punta cónica, y en sus últimos 0.50 m están dotadas de perforaciones de 1 mm de diámetro. Conforme se van introduciendo las lanzas, por tramos de 0.50 m aproximadamente, se inyecta la solución silicatada a presión a través de ellas, hasta alcanzar la profundidad requerida. A continuación, se inyecta el reactivo al ir retirando las lanzas, de manera similar a como se realizó inicialmente, la inyección de la primera solución, hasta alcanzar la superficie exterior. Al reaccionar la mezcla, se forma el producto gelificante o petrificante, de acuerdo al reactivo utilizado. En la figura 3.16, se esquematiza un ejemplo de aplicación de dicho sistema.

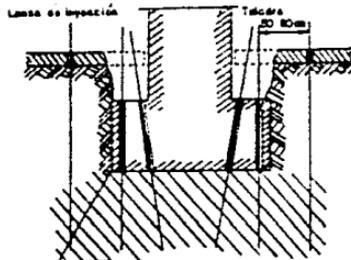


Fig. 3.16 CONSOLIDACION DEL TERRENO
BAJO UNA CIMENTACION.

Finalmente, la lechada de productos bituminosos o plásticos, se utiliza principalmente, para sellar fisuras muy pequeñas, por lo que su empleo en suelos resulta limitada, dado el alto costo que implica hacer uso de ellos, en comparación con otro tipo de tratamiento mediante el cual, se logran iguales o mejores resultados a un menor costo.

Según estudios de investigadores rusos, sobre técnicas de estabilización química en suelos colapsables, los métodos usualmente empleados son a base de : silicatización gaseosa en suelos arenosos y loess; estabilización con carbonato cemento, por polimerizado; y soluciones silicato arcillosas en suelos aluviales. (ref. 9)

El tratamiento por silicatización comprende una mezcla de suelos, dióxido de carbono, y una solución de silicato de sodio. Pruebas de campo en suelos arenosos sin ningún tipo de carbonatos, estabilizados con este tipo de tratamiento, mostraron incrementos de resistencia del orden de 20 a 25 %.

Investigaciones recientes por Sokolovich (ref. 9), demuestran que el uso de amoníaco en el mejoramiento de loess, resulta favorable. El amoníaco es introducido en el suelo por "vía de agujeros", y es absorbido por una película de agua contenida en el loess, formando un compuesto de hidróxido de calcio. Al reaccionar con el sílice y el ácido coloidal silfícico, se forma un adhesivo, logrando

el fortalecimiento de la estructura del suelo.

En México, se han realizado varios estudios para la aplicación de estas técnicas, pero no han llegado a utilizarse en las obras, fundamentalmente por su alto costo, en comparación con otras alternativas que han resultado hasta el momento, más económicas. Empero, no deja de ser una alternativa viable en el futuro, que pueda competir con los demás métodos utilizados en la actualidad, conforme se tenga un mejor conocimiento y dominio de dichas técnicas.

3.3 Otros métodos de estabilización.

Existen otras alternativas para estabilizar un suelo susceptible de colapso, las cuales no han sido desarrolladas ampliamente en la actualidad, pero que se consideran opciones atractivas para el futuro. Por mencionar algunas de ellas, se tiene:

- a) Tratamientos a base de calentamiento, para solidificar la estructura del suelo.
- b) Uso de ultrasonido cuyo efecto sea producir vibraciones en el suelo, que destruyan el mecanismo de liga de su ordenamiento interno.
- c) Utilización de aditivos químicos de aplicación electroquímica.
- d) Empleo de otros aditivos, semejantes a las lechadas, aún no desarrollados suficientemente en la actualidad.

De acuerdo a lo comentado a lo largo de este capítulo, en la tabla 3.3, se han enlistado, todos los métodos de tratamiento descritos, cuyo empleo se recomienda en función del espesor que constituye el estrato colapsable.

**Tabla 3.3 METODOS DE TRATAMIENTO PARA
CIMENTACIONES SOBRE SUELOS COLAPSABLES.**

Espesor del estrato.	Métodos
0.0-1.5 m	Humedecimiento y compactación (convencional, extrapesado, de impacto, con rodillo vibrador, etc.,)
1.5-10.0m	Sobreexcavación y recompactación (cama de tierra con o sin estabilización a base de aditivos químicos); vibroflotación (formando "columnas de piedra"); inyecciones a base de cal o cemento; inundación a base de pozos.
Más de 15.0 m	Algunos de los ya mencionados o la combinación de ellos, donde sean aplicables; pozos de inundación y uso de explosivos.

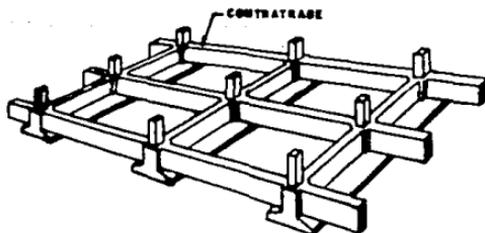
3.4 Soluciones de cimentación.

Después de analizar las posibles alternativas de solución que se tienen ante un problema relacionado con la construcción de una obra civil sobre suelos colapsables, pensando que dicho suelo ha sido plenamente identificado, e inclusive, ya definido el tipo de tratamiento más apropiado para el caso, por ningún motivo, se debe descuidar el diseño de la cimentación.

Según se ha comentado hasta este momento, los problemas de suelos colapsables se relacionan -en la mayoría de los casos-, con obras cuya cimentación resulta de tipo "superficial", y en menor grado, a estructuras que requieren cimentaciones de tipo "profundo". En base a ello, las soluciones que se comentan en seguida, se enfocan dentro de este marco de referencia, sin olvidar que pueden presentarse situaciones en las cuales, el uso de cimentaciones profundas, sea inevitablemente necesario. Por ejemplo, puede darse el caso en el que, dada la naturaleza del suelo encontrado, el uso de un método de tratamiento no mejore sus características en el grado requerido, por la magnitud de las cargas transmitidas al terreno; o bien, que dicho tratamiento resulte incosteable, comparado con la utilización de una cimentación profunda a base de pilas y/o pilotes.

Así, cuando sea posible utilizar una cimentación superficial, el uso de zapatas corridas, resulta el tipo de cimentación más económico y seguro, pues los asentamientos diferenciales entre las columnas se reducen, equiparadas con el empleo de zapatas aisladas.

Un arreglo típico para este diseño, es el propuesto por el Dr. Leonardo Zeevart, el cual se muestra en la figura 3.17 (ref. 9). Obsérvese en dicha figura, que la contribución de las contratraves proporciona una liga suficientemente rígida a la cimentación, minimizando los movimientos diferenciales que se produzcan por las deformaciones del suelo de apoyo, que dañen a la edificación.



**Fig. 3.17 DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS
APLICADAS A SUELAS COLAPSABLES.**

Cuando el suelo se colapsa, por el efecto combinado de un incremento de carga y saturación, el funcionamiento de dichas cimentaciones puede mejorarse al trabajar en forma compensada*, pues además de disminuir los esfuerzos generados en el suelo de apoyo, se gana mayor capacidad de carga.

Como es sabido, conforme las "solicitaciones" transmitidas al suelo se van incrementando, el área requerida por la cimentación aumenta, por lo que debe considerarse el uso de una losa de cimentación cuyas características resultan similares a la recomendada, en correspondencia a las deformaciones que se produzcan en el terreno.

Reiterando nuevamente, el hecho de elegir un buen diseño de una cimentación, implica tener una idea clara: de las solicitaciones a las que va a estar sujeto el suelo; del comportamiento mecánico del mismo y de la interpretación de los resultados obtenidos de las pruebas de campo y/o laboratorio, para finalmente elegir aquella que resulte más segura, económica y funcional.

*nota. Se dice que una cimentación trabaja en forma compensada, cuando las presiones naturales que transmite al terreno el material desalojado (producto de la excavación), se sustituyen en forma parcial o total, por las cargas producidas por la cimentación. Si la sustitución es parcial, se dice que dicha cimentación es parcialmente compensada, o totalmente compensada, cuando dichas presiones se igualan.

Capítulo IV. Análisis de un Caso Real

4.1 Introducción.

En una ciudad de la República Mexicana, entre los años de 1983 y 1986- se construyeron alrededor de 1616 viviendas de "interés social". Las edificaciones fueron cimentadas a base de losas de cimentación, con trabes de refuerzo localizadas en los ejes correspondientes a los muros de carga. El empleo de cimentaciones "tipo", sin atender a las condiciones del subsuelo, dió lugar a que aproximadamente el 70% de los muros de carga de las construcciones se agrietaran. Inicialmente, se optó por incrementar el acero de refuerzo en la cimentación, pero al no considerar nuevamente, la posibilidad de que el origen del problema tuviese que ver con el suelo de apoyo, dichas medidas no resultaron satisfactorias.

Enseguida, se realizaron estudios del subsuelo, confirmando la existencia de un estrato superficial de suelo colapsable. Los encharcamientos prolongados que se generaron durante las precipitaciones pluviales, en combinación con el agua infiltrada en el terreno, producto de las fugas en las tuberías de agua potable, fueron las causas principales por las cuales se generó el mecanismo de colapso del depósito.

En este capítulo, se expone el caso descrito, haciendo énfasis, en las propiedades de resistencia y deformabilidad del terreno.

4.2 Datos Generales y Antecedentes Geotécnicos.

El terreno se localiza al Oriente de la Ciudad de Torreón, Coahuila, 1000 Kms. al Noroeste de la Ciudad de México (ver figura 4.1 y 4.2).

El predio tiene forma trapezoidal, con una superficie de 393700 m², aproximadamente. Sus colindancias, son terrenos de cultivo y un terraplén carretero, como se muestra en la figura 4.3

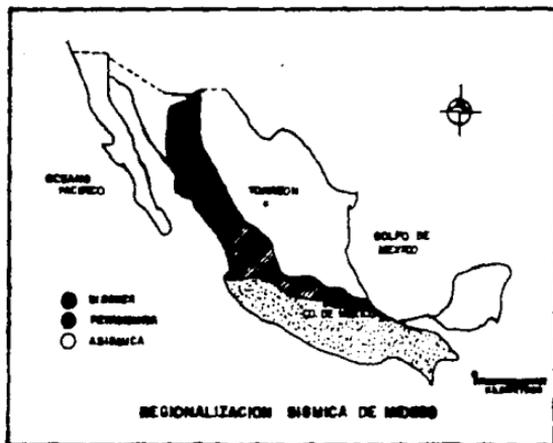


Fig. 4.1

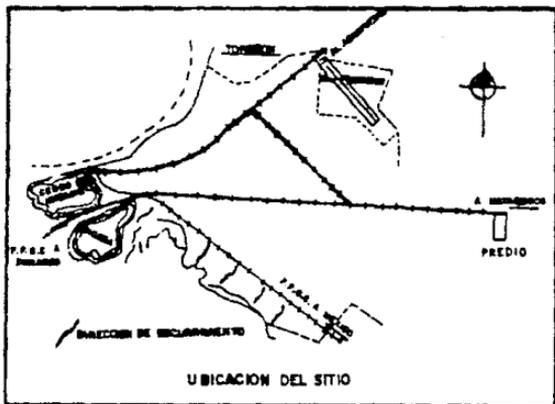


Fig. 4.2

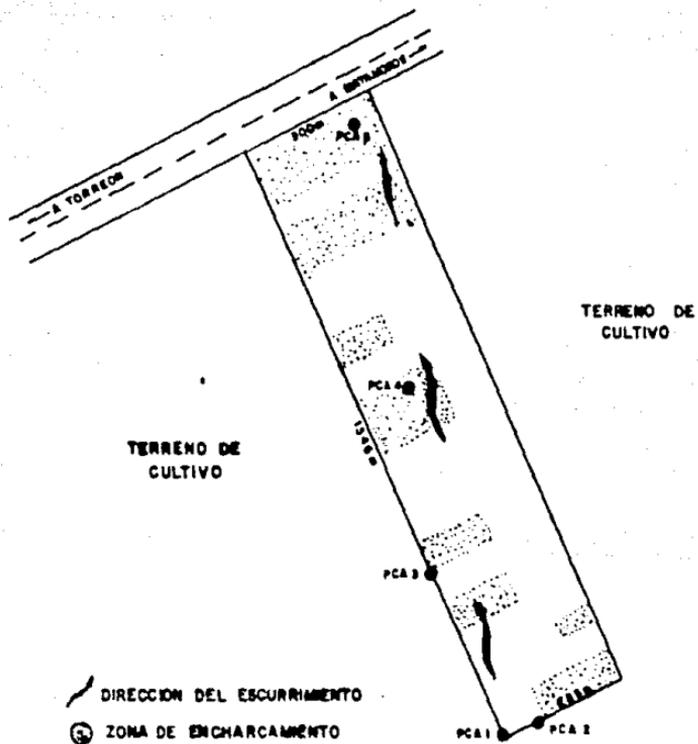


FIG. 4.3

El lugar corresponde a un extenso valle, al pie de la Sierra de las Noas. El subsuelo está formado por depósitos aluviales del Cuaternario, de partículas sólidas gruesas cerca de la Sierra, y más finas conforme se acercan al valle.

Los suelos finos son fundamentalmente limos arcillosos, arcillas limosas y arenas muy finas. La zona era drenada por el río Nazas, cuyos escurrimientos recargaban la laguna de Mayrán. Actualmente, el río es controlado por dos presas y su caudal es muy pequeño, -- por lo que dicha laguna se extinguió. Se estima que en la zona de la laguna, el espesor del depósito alcanza hasta 100 m. Los materiales suelen estar cementados con sustancias calcáreas, provenientes de la sierra (las rocas que la conforman son de origen sedimentario principalmente, del tipo conocido como caliza). El nivel de aguas freáticas, se localiza a más de 65 m de profundidad.

De acuerdo a la regionalización sísmica, el lugar se ubica en zona asísmica, por lo que las fuerzas accidentales de mayor consideración son las generadas por el viento. El clima es seco y semicálido, con lluvias escasas, pero torrenciales, con una temperatura media anual de 20°C.

La topografía del lugar es sensiblemente plana, con una pendiente hacia el Norte del orden 0.1%. Dado que carece de un sistema de drenaje pluvial, durante la época de lluvias, se producen grandes encharcamientos; además, el terraplén carretero obstaculiza los escurrimientos superficiales.

Antecedentes Geotécnicos de la Localidad.

En el ámbito geotécnico, la Ciudad de Torreón es conocida por la existencia de suelos colapsables, cuyo origen puede ser aluvial o eólico. Se componen principalmente de limos o arenas finas, con bajos porcentajes de arcilla (generalmente menores que 30% del volumen total). Se supone que su formación se debe a la presencia de óxidos, carbonatos, e incluso, de la misma arcilla, los cuales sirven como "cementantes" de las partículas de limo o arena. La relación de vacíos del suelo es grande (varía en el rango de 0.7 a 1.0)

y su peso volumétrico seco es bajo (entre 1.1 y 1.5 ton/m³). Al aplicar una carga y humedecimiento simultáneamente, se producen en dichos suelos, asentamientos "súbitos", de magnitudes variables - entre algunos centímetros a varios metros. No se tienen noticias de hundimientos bruscos por la sola aplicación de las cargas, por lo que se estima que la "presión crítica" para producir el colapso del suelo, sin saturarlo, es superior a las aplicadas (en Torreón, las cimentaciones usuales en este tipo de edificaciones, - son a base de losas y zapatas corridas, las cuales transmiten presiones cuyas magnitudes oscilan entre 3.0 y 20.0 ton/m²).

En base a estudios efectuados con anterioridad por Schmitter y Uppot en 1976, para fines de cimentación en suelos de Torreón - (ref. 6), se recopiló información acerca de ellos. Las conclusiones más relevantes se comentan a continuación:

a) Son depósitos de limos arcillosos del tipo ML, con un porcentaje de finos comprendido entre el 80% y 100%. En la Carta de Plasticidad, dichos suelos se ubican en la región de las arcillas del tipo CL, pero por la clasificación visual y manual, se les reconoce como limos (ver figura 4.4).

b) De acuerdo al criterio propuesto por Gibbs y Bara, del Bureau of Reclamation de los E.U.A. (ver capítulo II), para la identificación de suelos colapsables, los depósitos de Torreón se clasifican de mediano a alto potencial (ver figura 4.5), cuyos pesos volumétricos secos varían entre 1.2 y 1.7 ton/m³, y sus límites líquidos fluctúan entre 25% y 40%.

c) Los suelos colapsables de Torreón se encuentran generalmente - en los 3.0 m superiores del terreno. Su contenido de agua varía - entre el 10% y 20%, y su relación de vacíos entre 0.9 y 1.3, con un grado de saturación variable entre el 30% y 70%.

d) Si el suelo no se humedece, su resistencia es función de su peso volumétrico seco. Sin considerarse una relación lineal, se cumple que a mayor peso volumétrico seco del suelo, mayor es su resistencia; en cambio, si se incrementa el grado de saturación del mismo, su resistencia tiende a disminuir considerablemente.

e) Para determinar la magnitud del colapso de los suelos, los -

ensayos de saturación bajo carga en el laboratorio, y las pruebas de placa en el campo, siguen siendo los métodos más confiables. Los suelos de Torreón tienen deformaciones lineales unitarias totales de entre 1% y 3% con un máximo de 4%, para presiones de 5.0 ton/m², mientras que para presiones de 20.0 ton/m², tales deformaciones varían entre el 2% y 11%, con un máximo de 22%. Del criterio propuesto por Jennings y Knight (ver capítulo II), se puede concluir que los suelos de Torreón, presentan serios problemas de colapso.

Se realizaron tres estudios de Mecánica de Suelos, uno antes, y dos durante la construcción de las viviendas. La exploración de campo consistió en sondeos a base de pozos a cielo abierto. Los trabajos de laboratorio, fueron exclusivamente ensayos de clasificación, detectando un manto superficial de suelos colapsables, con un espesor variable entre 0.6 y 1.0 m. Su peso volumétrico seco oscilaba entre 1.1 y 1.5 ton/m³ y su límite líquido se encontraba entre 32% y 42%. Consecuentemente, y de acuerdo a lo comentado en b y c, se corroboró su mediano a alto potencial de colapso.

Aparentemente, se sospecha que durante la construcción de las edificaciones, se estudiaron zonas no sujetas a humedecimientos, por lo que la identificación del suelo colapsable no se evidenció.

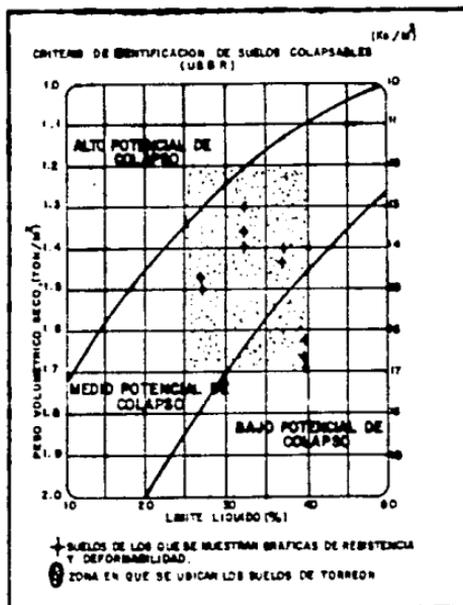
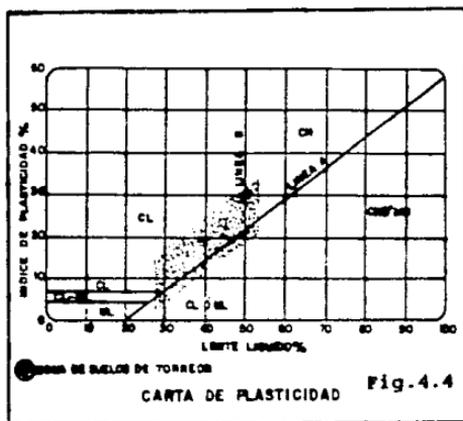


Fig. 4.5

4.3 Características de las Estructuras y daños observados.

Se construyeron 1616 viviendas de tres tipos: a, b y c, cuya diferencia estriba en el área ocupada, según se muestra en la figura - 4.6 . Diez viviendas, son de dos niveles y el resto de un nivel - (las de dos niveles tienen una planta similar al tipo c).

Los techos de las edificaciones son a base de losas macizas, armadas con malla de acero electrosoldada, de 10 cm de espesor. Los muros -en su mayoría- son de adobón*, y en un pequeño porcentaje - (130 viviendas de un nivel y todas las de dos niveles), se utilizaron muros de ladrillo Binsa*. Dichos muros, están ligados por columnas de 20 x 30 cm de sección, armados con 3 varillas del No.2 y estribos del mismo calibre a cada 20 cm. El concreto tiene un $f'c$ igual a 150 kg/cm^2 y la separación promedio entre columnas es de - 3.0 m .

Las cimentaciones, son losas de concreto, armadas con malla de acero electrosoldada, con un espesor de 12 cm. Integradas a ellas, y ubicadas bajo los ejes de muros de carga, se construyeron trabes - de 20 cm de base, para aquellas ubicadas en los ejes interiores, y de ancho variable de 20 a 40 cm, para las situadas en los ejes perimetrales, con 20 cm de peralte en ambos casos. Dichas trabes, se armaron con varillas del No. 2 y estribos a cada 20 cm, con acero de la misma denominación (ver figura 4.7). El concreto empleado en las cimentaciones tiene un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un revenimiento de - 12 cm.

Cabe añadir que durante la construcción, se emplearon losas comunes para dos viviendas, en todo el fraccionamiento, de formas irregulares (ver figura 4.6).

El suelo de cimentación, se preparó eliminando 10 cm de terreno natural superficial, colocando enseguida un relleno de caliche, de 40 cm de espesor, compactado en capas de 20 cm, según especificaciones de la próctor estándar (la calidad del relleno compactado - no se comprobó, por la falta de datos).

*nota.- El adobón, es un tabique formado de arcilla, el cual tiene una resistencia a la compresión de 50 kg/cm^2 . El ladrillo Binsa, es un tabique hueco, prensado y recocido al horno, de una resistencia a la compresión de 140 kg/cm^2 .

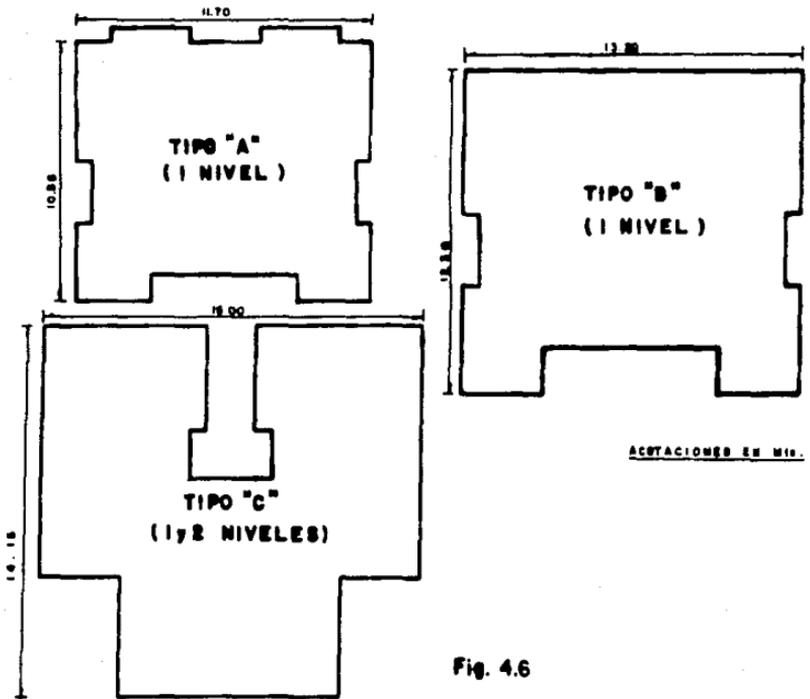


Fig. 4.6

PLANTA DE LOSA DE
CIMENTACION.

De acuerdo a los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo encontrado (coeficiente de balastro ó Módulo de reacción de la subrasante de 2000 ton/m^3 , y capacidad de carga admisible de 7.5 ton/m^2), correspondientes a un suelo poco deformable, se diseñó una losa de cimentación "flexible", pero al consultar la literatura para verificar dichos datos, se encontró que el módulo de reacción que debió ser utilizado, era del orden de 500 ton/m^3 , que corresponde a un suelo muy deformable. En consecuencia, al diseñar una losa flexible en un terreno deformable, se propiciaron las condiciones para que se diera la falla de la estructura, ya que al asentarse el terreno, la presión transmitida inicialmente al suelo (5.4 ton/m^2), no se distribuyó adecuadamente en él, resultando un poco mayor a la admisible.

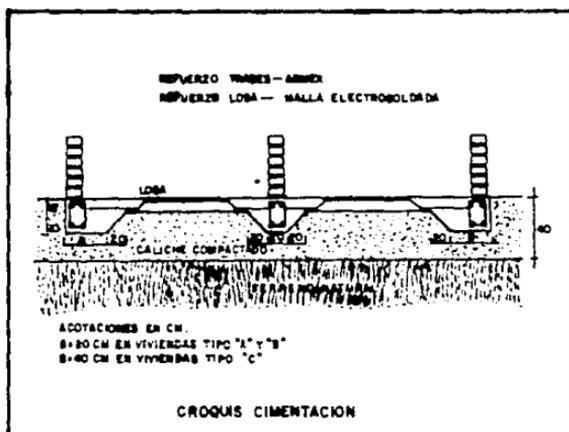


Fig. 4.7

Daños Observados.

Como se mencionó al inicio de este capítulo, el 70 % de los muros de las viviendas se agrietaron, tanto en muros exteriores como interiores. La mayoría de las estructuras agrietadas, se localizaron en zonas de inundación, principalmente cerca del terraplén carretero (ver figura 4.3).

El patrón de agrietamiento de todas las casas, indicó mayor hundimiento al centro de la edificación que en los extremos*, observándose separaciones hasta de 1 cm entre muros de carga y su losa de cimentación.

Exteriormente, los pavimentos se hallaban en malas condiciones y en algunos sectores, la carpeta ya había sido removida. Se realizaron pruebas de permeabilidad, de las cuales se obtuvieron valores de entre 0 y 140 %, evidencia de una carpeta "muy permeable". Aunado a lo anterior, la presencia de "salitre"**, ocasionó la oxidación y perforación de las tuberías de acero (y de algunas de cobre) para el servicio de agua potable, generando fugas en las mismas.

*nota. A este respecto se sugiere consultar el libro de Mecánica de Suelos de Juárez Badillo, Volumen II, capítulo VIII inciso 4, en el cual se dan ideas acerca de como afecta la rigidez de una cimentación, a la distribución de asentamientos y presiones en el suelo subyacente.

**nota. Salitre, es el nombre aplicado al nitrato potasico (NO_3K), el cual es fácilmente soluble en agua y se le reconoce como una sustancia salina que aflora en tierras y paredes.

4.4 Investigación de campo y laboratorio.

Se efectuaron cinco sondeos a base de pozos a cielo abierto, a una profundidad promedio de 3.0 m, excepto en uno de ellos, realizado a 1.5 m, debido a la dureza del terreno encontrado para dicho pozo. La ubicación de los mismos, se indica en la figura 4.3. Algunas excavaciones, se localizaron en áreas sujetas a inundación y otras, en partes no inundables, con el propósito de detectar diferencias en las características de los suelos ubicados en cada zona. Los sondeos se realizaron en zonas adyacentes a las viviendas dañadas y también a las no dañadas, efectuándose en vialidades y banquetas; en ningún caso, bajo las losas de cimentación.

Mediante inspección visual, se determinó la secuencia, tipo y espesor de las capas del suelo. Se obtuvieron muestras "alteradas" de los diferentes mantos, y mediante calas "in situ", se determinó su peso volumétrico natural. Se tomaron muestras cúbicas "inalteradas" del suelo en estado más blando o más suelto, empacándolas cuidadosamente, y enviadas al laboratorio para su reconocimiento.

Todos los especímenes de suelo, se sometieron a ensayos de clasificación visual y al tacto (ver capítulo I, tabla 1.1) y de humedad natural. En todas las muestras cúbicas se aplicaron pruebas de lavado, límites de plasticidad, densidad de sólidos, peso volumétrico natural y resistencia al corte con torcómetro manual. En dos de las muestras que exhibieron menor resistencia, y en una con mayor resistencia, se realizaron pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU), utilizando en cada ensaye tres probetas, sometidas a presiones de 0.1, 0.3 y 0.5 kg/cm², respectivamente. En todas las muestras cúbicas se efectuaron ensayos de saturación bajo carga, utilizando para cada prueba tres pastillas de suelo. Las pruebas se realizaron con el odómetro convencional (ver capítulo II, prueba doble del odómetro), con presiones verticales de 1.25, 2.5 y 5.0 ton/m², analizándose cinco muestras cúbicas.

4.5 Propiedades Mecánicas del Subsuelo.

De acuerdo a la investigación de campo y pruebas de laboratorio realizadas, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

a) Se trata de suelos aluviales y lacustres, caracterizados por -- una secuencia errática de materiales predominantemente arcillo-arenosos, los cuales se les delimitó en dos estratos denominados: superior e inferior.

El manto superior, está constituido por una arcilla arenosa café de mediana plasticidad, de consistencia media a firme, ligeramente cementada. En dicho manto, los suelos se subdividieron en dos tipos: 1 y 2; ambos, se clasificaron como colapsables y sus propiedades índice se reportan en la tabla 4.1.

La mencionada subdivisión, obedece a que para inducir el colapso de los suelos tipo 1, es necesario saturarlos después de aplicarles la carga. Lo contrario sucede en los suelos tipo 2, pues al -- sujetarlos a una carga, sin necesidad de saturarlos, se colapsan (es importante observar el mayor grado de saturación de estos suelos en comparación con los del tipo 1, pues como se verá mas adelante, dicho parámetro determina que el colapso de los suelos tipo 1 y 2 se sucedan del modo citado). Cabe señalar que los suelos tipo 2, se detectaron en zonas sujetas a encharcamientos*.

El manto inferior, se conforma de una arcilla arenosa café, de mediana plasticidad, de consistencia media a firme, "muy cementada", con algunos puntos blancos de carbonato de calcio (dicha cementación era tal, que resultaba imposible realizar una excavación con retroexcavadora "liger"). Consecuentemente, los materiales de este manto, resultan menos susceptibles de sufrir alteraciones por cambios de humedad (ver propiedades índice en la tabla 4.1).

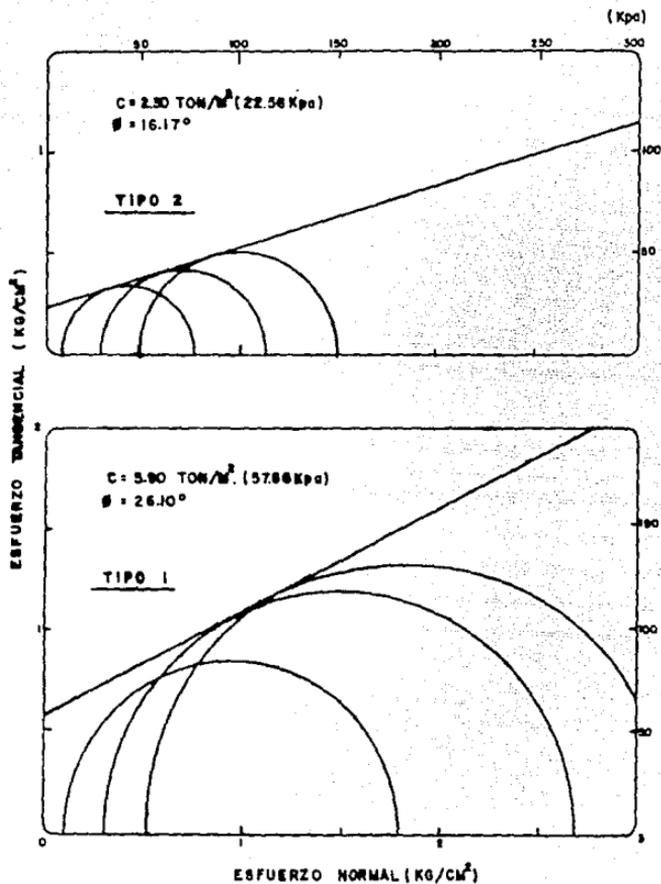
b) El nivel de agua freática, no se detectó en ninguno de los sondeos realizados, por lo que acorde a los antecedentes geotécnicos, es de suponerse que dicho nivel se encuentra a gran profundidad.

*nota - En las zonas donde se localizan las viviendas no dañadas, se encontraron suelos con poca humedad y el manto superior presentó espesores menores a 1.0 m.

c) De los ensayos de compresión triaxial, los suelos tipo 1, resultaron más resistentes que los del tipo 2. Los círculos de Mohr y las envolventes de falla correspondientes a dichos ensayos, así como las curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria respectivas, se presentan en las figuras 4.8 y 4.9 .

TABLA 4.1
RANGO DE VARIACION DE PROPIEDADES INDICE.

	SUPERIOR (TIPO 1)	SUPERIOR (TIPO 2)	INFERIOR
ESPESOR (M)	0.8 - 2.0	1.0 - 2.0	INDEFINIDO
CLASIFICACION SUCS	CL	CL,SC	CL
PORCENTAJE DE FINOS (%)	68 - 70	42 - 86	--
LIMITE LIQUIDO (%)	33 - 37	27 - 41	--
LIMITE PLASTICO (%)	14 - 15	13 - 15	--
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	19 - 22	14 - 26	--
HUMEDAD NATURAL (%)	9 - 16	15 - 24	13 - 26
DENSIDAD DE SOLIDOS	2.6 - 2.7	2.6 - 2.7	2.7 - 2.9
PESO VOLUMETRICO NATURAL:			
EN TON/M ³	1.4 - 1.7	1.7 - 2.0	1.7 - 2.1
EN KN/M ³	14.1-16.2	16.8-19.2	17.0-20.1
RELACION DE VACIOS	0.9 - 1.0	0.6 - 0.9	0.6 - 1.1
POROSIDAD (%)	47 - 50	36 - 47	39 - 53
GRADO DE SATURACION (%)	27 - 48	62 - 81	45 - 89
PESO VOLUMETRICO SECO:			
EN TON/M ³	1.3 - 1.4	1.4 - 1.7	1.3 - 1.7
EN KN/M ³	12.9-13.9	13.5-16.8	12.4-16.8



CIRCULOS DE MOHR
 (COMPRESION TRIAXIAL U-U)

Fig. 4.8

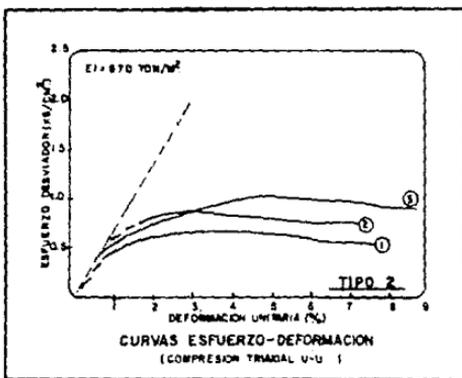
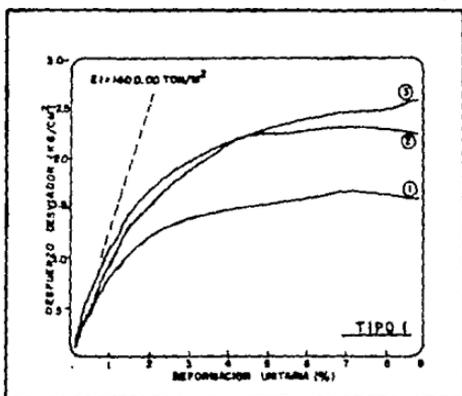


Fig.4.9

d) En las pruebas de saturación bajo carga, se observó que los suelos tipo 1, exhibieron una menor deformación total en relación a los del tipo 2. Mientras que los suelos tipo 1 presentaban pequeñas deformaciones al aplicarles la carga inicial, incrementándose dicha deformación de manera importante al humedecerlos por capilaridad, en los suelos tipo 2 sucedía lo contrario. Los rangos de variación de la deformación unitaria medida en el laboratorio, se anotan en la tabla 4.2 y los resultados de compresibilidad en un plano semilogarítmico, se indican en la figura 4.10. En los suelos tipo 1, la mayor parte de la deformación se produce a consecuencia del humedecimiento, desarrollándose en un período comprendido entre 1 y 1300 minutos, lo cual no sucede en los suelos tipo 2, en los que la principal deformación se tiene al aplicarles la carga, sucediéndose en menos de 1 minuto. Las gráficas deformación-tiempo de los tipos de suelo 1 y 2 se ilustran en la figura 4.11. Las tablas 4.3 y 4.4 muestran los resultados obtenidos de los ensayos de saturación bajo carga de ambos tipos de suelo.

e) Los espesores del suelo analizado, varían entre 0.80 y 1.50 m, con un valor máximo de 2.0 m. Ante este hecho, al aplicarles una presión vertical uniforme, se producen hundimientos "diferenciales".

f) En condiciones iniciales, los suelos tipo 1 tienen mayor relación de vacíos y menor grado de saturación que los del tipo 2. En este sentido, era de suponerse que por su mismo origen geológico y encontrarse en la misma localidad, por la menor oquedad en los suelos tipo 2, su resistencia debía ser superior a la de los suelos tipo 1. Sin embargo sucedió lo contrario, siendo más resistentes los suelos tipo 1. Este suceso se puede justificar pensando en que el agua contenida en la masa de dichos suelos ejerce un efecto importante en su estructura interna, específicamente en el cementante que actúa como liga entre sus partículas sólidas.

g) De acuerdo al criterio USBR (ver antecedentes geotécnicos y figura 4.5), estos suelos se catalogaron como medianamente colapsables, pero según los resultados obtenidos de las pruebas de saturación bajo carga, se les considera de un potencial colapsable muy -

alto. Por ello, se comprueba que de acuerdo a lo comentado en el capítulo referente a la identificación de suelos colapsables, este criterio, así como otros de carácter "cualitativo", no siempre aportan datos precisos para determinar su potencial de colapso. No obstante, dichos métodos siguen siendo de gran utilidad para detectar su presencia.

h) Por el mayor grado de saturación en los suelos tipo 2, en comparación a los del tipo 1, y de acuerdo a los comentarios hechos en los incisos d y f, los citados suelos tipo 2 sufren su mayor porcentaje de deformación al aplicarles la carga inicial, por lo que la deformación producida al humedecerlos, ya no tiene un valor significativo.

i) En los suelos tipo 1, la existencia de un cementante que liga sus partículas sólidas y le proporciona rigidez a su masa, le da mayor resistencia y menor deformabilidad en relación a los suelos tipo 2. Sin embargo, al humedecerlos dicho nexo se pierde, generando importantes deformaciones al cargarlos.

j) Es probable que el humedecimiento previo de los suelos tipo 2, en combinación con las cargas producidas por las construcciones y el tránsito, hayan generado un colapso en ellos, por lo que al ensayarlos, las deformaciones medidas ya eran pequeñas.

k) En base a estudios previos del terreno, se conoce que la relación de vacíos de dichos suelos puede alcanzar valores hasta de 1.4 (obsérvese en la tabla 4.1, que los suelos estudiados tuvieron un valor máximo de 1.0 en su oquedad). En tal caso, los asentamientos por colapso pueden ser mayores a los previstos. Asimismo los grados de saturación obtenidos en las primeras etapas del proyecto tenían valores de 35 % o menores, similares a los grados de saturación iniciales de los suelos tipo 1, siendo estos últimos los que más se deformaron (la deformación unitaria total fue de 7.54 %).

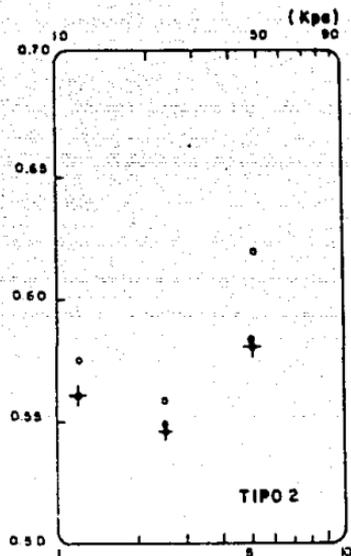
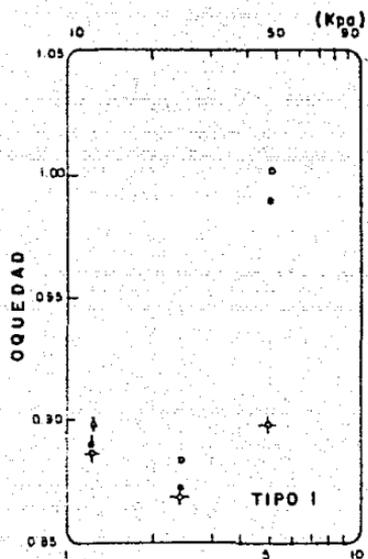
l) De acuerdo a los estudios realizados por Schmitter y Uppot (ver antecedentes geotécnicos), para una presión vertical de 5.0 ton/m^2 , las deformaciones unitarias totales producidas son del orden de 1 a 3 %. Para la misma presión, los suelos estudiados en el proyecto -

tienen deformaciones unitarias totales en el rango de 6 a 8% y por lo tanto pueden considerarse severamente problemáticos para las edificaciones, inclusive cuando el espesor del estrato es pequeño.

■) En los suelos tipo 1, el tiempo que tarda en producirse la deformación por saturación es bastante superior en relación a los suelos tipo 2. Es probable que el menor grado de saturación de los suelos tipo 1 influyó para que la degradación del cementante se diera lentamente, lo cual no sucedió en los suelos tipo 2, cuyo mayor grado de saturación dió oportunidad a que el cementante se degradara generando la deformación rápidamente. En este caso, los suelos tipo 1 tuvieron un colapso en forma un tanto lenta, lo cual difiere del -- concepto general planteado al inicio del presente trabajo, donde se estableció que la falla de un suelo colapsable se presenta "súbitamente".

Fig. 4.10

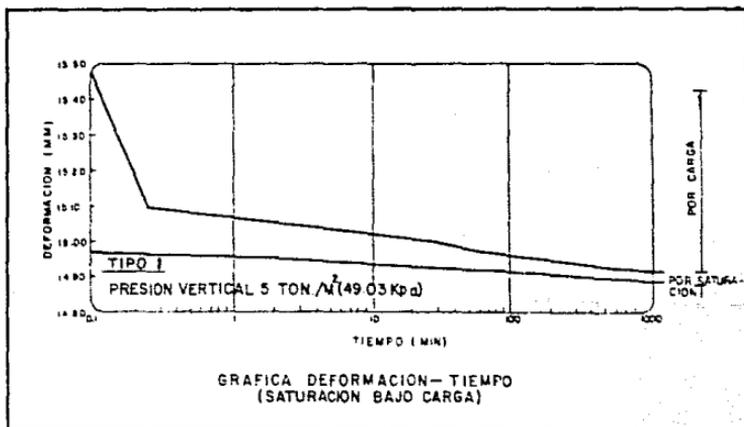
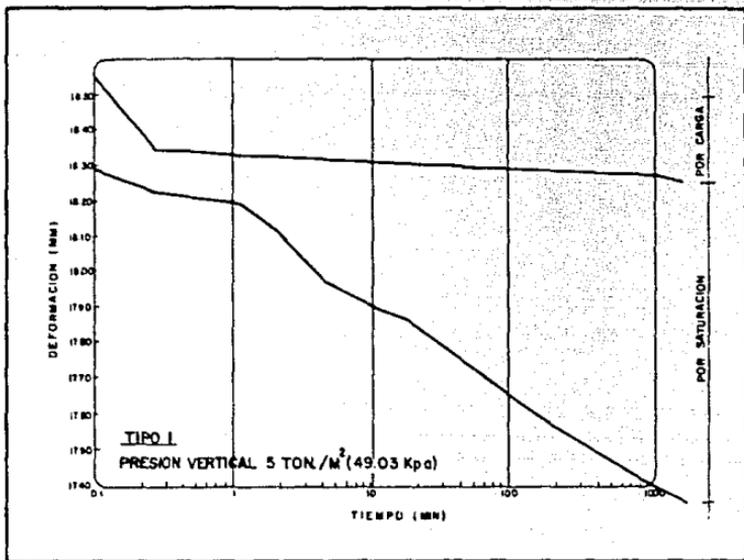
16



PRESION VERTICAL (TON/M²)

- INICIAL
- AL CARGAR
- ⊕ AL SATURAR

COMPRESIBILIDAD
(SATURACION BAJO CARGA)



GRAFICA DEFORMACION-TIEMPO
(SATURACION BAJO CARGA)

Fig. 4.11

Tabla 4.2
RANGO DE VARIACION DE DEFORMACIONES UNITARIAS
EN PRUEBA DE SATURACION BAJO CARGA

TIPO 1

PRESION VERTICAL		AL APLICAR CARGA	AL SATURAR	TOTAL
Ton/m ²	kPa			
1.25	12.26	0.36 a 1.14	0.15 a 0.67	0.51 a 1.81
2.50	24.52	0.56 a 1.15	0.19 a 1.77	0.75 a 2.92
5.00	49.04	0.96 a 1.99	4.56 a 5.55	5.52 a 7.54

TIPO 2

PRESION VERTICAL		AL APLICAR CARGA	AL SATURAR	TOTAL
Ton/m ²	kPa			
1.25	12.26	0.96 a 1.37	-0.19 a 0.12	0.90 a 1.42
2.50	24.52	0.83 a 1.78	-0.05 a 0.14	0.78 a 1.80
5.00	49.04	2.25 a 3.54	0.12 a 0.66	2.37 a 4.02

Notas:

- 1) Los datos de las deformaciones están en porciento.
- 2) Los valores negativos indican expansión y los positivos compresión.

TABLA 4.3 RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYE DE SATURACION BAJO CARGA

TIPO 1 DENSIDAD DE SOLIDOS: 2.61

PASTILLA CONDICION	1		2		3	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
HUMEDAD (%)	10.96	27.15	9.21	25.24	10.49	28.89
RELACION DE VACIOS	0.897	0.887	0.883	0.869	1.007	0.897
POROSIDAD (%)	47.29	47.02	46.88	46.48	50.17	47.29
GRADO DE SATURACION (%)	32.00	80.18	27.35	76.13	27.29	84.38
PESO VOLUMETRICO HUMEDO						
EN Ton/m ³	1.53	1.77	1.52	1.76	1.44	1.78
EN KN/m ³	15.00	17.36	14.91	17.26	14.12	17.46
PESO VOLUMETRICO SECO						
EN Ton/m ³	1.38	1.39	1.39	1.40	1.31	1.38
EN KN/m ³	13.53	13.63	13.63	13.73	12.85	13.53

PASTILLA	PRESION VERTICAL		DEFORMACION UNITARIA		VARIACION TOTAL
	Ton/ m ²	KPa	AL CARGAR	AL SATURAR	
1	1.25	12.26	0.36	0.15	0.51
2	2.50	24.52	0.56	0.19	0.75
3	5.00	49.04	0.96	4.56	5.52

TABLA 4.4 RESUMEN DE RESULTADOS
 ENSAYE DE SATURACION BAJO CARGA

TIPO 2 DENSIDAD DE SOLIDOS: 2.70

PASTILLA CONDICION	1		2		3	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
HUMEDAD (%)	16.36	17.87	14.77	17.20	18.79	20.13
RELACION DE VACIOS	0.573	0.559	0.557	0.545	0.617	0.579
POROSIDAD (%)	36.42	35.84	35.79	35.29	28.17	36.66
GRADO DE SATURACION (%)	75.70	84.79	70.22	83.61	80.67	92.17
PESO VOLUMETRICO HUMEDO						
EN Ton/ m ³	1.96	2.00	1.95	2.01	1.95	2.02
EN KN/ m ³	19.22	19.61	19.12	19.71	19.12	19.21
PESO VOLUMETRICO SECO						
EN Ton/ m ³	1.68	1.70	1.70	1.71	1.64	1.68
EN KN/ m ³	16.48	16.67	16.67	16.77	16.08	16.48

PASTILLA	PRESION VERTICAL		DEFORMACION UNITARIA		VARIACION TOTAL
	Ton/ m ²	KPa	AL CARGAR	AL SATURAR	
1	1.25	12.26	0.96	-0.06	0.90
2	2.50	24.52	0.83	-0.05	0.78
3	5.00	49.04	2.25	0.12	2.37

4.6 Discusión de resultados.

Al deducir que los datos utilizados para el análisis y diseño estructural de la losa de cimentación no fueron los correctos y observar las deformaciones producidas en ella, se concluye que la cimentación corresponde a una losa de tipo "flexible". En estructuras de este tipo, las presiones transmitidas al terreno tienden a concentrarse bajo los ejes de los muros de carga y no se distribuyen en toda el área de la losa (se estima que la máxima presión es del orden de 5.0 ton/m^2). De acuerdo a la capacidad de carga última, evaluada en 15.0 ton/m^2 , se tiene un factor de seguridad de 3, contra una posible falla por cortante en el suelo*.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos de saturación bajo carga, los hundimientos esperados para espesores de entre 0.8 y 1.5 m del suelo colapsable, es de 3 a 11 cm en los suelos tipo 1 y de 1 a 6 cm en los suelos tipo 2. Para un espesor de 2.0 m, dichos hundimientos pueden ser de 15 y 8 cm, respectivamente. Por la erraticidad de los espesores del suelo colapsable encontrado y la variación de las presiones transmitidas al terreno a lo largo de los muros de carga, se produjeron hundimientos diferenciales de consideración, que provocaron los agrietamientos de los muros en las edificaciones**.

*nota. El cálculo de capacidad de carga se realizó aplicando la teoría del Dr. Terzaghi, para el caso de una falla local en un material cohesivo-friccionante.

**nota. Los muros de ladrillo comienzan a mostrar agrietamientos cuando el asentamiento diferencial de la edificación es mayor de 3 mm/m de longitud del muro (ver Mecánica de Suelos de Lambe y Whitman, cap. 14; asentamientos admisibles).

4.7 Soluciones Adoptadas.

Se propuso la reconstrucción de los pavimentos en las vialidades, corrigiendo en lo posible sus pendientes, para propiciar la rápida circulación del agua de lluvia fuera de la zona de suelos colapsables, mediante el uso de un canal superficial. Además, se sugirió - reparar las fugas detectadas de las tuberías.

En zonas que aún no se han humedecido, se recomendó construir - una barrera impermeable, colocada entre las losas de cimentación y las calles adyacentes, según se esquematiza en la figura 4.12. El procedimiento consiste en excavar una zanja que atraviese el manto de suelo colapsable o hasta alcanzar una profundidad de 1.80 m. - Posteriormente, es colocada una hoja de polietileno y se procede - a rellenar la zanja, empleando el material producto de la excavación, compactado. Es obvio que dicha medida, no garantiza que el agua no se infiltre al terreno de la cimentación, pues no es una barrera totalmente impermeable, aunque logra dificultar en gran medida la entrada del agua.

Por el hecho de que el colapso de estos suelos se presenta gradualmente, es conveniente observar que algunas viviendas pueden seguir asentándose y por lo tanto, las reparaciones que se hagan en ellas, puedan no resultar de utilidad. En este caso mediante observaciones periódicas de los agrietamientos presentados, permiten de terminar en cierto modo, cuando finalizarán los asentamientos por colapso, para posteriormente realizar las reparaciones pertinentes.

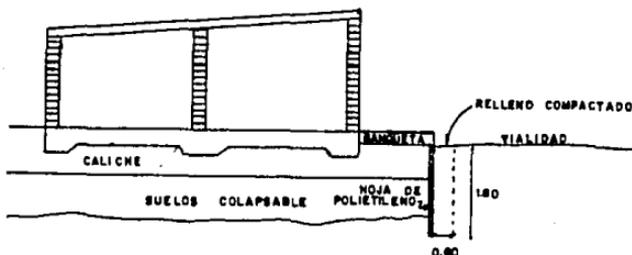


Fig. 4.12

4.8 Comentarios finales.

Se puede afirmar con toda seguridad, que las hipótesis establecidas en este trabajo, acerca del comportamiento de suelos colapsables se corroboraron. La investigación y los ensayos de laboratorio realizados, se constituyeron las herramientas por medio de las cuales se logró detectar la presencia de dichos suelos, y en cierta medida, para predecir la magnitud de las deformaciones esperadas. Se demostró que cuando los espesores de suelo colapsable son pequeños, o si las presiones transmitidas al terreno son de baja magnitud, los asentamientos también resultan importantes. Además, si la disolución del nexo cementante es lento, el colapso se produce "gradualmente".

El problema ejemplificado, muestra claramente las posibles situaciones que se pueden presentar en un momento determinado al no existir la debida comunicación entre los ingenieros que participan en el proyecto. Lo anterior, aunado a otras fallas como: un equivocado diseño de la cimentación, "fugas", encharcamientos, etc., y principalmente la falta de un estudio de mecánica de suelos adecuado, resultaron las causas principales para que se sucediera dicho problema.

Capítulo V. Conclusiones.

- 1) El mayor porcentaje de depósitos de suelos colapsables, se localiza en zonas donde prevalecen condiciones de desecación y el nivel de agua freática se encuentra a varios metros de profundidad.
- 2) Los suelos colapsables no tienen una apariencia "especial" que los identifique. A simple vista, su aspecto da la impresión de tratarse de suelos bastante "resistentes" y por lo tanto, se corre el riesgo de pasar por alto su posible detección, al no tener un adecuado conocimiento de las peculiaridades que los caracterizan.
- 3) Todos los suelos colapsables tienen una relación de vacíos ---- "grande" y un grado de saturación menor al 100 %. Estas características cambian de un lugar a otro, según el origen de los suelos y los procesos geológicos a que hayan estado sometidos.
- 4) Si un suelo susceptible de sufrir colapso tiene un contenido de agua alto, la falla puede ocurrir repentinamente. Por el contrario, si el contenido de agua de dicho suelo es bajo, la falla se desarrollará progresivamente.
- 5) En general, el colapso de los suelos se produce al incrementar su contenido de agua, en combinación con la aplicación de una carga. Sin embargo, el colapso puede ocurrir con la sola aplicación de la carga, que en este caso resulta ser de magnitud bastante mayor a aquella que se requiere para producir el colapso, cuando al mismo tiempo que se aplica la carga, se incrementa la humedad del suelo. Evidentemente, es necesario evaluar ambas condiciones.
- 6) Los suelos colapsables, suelen resultar menos problemáticos a medida que la profundidad a que aparecen es mayor.
- 7) El reconocimiento de suelos colapsables mediante pruebas sencillas y de rápida aplicación, permite determinar si los suelos en estudio son susceptibles de sufrir colapso; pruebas más complejas indican el orden de magnitud de las deformaciones producidas por tal efecto. No obstante, es importante visualizar que

dichas pruebas no reproducen por completo las condiciones reales de los suelos, debido a la gran variedad de orígenes y características propias de ellos. Así, los resultados obtenidos en tales pruebas deben ser considerados con cierta cautela, para no sobreestimar o subestimar el comportamiento mecánico de los suelos mencionados.

- 8) Se reconoce que uno de los métodos de tratamiento que ha dado buenos resultados para el "mejoramiento" de suelos colapsables, es el de compactación. Las principales ventajas que este método posee, en comparación con otros también aplicables, son principalmente su relativa sencillez de aplicación, el menor tiempo requerido para realizarlo y -en la mayoría de las ocasiones- por resultar un procedimiento más económico (como fue el caso presentado en este trabajo). No por ello, se olvide que existen varios métodos de tratamiento, que en un momento determinado puedan resultar más apropiados, de acuerdo a los factores ya citados en el capítulo correspondiente a este tema.
- 9) Al diseñar una cimentación, será necesario conocer claramente las características y el tipo de solicitaciones a las que va a estar sujeto el suelo en cuestión. En el caso de cimentaciones construidas sobre un suelo con comportamiento "peculiar", como lo es el de los suelos colapsables, el íntimo conocimiento de su comportamiento mecánico al modificar su estado natural, cobra gran importancia. Consecuentemente, una acertada interpretación de los resultados obtenidos de las pruebas de campo y/o laboratorio permitirán decidir finalmente la geometría de la cimentación que mejor se adapte a dichos factores y no falle.
- 10) El objetivo principal de toda obra de ingeniería civil es lograr que sean seguras, funcionales y económicas. Empero, en la búsqueda de obtener la mencionada economía, en ocasiones no se toman en cuenta ciertos factores que a largo plazo resultan importantes. Tal fue el caso del problema descrito en este trabajo, que por no realizar un estudio de mecánica de suelos apropiado al problema, por el aparente ahorro que se lograba con ello, finalmente repercutió en un importante incremento en el

costo total de la obra.

Importante es pues, tener un claro panorama de las diversas situaciones que se pueden presentar cuando se está en presencia de uno de estos suelos, y al mismo tiempo, poseer la capacidad de visualizar las diferentes alternativas que se tienen para enfrentar los problemas que se generen al utilizarlos, lo cual implica la necesidad de tener para dicha labor, profesionales mejores y más capacitados.

Referencias

- 1.- Trejo B.A. Problemática Explosión Demográfica en Países en Vías de Desarrollo. Revista Ciencia y Desarrollo No.87, 1988.
- 2.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos, Vol. I. Cap.VII. Ed. Limusa, México.
- 3.- Contribuciones al Primer Congreso Internacional -- sobre Geomecánica en Suelos Tropicales Lateríticos y Saprolíticos-Tropicales'85, Brasilia. Revista editada por la Comisión Federal de Electricidad, 1985.
- 4.- Peck Ralph B., H.Walter E., Thornburn Thomas F. --- Foundation Engineering. Second Edition. John Wiley and Sons Inc. New York, USA. 1976
- 5.- Dudley John H. Review of Collapsing Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, -- May, 1970.
- 6.- VIII Reunión de Mecánica de Suelos. Artículo 21 -- Torreón Gómez Palacio. 1976
- 7.- Mejoramiento Masivo de Suelos. Reunión Técnica, --- 1979. Compactación Por Vibrado pag. 94. Publicación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.
- 8.- Mejoramiento Masivo de Suelos. Reunión Técnica, --- 1979. Densificación de Suelos por medio de Explosivos. pp.117 .Publicación de la SMMS.
- 9.- Journal of the Geotechnical Engineering Division. Design Considerations for Collapsing Soils. ASCE - 107, 1981. By Samuel P. Clemence, M. ASCE and Albert O. F.
- 10.- Terzaghi Peck. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Ed. El Ateneo.

- 11.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations -
Division. Review of Collapsing Soils, by John H. -
Dudley, F. ASCE , May 1970.
- 12.- Sultan, H.A. (1969), Collapsing Soils. State of -
Art. Speciality Session on Engineering Properties
of Loess and Other Collapsible Soils, Seventh ---
International Conference on Soil Mechanics and --
Foundation Engineering, Mexico. Proceedings of --
this Session have been printed by the Argentine _
Society of Soil Mechanics, paper 5.6.
- 13.- Jennings and Knight K. (1957) The Additional Se--
ttlement of Foundations Due to a Collapse of Stru
cture of Sandy Subsoils in Wetting. Fourth Inter-
national Conference on Soil Mechanics and Founda-
tion Engineering, London, Vol. I p. 316
- 14.- Regginatto, A. R. y Ferrero, J.C. Collapse Poten
tial of Soils and Soil Water Chemistry. Procee---
dings VIII ICSMFE. Vol 2.2 p-177 Moscu 1973.
- 15.- Ferreira R.C. ,J.E.Peres,L.B.Monteiro. Algunas Ca
racterísticas y Propiedades de Suelos Brasileños_
Colapsibles.
- 16.- Foundation Engineering. Leonard Zeevart. Proper--
ties Mechanical, Collapsing Soils. 3.6c. Ed. Mc.-
Graw Hill.
- 17.- VII Reunión de Mecánica de Suelos. Guadalajara -
1974. Tema : Suelos Colapsables, por Jorge E. C.
- 18.- IMSS. Suelos Expansivos y Colapsables en la Repú-
blica Mexicana, 1974.
- 19.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. -
Vol. II. Alfonso Rico y H. del Castillo.Cap.XV y_
XVI. Ed. Limusa, México.
- 20.- Juárez Badillo. Mecánica de Suelos , Vol. II.

- 21.- Gibbs, H.J. and Bara, J.P. Stability Problems of Collapsing Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE Vol. 93 No. SM4, 1967.
- 22.- Jiménez Salas, J. , Justo J.L., Romana, M. and Fara-co, C. The Collapse of Gypseous Silts and Clays of Low Plasticity in Arid and Semiarid Climates. Proceedings VIII. ICSMFE. Vol 2.2p-183 Moscú 1973.
- 23.- Jennings and Knight. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics Foundation Engineering. Durban, South Africa , September 1975.
- 24.- Schulze. Cimentaciones p. 112-121
- 25.- Paul Galabru. Tratado de procedimientos generales de construcción. Cimentaciones y Túneles. Cap.38.
- 26.- Tschebotarioff Gregory. Mecánica del Suelo. Cimientos y Estructuras de Tierra. Cap. XI. Ed. Aguilar_ 1960.
- 27.- T. William Lambe y Robert V. Whitman. Mecánica de Suelos. Ed. Limusa, México 1984.