

870115

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

Facultad de Ingeniería Civil

13
2ej



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**" DISEÑO DE CIMENTACION PARA CONSTRUCCIONES
MENORES EN SUELOS EXPANSIVOS "**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
FCO. JAVIER LOMELI CERVANTES**

GUADALAJARA, JAL. MARZO DE 1988



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.

I N D I C E

I.- INTRODUCCION	1
II.- CLASIFICACION DE LAS ARCILLAS	3
2.1 Clasificación S.U.C.S.	3
2.1.1 Procedimiento de identificación para suelos finos o fracciones finas de suelo en el campo	6
2.2 Tipos de Arcillas.	9
2.2.1 Glaciares.	9
2.2.2 Esstratificadas.	10
2.2.3 Con Nodulox de Silex.	11
2.2.4 Duras y Fisuradas.	12
2.2.5 Rojas del Trópico.	13
2.2.6 Laterita.	13
2.2.7 Negras del Trópico.	14
2.2.8 Calcreas y Salinas.	15
2.2.9 Aluviales.	16
2.3 Identificación de las Arcillas Expansivas.	18
2.3.1 Criterios Preliminares de Identificación y Clasificación de Suelos Expansivos.	19
III.- PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS	22
3.1 Respuestas a la Carga.	24
3.2 Respuestas al cambio de humedad.	26
3.3 Presión de Expansión.	28
IV.- DEFORMACIONES EN LAS ARCILLAS EXPANSIVAS	30
4.1 Factores que determinan el Comportamiento de suelos expansivos.	30
4.2 Cálculo de Expansiones.	31
4.3 Cálculo de asentamientos bajo los cimientos.	40
4.4 Asentamientos admisibles de los cimientos.	42
V.- INTERRELACION SUELO - CIMIENTO	44
5.1 Consideraciones generales sobre el contacto suelo - cimiento.	44
5.2 Capacidad de Carga.	47
5.2.1 Teoría de Terzaghi.	47
5.2.2 Teoría de Skempton.	50

VI.- DISEÑO DE CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS	53
6.1 Ensayes de Laboratorio.	53
6.2 Estabilización de suelos Expansivos.	57
6.3 Protección de Estructuras Existentes.	59
6.4 Cimentaciones de Estructuras Ligeras.	63
6.4.1 Clasificación de las cimentaciones poco profundas o superficiales.	65
VII.- DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA UNA CASA HABITACION UBICADA EN PORTEZUELO, JALISCO	69
7.1 Antecedentes Históricos.	69
7.2 Estudio Geológico.	72
7.2.1 Localización.	72
7.2.2 Datos Físicos.	73
7.3 Aspectos Socio - Economicos.	75
7.3.1 Demográficos.	75
7.3.2 Sector Agropecuario.	76
7.3.3 Educación.	76
7.3.4 Vivienda.	77
7.4 Servicios Públicos.	77
7.4.1 Agua Potable.	77
7.4.2 Alcantarillado.	78
7.4.3 Hospitales.	78
7.4.4 Electricidad.	78
7.4.5 Correos.	78
7.4.6 Telefono.	79
7.5 Vías de Comunicación.	79
7.5.1 Caminos.	79
7.5.2 Ferrocarriles.	79
7.6 Descripción del Problema.	79
7.7 Identificación y Cuantificación de la Magnitud del Problema Ocasionado por Suelos Expansivos.	84
7.7.1 Obtención de Parámetros.	84
7.7.2 Resultados de las Pruebas Preliminares y Comentaríos de las mismas.	92
7.7.3 Pruebas Complementarias.	93
7.8 Diseño de la Cimentación.	104
7.8.1 Determinación de la Capacidad de Carga.	104
7.8.2 Cálculo de la Cimentación.	105
7.8.2.1 Diseño No. 1.	105
7.8.2.2 Diseño No. 2.	109
VIII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	118
BIBLIOGRAFIA	121

I. __ I N T R O D U C C I O N

En la actualidad, la exploración de suelos con el propósito de usarse como cimentación para estructuras, es de suma importancia : su estructura natural, su compactación, su resistencia y su contenido de humedad. Por lo tanto los registros de las exploraciones, deben hacer énfasis en las condiciones originales de sus componentes. El estado natural de un suelo susceptible de cimentación es impotante por que la capacidad de carga y asentamiento bajo carga, varían considerablemente con la consistencia debidos a variaciones de humedad en los suelos de cimentación, bajo las condiciones de operación, deben pues, ser consideradas en el diseño.

Son necesarias clasificaciones de campo y ensayos de laboratorio correctos, para que el efecto de los cambios de humedad en las propiedades de la cimentación puedan ser previstos.

Las arcillas expansivas son aquellas que son susceptibles de sufrir un apreciable aumento de volumen durante la construcción o la operación de una estructura. Una arcilla tiende a incrementar su volumen, cuando es liberada de cargas preactuantes que implica una disminución de esfuerzos efectivos, aunado a la posibilidad de que el suelo tome agua y de que transcurra el tiempo necesario para que el fenómeno de expansión se presente. Las características de expansividad, guardan una

estrecha relación con las de compresibilidad, llegandose a hacer la afirmación de que las arcillas más expansivas en descarga son también enormemente compresibles en proceso de carga.

Por esto, para el estudio de cimentaciones en suelos con características expansivas, se presenta el problema de hacer su identificación de manera cualitativa, aplicando criterios adecuados de clasificación, para después, mediante procedimientos de laboratorio, hacer ensaye cuantitativos con el fin de evaluar la magnitud de las expansiones y asentamientos. Con esta información recopilada, se estará en condiciones de adoptar soluciones adecuadas en las cimentaciones y aplicar los procedimientos constructivos correctamente.

Más no siempre es factible realizar una identificación y un análisis adecuado de las características del suelo. Por lo general en construcciones ligeras, casas habitación, pavimentos, etc., que son las más gravemente afectadas en este tipo de suelos, no son susceptibles de estudios profundos por razones de Economía. Es entonces cuando se vuelve importante que el Constructor (Ingeniero Civil, Arquitecto, etc.) disponga de criterios inmediatos, sencillos y económicos para detectar la presencia de este tipo de suelos y así poder hacer un diseño correcto.

II. CLASIFICACION DE LAS ARCILLAS.

2.1 CLASIFICACION S.U.C.S.

Es una modificación y adaptación más general al sistema de clasificación propuesto por Arthur Casagrande en 1942 para aeropuertos.

En la siguiente página se presenta la tabla de la Clasificación del Sistema Unificado.

Como puede apreciarse en la tabla, los suelos de partículas gruesos y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla R 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos de dicha malla y los finos a los que las pasan, y así un suelo se considera grueso si más del 50 % de las partículas del mismo son retenidas en la malla R 200, y fino si más del 50 % de las partículas son menores que dicha malla.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo consta de un prefijo y un sufijo . Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba) mientras que los sufijos indican subdivisione de dichos grupos.

Los suelos finos se encuentran agrupados en tres grupos para los limos y arcillas con límite líquido menos de 50 % , en tres grupos para limos y arcillas con límite líquido mayor de 50 % y en un grupo para los suelos finos altamente orgánicos. Si el límite líquido del suelo es menor de 50 % , es decir, si el suelo es de compresibilidad baja o media, se añade el sufijo L (low compressibility) a los prefijos M, C, y O, obteniéndose de ese modo los símbolos ML (limos inorgánicos de baja compresibilidad), CL (arcillas inorgánicas de baja compresibilidad) y OL (limos orgánicos de baja compresibilidad).

Si el límite líquido es mayor de 50 % , es decir, si el suelo es de compresibilidad alta, se añade el sufijo H (high compressibility) a los prefijos C, M, y O, obteniéndose así los símbolos MH (limos inorgánicos de alta compresibilidad), CH (arcilla inorgánica de alta compresibilidad) y OH (arcillas orgánicas de alta compresibilidad).

Los suelos altamente orgánicos, como las turbas, se designan con el símbolo Pt.

2.1.1__ Procedimiento de Identificación para Suelos Finos o Fracciones Finas de Suelo en el Campo.

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla R 40 (aproximadamente 0.5 mm).

Para fines de clasificación en el campo si no se usa la malla simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

DILACTANCIA

(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla R 40, se prepara una patilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm³ ; si es necesario se añade suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Se coloca la pastilla de la mano y se agita horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consistente en la aparición del agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición

del agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO

(Características al rompimiento)

Después de eliminar partículas mayores que la malla R 40, se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla añadiendo agua si es necesario. Se deja secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y se prueba su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma ligera resistencia, pero se pueden distinguir por el tacto a pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la

sensación suave de la harina.

TENACIDAD

(Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla R40, moldea un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco se debe agregar agua, pero si está pegajoso se debe extender el espécimen formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rola a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm. de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a enrrollar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorona nuevamente.

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en

el límite plástico y la pérdida rápida en la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla de tipo coalín y arcillas orgánicas que caen abajo de la "línea A". Las arcillas altamente orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto en el límite plástico.

2.2__ TIPOS DE ARCILLAS.

Las características de cimentación de estos suelos varían ampliamente con su formación geológica, contenido de humedad, y composición mineralógica. Es imposible incluir en este capítulo todos los tipos y combinaciones que existen en la naturaleza. limitándose los siguientes párrafos a las características de algunos tipos bien conocidos.

2.2.1__ Arcillas Glaciares.

Son por lo general consistentes y duras. A causa de su elevada preconsolidación en tiempos glaciares sólo tienen lugar unos pequeños asentamientos bajo pesadas cargas de cimentación. Algunos depósitos de arcilla glaciaria son muy variables, conteniendo lentejas (a menudo con algo de agua) de gravas y arenas. En tales condiciones, en el proyecto de

cimentación debe tener en cuenta la variable compresibilidad y capacidad de carga en una localidad determinada. Si se llevan a cabo profundas excavaciones en depósitos glaciares, se deben tomar precauciones contra el empuje de cavidades de grava o arena inundada de agua. Las excavaciones en arcillas glaciares bastante uniformes y duras se sostienen verticalmente sin soporte alguno durante largos periodos. La presencia de bloques erráticos o cavidades de guijarros y grandes trozos de grava, puede causar dificultades en la introducción de tablaestacas u otros pilotes de apoyo en terrenos de arcillas glaciares.

2.2.2__ Arcilla Estratificada.

Comprende una serie de capas de arcilla separadas por por capas más delgadas de arena o limo. Estas capas intermedias suelen tener. cantidades apreciables de agua, que ocasionan dificultades en el " sangrado " de arena o limo en las excavaciones.

Las arcillas estratificadas son generalmente más compresibles y de consistencia más blanda que las arcillas en bloque. La introducción de pilotes en arcillas estratificadas puede debilitar la dureza de la capa de arcilla hasta alcanzarla consistencia de una mezcla blanda y pastosa, por lo general es aconsejable continuar la introducción hasta un estrato más

firme por debajo de los depósitos estratificados. Por otro lado, en los lugares en que la arcilla estratificada se encuentra bordeando un río o un lago, pueden originarse fluctuaciones en el nivel del agua de las capas arenosas con un efecto perjudicial en la capacidad de carga del depósito. Por estos motivos, se suele considerar a las arcillas estratificadas como suelos problemáticos en la construcción de cimentaciones.

2.2.3__ Arcillas con Nódulos e Silex.

Se encuentran formando un manto sobre las formaciones calizas; constituyen un suelo residual compuesto de las partes insolubles de la caliza que quedan tras la disolución de materiales calcáreo, por un lado, y de las arcillas, arenas, y guijarros de la Era Terciaria que existieron con la caliza, por otro. Bajo la zona de meteorización superficial, la arcilla con nódulos de sílex presenta una consistencia desde dura a muy dura, y una baja compresibilidad. En algunos depósitos pueden presentarse dificultades en la excavación debido a la presencia de masas, de grandes nódulos en contacto con arcillas seca y dura. La arcilla con nódulos de sílex es una variedad dentro de la arcilla común y, como tal, no presenta grandes cambios de volumen con la variación del contenido de humedad.

2.2.4__ Arcillas Duras y Fisuradas.

Poseen una elevada capacidad de carga bajo la superficie débilmente meteorizada. Por otro lado como se trata de arcillas preconsolidadas, tienen baja compresibilidad. Son arcillas " gruesas " y las estructuras en ellas cimentadas presentan un lento asentamiento al cabo de un largo periodo de años. Las arcillas duras y fisuradas muestran unos pronunciados cambios de volumen al variar el contenido de humedad. Por lo tanto, las cimentaciones deben efectuarse a una profundidad en la cual no existan movimientos apreciables por hinchamiento o contracción de la arcilla en estaciones alternativamente húmedas y secas.

Por idéntica razón, es necesario evitarla acumulación de agua en el fondo de la excavación a fin de procurar que no se produzcan hinchamientos o ablandamientos de suelo. Se ha demostrado que las fisuras en suelos de este tipo tienen tendencia a abrirse al efectuar en ellos muestreos con sacatestigos de libre conducción. Los resultados de los ensayos de resistencia a cizalladura sobre las muestras conseguidas pueden, por lo tanto, subestimar la capacidad de carga de tales suelos, proporcionando una visión falsa de la compresibilidad.

La estructura fisurada de estas arcillas suele causar dificultades, casi siempre imprevistas, en la estabilidad

de las laderas de las excavaciones, en la estabilidad de las paredes de perforaciones sin trazado alguno realizadas por métodos mecánicos de sondeo para pilotes de cierta profundidad, y en el proyecto de estibado o tablestacado de las excavaciones.

2.2.5__ Arcillas Rojas del Trópico.

Son por lo general, suelos residuales que resultan de la meteorización física y química de las rocas ígneas. Suelen ser arcillas magras con una capacidad de carga relativamente altas y una baja compresibilidad. Sin embargo, en ciertas condiciones tropicales, puede originarse permeabilidad de las arcillas a escasa profundidad, dando lugar a un material poroso con una elevada compresibilidad. Las arcillas rojas del trópico no muestran cambios de volumen pronunciados al variar el contenido de humedad y pueden cavarse con pendientes verticales o muy pronunciadas con escaso riesgo de hundimiento.

2.2.6.__ Laterita.

Es un término para designar un suelo ferruginoso de constitución arcillosa, que tiene una apariencia en forma de concreciones. Es esencialmente un producto de meteorización tropical. Las lateritas tienen un color típicamente amarillento o

pardo rojizo. Existen en forma de costras bastante duras y de unos 6 m. o más de espesor, sobre materiales arcillosos más blandos, seguidos de la roca madre. Las lateritas tienen una elevada capacidad de carga y una baja compresibilidad. No presentan dificultad alguna en la construcción de cimentaciones.

2.2.7. __ Arcillas Negras del Trópico.

Se originan también a partir de rocas ígneas. Se suelen encontrar generalmente en topografías de drenaje escaso. Al contrario de las arcillas rojas, las arcillas negras presentan muchas dificultades al realizar cimentaciones, debido a los pronunciados cambios de volumen al variar el contenido de humedad y a causa de sus características de drenaje escaso, llegan a hacerse intransitables para los vehículos utilizados en construcción durante la estación húmeda. Como estas arcillas existen en países en donde hay estaciones marcadamente húmedas y secas, los movimientos del suelo, ocasionadas por estas alteraciones en la humedad y la sequía, son muy severos y se extienden a profundidades considerables. En muchos casos ha sido necesario construir edificios ligeros sobre cimientos de pilotes a fin de llegar más abajo de las zonas de movimiento del suelo.

2.2.8. __ Arcillas Calcáreas y Salinas.

Estos suelos se han formado por la acumulación de minerales arcillosos en aguas salinas o ricas en cal. Los depósitos aumentan a base de arena y polvo arrastrado por los vientos. El perfil de las arcillas calcáreas es enteramente similar en los países áridos y semiáridos. Comprenden una costra superficial de 1.80 m. o más de espesor, de arcilla bastante dura, sobre arcilla húmeda más blanda. La costra de la superficie no se suele ablandar a una profundidad apreciable por las lluvias de invierno.

Esta costra tiene una capacidad de carga adecuada para soportar estructuras ligeras: sin embargo, las estructuras pesadas que requieran amplias cimentaciones para transmitir las cargas a los estratos subyacentes blandos y compresibles, pueden sufrir serios asentamientos, a menos que estas cimentaciones sean a base de pilotes introducidos hasta estratos menos susceptibles a la compresión. Las arcillas calcáreas presentan unos cambios de volumen muy pronunciados al variar el contenido de humedad y en los sitios en que los cambios de estación son muy marcados, los movimientos del suelo se extienden a profundidades de 4.5 m. o más, bajo el nivel del terreno, requiriéndose precauciones especiales en el proyecto de cimentación. En los países en que no existen marcadas diferencias entre los aguaceros de las

distintas estaciones. los movimientos del suelo no constituyen un serio problema. En algunas regiones, la costra dura es una aglomeración débilmente consolidada de arena o partículas arcillosas del tamaño de la grava, resultante probablemente de la acumulación que producen los vientos. Estos suelos pueden hundirse en caso de inundarse combinadas con una carga de cimentación excesiva.

La excavación en la costra endurecida de arcillas calcáreas, no constituyen un difícil problema, aunque suelen aparecer, con toda facilidad, filtraciones de agua a través de las fisuras. La excavación en depósitos blandos a más profundidad suele resultar penosa a causa del hundimiento de las paredes laterales y levantamiento del fondo.

2.2.9__ Arcillas Aluviales. (incluyendo las marinas)

Son materiales geológicamente recientes, formados por la acumulación de materia limosa y arcillosa en los valles de los ríos, en los estuarios, y en el fondo del mar. Suelen presentarse "normalmente consolidadas", es decir, se han consolidado bajo su propio peso, no habiendo estado sujetas en su historia geológica, a carga alguna de preconsolidación como sucedía en el caso de las arcillas glaciares y arcillas duras y fisuradas. Por el hecho de estar normalmente consolidadas, muestran un

incremento progresivo en la resistencia a la cizalladura a medida que aumenta la profundidad, variando desde muy débil en las proximidades de la superficie del terreno hasta muy elevadas a cierta profundidad. El secado atmosférico y los efectos de la vegetación producen una dura costra superficial en las arcillas aluviales. Algunas regiones muestran varios estratos de secados, separados por capas arcillosas blandas normalmente consolidadas. En la costra superficial pueden adoptarse cargas moderadamente altas con poco o ningún asentamiento para cimentaciones estrechas, por no transmitir los esfuerzos a los depósitos subyacentes, débiles y no altamente compresibles. En el caso de cimentaciones anchas o profundas, es necesario adoptar capacidades de carga muy bajas, o utilizar un tipo especial de cimentación conocido con el nombre de placa flotante o de flotación, o bien soportar la estructura sobre pilotes introducidos a través de las arcillas aluviales blandas, hasta un estrato de apoyo satisfactorio.

Las arcillas aluviales y especialmente las marinas son sensibles a la alteración, es decir, que si se alteran durante el muestreo o los trabajos de construcción, presentan una pronunciada pérdida en la resistencia a cizalladura.

Las excavaciones bajo la costra superficial seca precisan soporte mediante entibado o pilotaje; las excavaciones abiertas han de efectuarse con ligeras inclinaciones para evitar

desprendimientos masivos. Las excavaciones en arcillas blandas con una razón profundidad-anchura algo excesiva, están expuestas a fallar por levantamiento del fondo o una apreciable aflojamiento interior de los soportes de los lados.

Análogamente al caso de las arcillas duras y fisuradas, deben tomarse precauciones contra los efectos de las contracciones o inchamientos propios de cada estación, así como la acción desecadora por parte de las raíces de la vegetación, sobre las cimentaciones.

Las arcillas aluviales son con frecuencia arcillas estratificadas interpuestas entre capas de turba.

2.3___ IDENTIFICACION DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.

Por suelo expansivo, se tiene que es todo aquel material que en contacto con el agua experimenta cambios volumétricos significativos, los cuales se traducen generalmente en movimientos de suelo de cimentación, que se transmiten a la estructura afectando su funcionamiento, ya sea a través de grietas o fisuras, o de roturas en las instalaciones que llegan a la construcción.

2.3.1__ Criterios Preliminares de Identificación y Clasificación de Suelos Expansivos.

La mayoría de estos criterios de base en la determinación de las propiedades índice del suelo y su comportamiento respecto a límites fijados por la experiencia de cada autor.

A) Criterio de W.T. Altweyer.

Consiste en comparar el límite de contracción con ciertos valores establecidos.

<u>Límite de Contracción</u>	<u>Cambio de Volumen</u>
< 10	Critico.
10 a 12	Marginal.
> 12	No Critico.

B) Criterio de A.W. Skempton.

Compara la actividad que se define como la relación del índice de plasticidad, y el porcentaje de partículas menores de 2 micras, con valores establecidos.

<u>Actividad</u>	<u>Tipo de Arcilla</u>
< 0.75	Inactiva.
0.75 - 1.25	Normal.
> 1.25	Activa.

C) Criterio de W.G. Holtz.

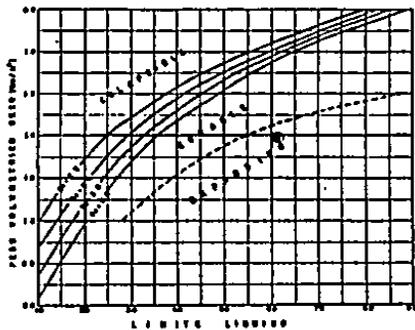
A partir de la determinación de límites de consistencia y la granulometría mediante la prueba del hidrómetro, se puede juzgar el grado de expansión de un suelo, así como la magnitud de esta, en términos muy generales.

% de partículas < 2 micras	Indice de Plasticidad	Límite de Contracción	% de Expansión	Grado de Expansión
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy Alto
20 a 31	25 a 41	7 a 12	20 a 30	Alto
13 a 23	15 a 28	10 a 16	10 a 20	Medio
< 15	< 18	> 15	< 13	Bajo

El % de expansión se estimó a partir de la saturación de un suelo del estado seco al saturado, bajo una presión de 0.07 Kg/cm².

D) Criterio de Bureau of Reclamation.

A partir de la determinación del límite líquido y el peso volumétrico seco, se puede determinar la susceptibilidad de un suelo a expansión o colapso. Este criterio se derivó de la experiencia que se obtuvo de la construcción de la zona de canales, aguas arriba del río Colorado, EEUU., la figura siguiente muestra las zonas de expansión, estabilidad y colapso.



III. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.

Las arcillas expansivas son materiales plasticos que pueden presentar características muy variables (tienen baja resistencia a la deformación cuando están húmedas, pero al secarse forman masas cohesivas duras), particularmente según las condiciones hidrométricas. En ciertos casos oscilan entre una apreciable resistencia, a otro, en donde esta es prácticamente nula. Generalmente son terrenos que sufren deformaciones de gran duración cuando se les aplica un esfuerzo, pudiendo originarse fenómenos de hinchamiento o expansión.

La arcilla está formada por laminillas análogas a macromoléculas que se aglomeran para formar macroagregados cuya relación de anchura respecto al espesor, puede variar de 10 a 250, siendo su espesor del orden de 1μ .

Los fenómenos superficiales desempeñan un papel preponderante, y el agua absorbida es muy difícil de separarla. A menudo se admite que la cantidad de agua varia según la relación de alúmina respecto a la de sílice, así como el hinchamiento o expansión.

Las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido y un alto índice de plasticidad, como

consecuencia de un alto contenido de minerales activos. La expansibilidad aumenta el contenido de caolinita, illita, importante en la expansibilidad el Li^+ y el Na^+ son cationes que producen una mayor expansibilidad, mientras que el Fe^{+++} es el de que producen la expansibilidad menor.

El agua circula en las arcillas a pequeñas velocidades, pudiendose considerarse perfectamente impermeables. En cambio son susceptibles a absorber agua en grandes cantidades; además del agua de constitución, puede penetrar otra cantidad insertandose entre las láminas elementales que ella misma separa; después alrededor de las partículas primarias y finalmente, alrededor de los microagregados. Se concibe perfectamente que estas partículas y los agregados se deslizan con mayor facilidad unas sobre otras cuando se les añade agua, presentándose entonces la arcilla en un estado plástico que se convierte a continuación en estado líquido.

Otro fenómeno superficial se presenta cuando se somete a una masa de arcilla a la compresión, la expulsión del agua no se realiza más que muy lentamente, precisandose con frecuencia años enteros. Al mismo tiempo que el agua es expulsada, la arcilla disminuye su volumen aumentando la cohesión como consecuencia de la disminución de las dimensiones de los canales y los aumentos de las tensiones interfaciales, siendo

este fenómeno el origen de los asentamientos de larga duración que se producen en este tipo de terrenos.

Recíprocamente, si la presión disminuye, la arcilla se expande en presencia de agua, siendo ésta de mayor a menor duración; puede tener mucha importancia y es mucho más rápida que el asentamiento.

3.1. __ RESPUESTAS A LA CARGA.

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un largo lapso posterior a la aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde de su erección, sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente en forma correcta el comportamiento de los suelos. En los asentamientos de

edificios construidos sobre arcilla, la deformación debida a cambios volumetricos en los estratos subyacentes, es mucho mas importante que la deformación debida a cambio de forma.

La compresión (o expansión) o deformación sólo por cambios de volumen es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero no mantiene su posición relativa.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo, un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sobre un plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; esta es la consolidación unidireccional o unidimensional. Tal como ocurre cuando, al volumen de la masa del suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas son nulos.

Si eventualmente, el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se les comunica. El que los desplazamientos horizontales de las arcillas sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arcilla o grava o de materiales más rígidos, o si el estrato de arcilla, aún siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse, en comparación a los desplazamientos verticales.

3.2__ RESPUESTA AL CAMBIO DE HUMEDAD.

Un caso frecuente en la práctica, en donde se tienen problemas involucrados a arcillas expansivas es el de las construcciones en mantos superficiales de arcilla que han sido sujetos a períodos largos de evaporación. Debido al efecto de evaporación el agua cerca de la superficie trabaja a tensión, introduciéndose un flujo ascendente. Suponiendo que de no existir la evaporación hace que en una cierta profundidad, la distribución de las presiones no sea la hidrostática, sino, la correspondiente a un flujo ascendente y que la magnitud de los esfuerzos en el

agua sea de tensión. Lo anterior hace que el punto de presión nula (nivel freático) se abata. Si la evaporación es de suficiente intensidad, la costra superficial puede llegar a estar sólo parcialmente saturada (arcillas desecada).

Si con las condiciones anteriores, se construye una estructura, el efecto sobre la arcilla localizada bajo la obra, en el area ocupada por la misma, es el de suprimir prácticamente la evaporación. Esto hace que, con el tiempo, el flujo ascendente tienda a restituir las presiones normales correspondientes al caso de no tener evaporación; es decir, la distribución de presiones neutrales tendrá a la hidrostática con nivel freático en la superficie del terreno. Lo anterior causa que las presiones expansivas disminuyan fuertemente con la consiguiente expansión del material bajo el area cargada (excepto en el caso de que la edificación compense la disminución de los esfuerzos efectivos, caso que por otra parte, no es el más común). Esta expansión producirá levantamientos en la edificación, que serán mayores en la zona central del área cargada y menores en la periferia. Se ha supuesto que la altura potencial de ascensión capilar del suelo es mayor que la profundidad del nivel freático bajo la superficie del área cargada. Esta expansión de la arcilla ocurrirá aún en época de sequía, ya que es motivada sólo por la construcción de la edificación.

Los cambios de humedad del terreno provocados por las

diferentes condiciones climatológicas estacionarias del año, así como también por el aprovechamiento superficial del agua (por riego o fuga de una tubería), pueden dar lugar a expansiones y a compresiones periódicas en la arcilla bajo cimientos poco profundos.

El efecto que producen estos cambios de volumen estacionales, consiste en causar unos levantamientos y caídas de la superficie del terreno, acompañados de una serie de grietas en el suelo durante los periodos de sequía y de la desaparición de dichas grietas durante la estación húmeda.

Existen sin embargo, otros factores que incrementan enormemente el problema de expansión y contracción. Uno de estos factores es el efecto de una pronunciada diferencia entre las lluvias estacionales y las condiciones de temperatura del suelo. El otro factor, es el efecto causado por raíces de la vegetación. Las raíces de los árboles y arbustos, pueden extraer cantidades considerables de agua del suelo provocando una contracción pronunciada en el mismo.

3.3__ PRESION DE EXPANSION.

Tanto la Compresibilidad como la expansibilidad de los suelos, se han estudiado hasta la fecha, prácticamente, con la sólo ayuda de la prueba de consolidación estandar, es decir,

atendiendo únicamente a su proceso de deformación unidimensional; poco trabajo se ha hecho en relación a los cambios volumétricos que ocurren en las arcillas, bajo efectos cortantes actuando adicionalmente a los esfuerzos normales.

Considerando pues, únicamente esfuerzos isotrópicos, es decir, esfuerzos normales de igual magnitud en las tres direcciones principales, se tendrá que una arcilla experimentará un aumento de volumen para toda disminución de tales esfuerzos. En caso contrario, cuando estas esfuerzos se incrementan, la arcilla experimenta una disminución de volumen; ésta disminución será en el intervalo virgen de la curva de compresibilidad y menor en el de recompresión.

La presión de expansión es pues, aquel esfuerzo normal que sería necesario para evitar la expansión de un suelo, de tal manera que anulará la disminución de los esfuerzos isotópicos, estabilizando el suelo.

Algunas arcillas presentan presiones de expansión hasta de 10 Kg/cm².

IV.- DEFORMACIONES EN ARCILLAS EXPANSIVAS.

4.1__ FACTORES QUE DETERMINAN EL COMPORTAMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS.

Los movimientos de una construcción cimentada en un suelo expansivo tiene tres componentes, que son:

a) Un movimiento ascendente, que principia después de terminada la obra y se debe a que la construcción impide la evaporación del agua bajo ella, favoreciendo la saturación del suelo. Según la experiencia general, este movimiento acaba en cuatro años.

b) Un movimiento cíclico de expansión y contracción que ocurre en el perímetro de la construcción. Se encuentra relacionado con la cantidad y frecuencia de la lluvia, así como la evaporación de la zona.

c) Movimientos locales rápidos que se generan en las roturas de tuberías o instalaciones que conducen agua.

La magnitud de los asentamientos o expansiones dependen a su vez de los siguientes factores:

- 1.- Espesor del estrato de arcilla expansiva.
- 2.- Cantidad y tipo de los minerales arcillosos en el

estrato expansivo.

3.- Magnitud de las sobrecargas que recibe el estrato de arcilla y la variación de estas a lo largo del mismo.

4.- Profundidad del nivel de freático.

5.- Capacidad y magnitud de succión del suelo.

6.- Relación del esfuerzo horizontal a vertical.

7.- Profundidad y naturaleza de los cambios de humedad estacionales (clima).

8.- Fugas de aguas en tuberías de drenaje o agua potable.

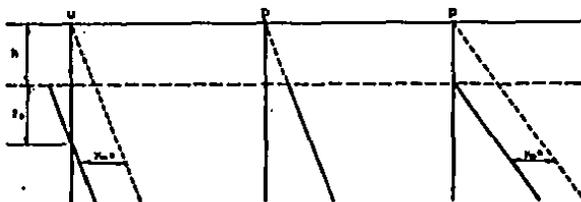
La estimación que sobre la variación de estos factores haga el Ingeniero, le permitirá evaluar el comportamiento futuro de la cimentación y juzgar de una manera objetiva los resultados de laboratorio.

4.2__ CALCULO DE EXPANSIONES.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como una excavación por ejemplo, es de interés poder determinar la expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. Esencialmente el problema esperecido al del cálculo de asentamientos y hasta cierto punto, podría desarrollarse un

procedimiento similar. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de ser señaladas y que es conveniente discutir, en base a idealizaciones, algunos conceptos que son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

Consideraremos, principalmente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilidad de expansión se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos naturales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la figura siguiente. Supóngase ahora que se



Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita

efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será δh y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se reducirá en esa cantidad; como el estado de esfuerzos efectivos en la masa de suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura el suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de

esfuerzos neutrales en la magnitud de δh . Como quiera que la presión original de agua a la profundidad h era δh , la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea será:

$$\delta h - \delta h = - \delta' h$$

o sea aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en éste caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivas y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

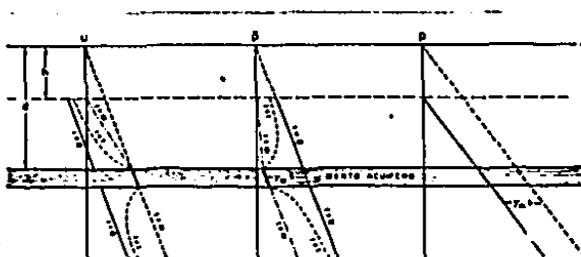
Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación (líneas llenas de la figura anterior) se nota que el nivel al cual la presión neutra es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$Z = \frac{\delta' m}{\delta w} h$$

Este abastecimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así, basta con excavar el suelo a la profundidad h (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata a valor $h + Z$ es decir, la profundidad Z bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora que en el subsuelo del caso anterior existiese un manto arenoso acuifero, en el que mantenga la presión del agua (fig. siguiente). Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud δh . Si d es la profundidad que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación:

$$\bar{p} = \delta' m d - \delta m h$$



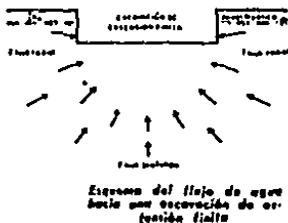
Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero

El valor mínimo a que puede llegar la presión en la arena es, evidentemente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutra en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocado una falla. Esta profundidad será:

$$h_{crit.} = \frac{\delta' m}{\delta m} d$$

En la fig. siguiente se ha supuesto $h < h_{crit.}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t=0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutras en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la figura anterior se han dibujado isocronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el estado final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior por ser semi-infinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a

profundidad h a partir de la superficie.



En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminuciones de presiones se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión local (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita anteriormente tratado); por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo y estas disminuciones serán cada vez menos según alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en las masas de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación. (ver fig. anterior).

La masa de suelo bajo la excavación se expandirá, por

lo tanto, más en el fondo de ésta y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según se dijo, por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical en depósitos de arcillas, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutrales bajo ella y se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aún más bajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revisense las ideas correspondientes al segundo caso discutido para excavación infinita). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de la excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta óbvio tras haber discutido los casos de excavación infinita; en primer lugar se han usado tablaestacados más o menos profundos en los bordos de la excavación, lo cual impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento; en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrólisis, por ejem.

para abatir las presiones neutras en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos a fin de constituir una verdadera pantalla de presión en torno a la excavación, que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un lapso de tiempo. Esto ha invalidado los razonamientos anteriores; lo que sucede es que los abatimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se afecta.

4.3__ CALCULO DEL ASENTAMIENTO BAJO LOS CIMIENTOS.

Hay dos métodos posibles a partir de la teoría de Boussinesq. El primero es un método global y consiste en evaluar las deformaciones a partir de los módulos de elasticidad y del coeficiente de Poisson. Se utiliza para sobre todo para suelos homogéneos, cuando los coeficientes de elasticidad son verdaderamente constantes. El segundo método consiste en determinar la distribución de los esfuerzos en cada nivel bajo los cimientos y en cortar el suelo en un cierto número de capas, más o menos ficticias, ayudándose de la geología local, de manera que se pueda para cada uno de un valor medio de σ que tenga un

significado físico es decir tal que σ varíe poco en el intervalo. Se calcula en seguida el asentamiento de cada capa, si e_0 es el índice inicial del vacío del suelo sometido al peso de las tierras que tiene encima y e_1 el índice de vacío después de la aplicación de la sobrecarga. valores dados por el experimento de compresibilidad y asentamiento de una capa de espesor h será:

$$H = h \cdot \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

Se suma entonces el asentamiento de las diferentes capas y la evaluación del asentamiento en el tiempo, está condicionada por la capa más impermeable o la más gruesa. Este método de corte longitudinal (tajadas) es evidente que es suficientemente aproximado, en la medida en que es sobre todo empleado en los medios estratificados, es decir, cuando la distribución de los esfuerzos de la teoría ya no es muy segura, además cada capa se supone sin expansión lateral "lo que no sucede", ya que se está lejos de la hipótesis de la consolidación unidimensional. Estos señalamientos muestran así todo el interés de los métodos globales que han podido ser desarrollados para algunos medios no homogéneos relativamente simples, una o dos capas, ya sea explícitos o que den la solución a partir de tablas.

4.4__ ASENTAMIENTOS ADICIONALES DE LOS CIMIENTOS.

En general el asentamiento uniforme de una obra no presenta peligros y no implica accidentes mayores. Los asentamientos diferenciales entre apoyos pueden por el contrario tener efectos del todo catastróficos. La amplitud de los asentamientos admisibles depende de la naturaleza de las construcciones (cimbra metálica, mampostería, rellenos de tabique, colado de concreto pretensado, sistema isostático, hiperestático, etc.). Se puede sin embargo, basándose en la experiencia, adoptar un cierto número de reglas establecidas a partir de observaciones del lugar. Se constata en particular que el asentamiento diferencial de cimentaciones aisladas, sobre arena o arcilla, podrían alcanzar 60 % de asentamiento máximo bajo un apoyo, para los pilares es en general más pequeño, del orden de 35 a 60 % y este igualmente sobre arenas y arcillas.

Por otra parte la experiencia muestra que una estructura soporta sin eperente los asentamientos diferenciales del orden de 1/300 de la distancia entre apoyos.

En las construcciones ligeras se puede dar otro límite a los asentamientos diferenciales: por debajo de 5 cm., las fisuras, las rupturas y se vuelve indispensable colocar juntas. Las fisuras aparecen más fácilmente cuando el suelo es

una arena que cuando si es una arcilla. En fin, si se tiene en cuenta la incertidumbre del cálculo de los asentamientos, que se puede estimar en un 50 %, se llega a las siguientes reglas, a seguir cuando se establece un proyecto:

Asentamiento diferencial admisible (rotación)	1/500 de la separación entre apoyos (apoyos aislados o pilares). 1/1000 cuando se desea estar seguro.								
Asentamiento diferencial admisible (amplitud)	arcilla: 3 a 4 cm. arena: 2 a 3 cm.								
Asentamiento total (amplitud)	<table border="0" style="border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">cimentación</td> <td style="padding-left: 5px;">arcilla: 6 cm.</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">aislada</td> <td style="padding-left: 5px;">arena: 4 cm.</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;">pilares</td> <td style="padding-left: 5px;">arcilla: 10 cm.</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px;"></td> <td style="padding-left: 5px;">arena: 6 cm.</td> </tr> </table>	cimentación	arcilla: 6 cm.	aislada	arena: 4 cm.	pilares	arcilla: 10 cm.		arena: 6 cm.
cimentación	arcilla: 6 cm.								
aislada	arena: 4 cm.								
pilares	arcilla: 10 cm.								
	arena: 6 cm.								

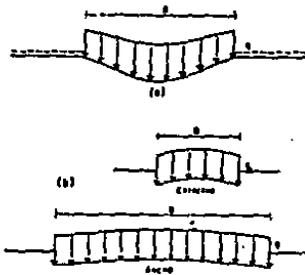
Se sobre entiende que los valores precedentes han sido obtenidos para estructuras normales no sujetas a situaciones excepcionales no dan cuenta tampoco de las construcciones donde la rigidez y la resistencia son variables de un principio a otro: deben ser considerados simplemente como dando un orden de magnitud para las construcciones normales.

V.- INTERRELACION SUELO - C I M I E N T O .

5.1__ CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL CONTACTO SUELO- CIMENTACION.

Se trata ahora de dar algunas ideas fundamentales sobre como se afecta la rigidez de las áreas cargadas a la distribución de asentamientos y presiones en el suelo subyacente; se consideran en el analisis de suelos puramente friccionantes y puramente cohesivos, asi como los casos límites de áreas cargadas totalmente flexibles e infinitamente rígidas.

Considérese en primer lugar el caso de un área uniformemente cargada y totalmente flexible. Debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada pasa al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme, sino que es máximo al centro del área cargada y menor en la periferia, adoptando una ley similar a la que se muestra en la figura siguiente, si es que el medio cargado se supone idealmente elástico.

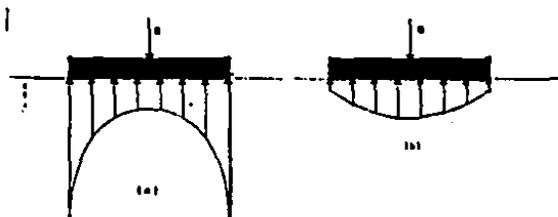


Perfil de asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de un medio semi-elástico

En la práctica el asentamiento inmediato, debido exclusivamente a cambio de forma (es decir, excluyendo el asentamiento por consolidación), de áreas flexibles con carga uniforme, apoyadas en arcillas saturadas, adopta un perfil similar al mostrado en la parte a) de la figura. En cambio, cuando el área flexible se apoya en arenas o gravas, el perfil se parece a los mostrados en la parte b) de la misma figura, ya que estos materiales poseen la propiedad de que su rigidez aumenta con el confinamiento, el cual obviamente será máximo en la zona del centro del área cargada.

Considérese ahora en cambio que la carga se transmite al suelo a través de unaplaca infinitamente rígida. En este caso es obvio que, por su rigidez, la placa se asentará uniformemente, por lo que la presión de contacto entre y medio no podrá ser uniforme. Comparando éste caso con el de la figura anterior, es fácil ver que en el medio homogéneo y elástico la presión es mínima al centro y máxima en las orillas, puesto que para llegar al asentamiento uniforme éste deberá disminuir en el centro

(disminución de presión) y aumentar en las orillas (aumento de presión). Una intuición análoga para el caso del medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento conduce a una distribución en la que la presión es máxima bajo el centro del área cargada y mucho menor bajo la perifería. En la figura siguiente se muestran ambas distribuciones (parte a y b).



Distribución de presiones bajo una placa inicialmente rígida
a) Medio homogéneo y elástico
b) Medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento

También ahora, en la práctica, el caso a) se parece a la distribución en una arcilla saturada, aún cuando teóricamente la presión es infinita en la perifería de la placa y es igual a la mitad de la presión media, bajo el centro; evidentemente la primera condición no puede satisfacerse y el valor de la presión en la perifería está limitado a su máximo que depende de la resistencia del material.

El caso b) de la figura anterior representa aproximadamente la distribución real de presión bajo una placa

rígida colocada arena o grava.

5.2__ CAPACIDAD DE CARGA.

A partir de 1920, el desarrollo de las teorías de Capacidad de Carga, proporcionaron una base más o menos científica para el estudio de las cimentaciones. Combinadas con el cada día mayor conocimiento de los tipos de suelo, de sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más racional y avanzada que la que nunca antes poseyó el Ingeniero. De lo anterior no debe seguirse que las teorías recientemente desarrolladas resuelven los problemas por completo, pero un adecuado estudio del suelo, sobre el cual se pretende levantar una construcción, facilita al Ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación y es, además, una garantía previa a la edificación.

5.2.1__ Teoría de Terzaghi.

Esta teoría es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo (cohesivo o

friccionante), pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite el la cual la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante, $D \pm$), sea menor o igual a dos veces el ancho (B) del cimiento. Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo constante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo.

Para el instante de la falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente que sirve para determinar la Capacidad de Carga Límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general.

$$q_c = c N_c + \delta D_f N_q + \delta B N_\delta$$

Donde: q_c es la expresión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, o sea representa la capacidad de carga última del cimiento. Se expresa en unidades de presión. N_c , N_q y N_δ son coeficientes adimensionales que dependen solo del valor de θ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan " factores de capacidad de carga " debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente.

Para el caso de falla de corte local o punzonamiento, el Dr. Terzaghi corrigió la formula para corte general así:

$$q_c = c'N'c + \delta Df N'q + \frac{1}{2} \delta BN'\delta$$

Donde: $c' = 2/3 c$

$$. . . q_c = 2/3 c N'c + \delta Df N'q + \frac{1}{2} \delta BN'\delta$$

Las siguientes fórmulas han sido propuestas por el propio Terzaghi y sus modificaciones de la expresión fundamental, basadas en resultados experimentales:

Zapata cuadrada:

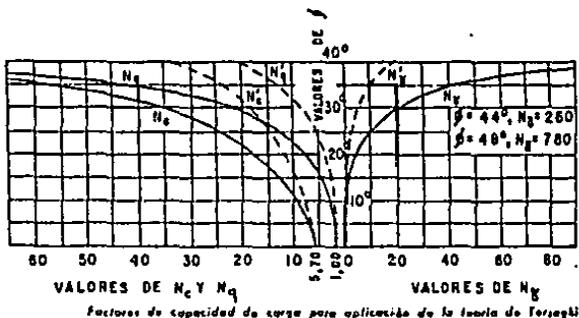
$$q_c = 1.3 c Nc + \delta Df Nq + 0.4 \delta BN\delta$$

Zapata circular:

$$q_c = 1.3 c Nc + \delta Df Nq + 0.6 \delta RN\delta$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtienen de la figura siguiente, sean los correspondientes a la falla general o a la local, cuando esta última sea de tener. En la última ecuación, R es el radio del cimiento.

También debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas sólo para cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.



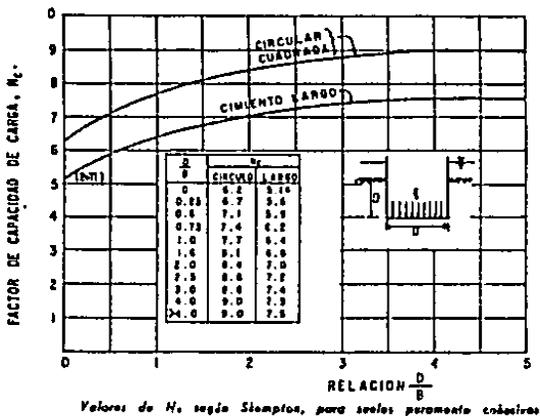
5.2.2. Teoría de Skempton.

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y por lo tanto la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta.

Skempton propone que para determinar la Capacidad de Carga en suelos puramente Cohesivos, se adopte una expresión de forma similar a la de Terzaghi, en la cual:

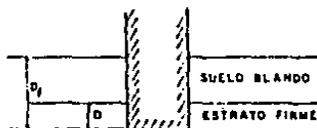
$$q_c = c N_c + \delta D_f$$

Con la diferencia de que ahora N_c ya no siempre tiene el valor de 5.7, sino que varía con la relación D/B , en la que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la siguiente tabla aparecen los valores obtenidos por Skemton para N_c , en el caso de cimientos largos (continuos) y de cimientos cuadrados o circulares.



En el caso de suelos heterogéneos estratificados debe de manejarse con cuidado el término δD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que, por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la

condición de suelo de que se trate. más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo. Lo anterior vale también, por supuesto, para la Teoría de Terzaghi.



Distinción entre D_1 y D_2 para aplicar la teoría de Slempton

VI.- DISEÑO DE CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS .

6.1__ ENSAYES DE LABORATORIO.

En la práctica, cuando se sospecha un problema de arcillas expansivas, lo primero que debe hacerse es emplear los Criterios Preliminares de Identificación y Clasificación de Suelos Expansivos mencionados en el capítulo II, esto nos dará una idea clara de la magnitud del fenómeno y cuales la mejor manera de enfrentarlo. Para poder aplicar correctamente estos criterios es indispensable obtener primeramente los parámetros necesarios, mismos que se obtienen del ensaye de muestras alteradas del suelo en estudio.

Los parámetros necesarios son los que a continuación se mencionan:

Contenido natural de agua, W en %.

Límite líquido, LL en %.

Límite plástico, LP en %.

Índice plástico, IP en %.

Límite de contracción, LC en %.

Distribución granulométrica.

Clasificación S.U.C.S.

Grado de Saturación, Gw en %.

Peso específico relativo, S_s .

Relación de vacíos, e .

Peso volumétrico total, m ton/m³.

Peso volumétrico seco, d ton/m³. (6)

Una vez que se sabe que existirá un problema importante de expansibilidad, deberán hacerse pruebas de laboratorio más serias; la prueba de consolidación estandar (para medir coeficientes de compresibilidad y consolidación) y las Pruebas de Compresión Triaxial (resistencia al esfuerzo cortante) son las más comunes. Las muestras a obtener deberán ser realmente representativas, usándose muestras lo más inalteradas que sea posible, cuando se trabaje con suelos naturales; y muestras compactadas guardando todas las similitudes con el prototipo, cuando se quiera medir expansiones de estructuras hechas con suelos que habrán de compactarse en el prototipo; en estas últimas pruebas podrán usarse muestras alteradas, en las que se conserve, sin embargo, el contenido de agua original, pues el secado puede producir cambios irreversibles en la estructura del material.

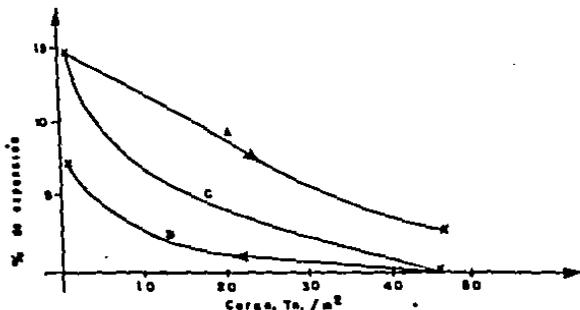
Al preparar los consolidómetros con los especímenes debe de cuidarse de no modificar la estructura de la arcilla ni su contenido de humedad, por las mismas razones.

(6)-- Para la obtención de los parámetros anteriormente mencionados, se recomienda consultar cualquiera de los Manuales

de Laboratorio de Mecánica de Suelos editados por las diferentes Secretarías (SARH, SCT, CFE, etc.).

Un factor muy importante en la realización de esta prueba, es la secuencia de humedecimiento y carga a que se somete la muestra durante la misma, pues ésta deberá presentar fielmente a la que tendrá lugar en el prototipo. Se obtienen diferencias fuertes en las características de expansividad de una arcilla según que, durante la prueba, la carga preceda al humedecimiento o que éste tenga lugar antes que el proceso de carga. Por ejemplo, si la cimentación de una estructura va a quedar cargada antes de que ocurra el humedecimiento de su suelo de cimentación, los especímenes deben cargarse antes de permitir el humedecimiento; recíprocamente, si el terreno de cimentación tiene un nivel freático alto, de manera que la arcilla se expande antes de que la carga de la estructura actúe, las muestras deberán saturarse por completo antes de ser cargadas.

Como ilustración de las diferencias anteriores, se presenta la gráfica siguiente, en la que se muestran curvas típicas de la relación de cambio de volumen-carga de una misma arcilla expansiva.



Efecto de la secuencia humedad-carga en una arcilla expansiva

La curva A muestra el efecto de humedecer primero el suelo bajo una carga de 0.7 ton/m^2 (1 lb/pulg^2), dejándole que absorba toda el agua que desee, para cargarlos posteriormente en incrementos, obteniéndose volúmenes decrecientes a medida que aumenta la carga aplicada en cada incremento. La curva B, por el contrario, se ha obtenido cargando primero el espécimen a una carga inicial tal que contrarreste la tendencia de la expansión de la muestra, de manera que al ponerla en condiciones de absorber agua, no lo haga bajo esa carga; si ahora esa carga se reduce (en decrementos) se obtiene la curva B, expandiéndose el suelo según va absorbiendo agua bajo cargas decrecientes.

La curva C muestra las expansiones que se obtienen para la arcilla sujeta a prueba cuando el espécimen se carga primeramente a una cierta presión intermedia cualquiera y

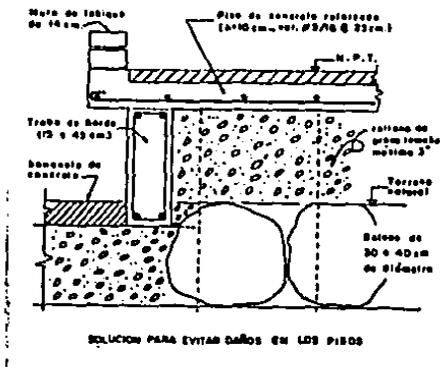
posteriormente se permite que tome agua, hasta llegar a una condición de equilibrio; ésta curva permite conocer que expansión llegará a tener la arcilla probada cuando absorba agua sujeta a diferentes cargas. Nótese que, como se había anticipado, la expansión final es menor cuando mayor sea la carga a que está sujeta la arcilla. La curva C, contiene el primer punto de la A, puesto que éste indica la expansión de la arcilla cuando se saturan bajo carga de 0.7 ton/m^2 , condición común para ambas curvas; también contiene el primer punto de la curva B, pues en éste la arcillase dejó expandir bajo la presión de expansión en ambos casos.

6.2__ ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

Para la estabilización de un suelo expansivo, debe considerarse antes que tan económica pudiese resultar esta alternativa, o si bien resultase más atractivo eliminar el estrato de suelo comprendido en la cimentación.

Puede sobreexcavarse la sección por excavar y rellenar el espacio generado con material granular en una cantidad suficiente como para impedir la expansión por el peso del relleno. El tratamiento es especialmente eficiente si el relleno se coloca después de que se haya producido por lo menos parcialmente la expansión esperada; en este caso habrá que cuidar

el asentamiento que pudiera presentarse en el material expandido bajo cargas relativamente importantes.



Otro método más elemental, consiste en remoldear el suelo hasta una cierta profundidad y volverlo a colocar compactando a humedad mayor que la anterior original y con un peso volumétrico menor que el que tenía antes en el lugar; el suelo resulta así ser menor expansivo. Este procedimiento anterior requiere un estudio cuidadoso de las profundidades mecánicas del suelo así obtenido, para verificar que la estructura no sufra asentamientos o que el propio suelo no pierda capacidad de carga o características de buen soporte, antes de remoldear el material producto de la excavación convinandolo con algun material de tipo inerte, de manera que se mejoren las condiciones mecánicas del mismo.

Existen también otros procedimientos comunes para restar expansibilidad al suelo, consistentes en la adición de cal o cemento en la proporción conveniente; el buen mezclado de suelo y aditivo, suele ser el aspecto básico a cuidar en estos tratamientos, hoy facilitados por el uso de mezcladores mecánicos de excelente rendimiento.

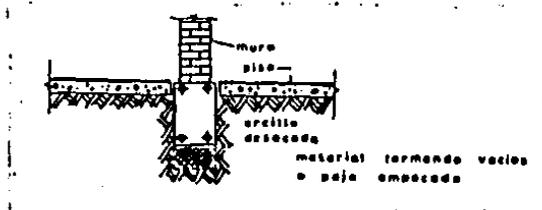
&— Se le llama así a materiales no susceptibles a cambios volumétricos al variar su contenido de humedad, tales como arena, grava y mezcla de ellos, con poco o nada de finos.

6.3__ PROTECCION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.

En ocasiones, cuando se colocan estructuras de cimentación sobre arcillas expansivas, estas pueden ser reventadas debido a la presión que sobre ellas provoca la arcilla al sufrir el incremento de volumen. Aun cuando la estructura haya sido reforzada para resistir una alta presión, el levantamiento o movimiento de los soportes de la estructura puede causar tanto daño como si las mismas estructuras reventaran. Por lo tanto es necesario tomar las precauciones debidas para proveer cierto vacío bajo las estructuras a efecto de que la arcilla pueda sufrir expansión sin ejercer presión

de levantamiento de la estructura.

La forma más simple de proveer cierto vacío bajo las estructuras, consiste en excavar unos cincuenta centímetros debajo de las mismas y luego colocar el material suelto a fin de que la arcilla tenga espacio para sus movimientos. En muchos casos paja o hierba empacada en el fondo de las zanjas, para las estructuras han dado muy buenos resultados ya que cuando la arcilla comienza a hincharse ella comprime a la paja evitando así que presione fuertemente sobre las estructuras.



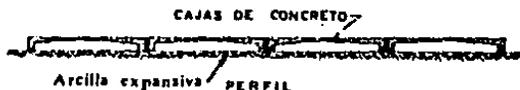
Cuando se requiera colocar un piso al nivel del suelo y sobre arcilla desecada, la única manera de evitar que se levante y dañe es haciéndolo de concreto armado soportando sobre un marco estructural y dejando un espacio en su parte interior para que la arcilla pueda sufrir cualquier hinchazón sin estar en contacto con la parte inferior de la losa.

Un método que se puede usar ocasionalmente, ya que no es completamente seguro, es el de aflojar la arcilla unos 30 cm. y colar sobre ella el piso armado como puede verse en la figura siguiente:

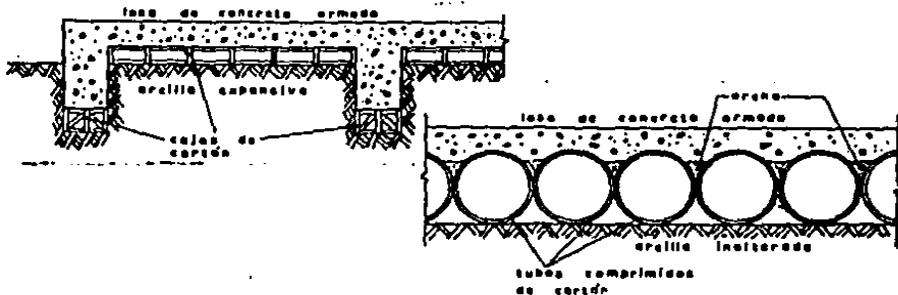


Si la arcilla desecada es del tipo poco expansiva, el método anterior puede resultar satisfactorio y evitar así daños al piso y a la construcción. Sin embargo, es necesario adaptar la profundidad h a las circunstancias y condiciones existentes, o sea que el volumen al comprimir la arcilla floja debe ser mayor, o por lo menor igual, al volumen que se hinchará la arcilla inalterada bajo la capa aflojada.

Un método efectivo para preveer vacío bajo losas de piso colocadas sobre suelo expansivo y dentro del cual la arcilla puede hincharse sin producir presión de levantamiento es mediante el empleo de cajas de fibra de plástico o de concreto colocadas como se ve en la figura siguiente:



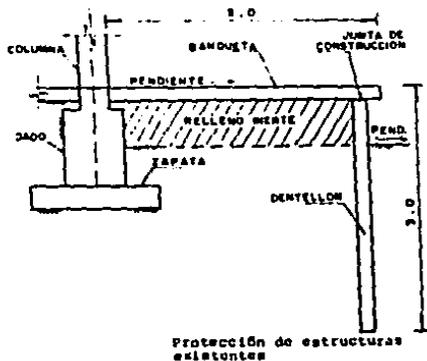
En vez de cajas de concreto se pueden emplear cajas o tubos de cartón como se muestra en las figuras:



En lugar de las formulas tubulares anteriores, se pueden emplear cilindros de paja comprimidos, los cuales se rocian con una solución de nitrato de amonio con el fin de acelerar su desintegración. Los elementos de cartón antes mencionados también pueden rociarse con la misma solución.

Como medida de protección, para evitar que el agua superficial pudiese saturar la arcilla expansiva con las consiguientes consecuencias, se recomienda la construcción de

banquetas y dentellones perimetrales, convenientemente selladas y ligadas a los elementos estructurales existentes, como se muestra a continuación:



Otra medida que se pudiese considerar es la construcción de subdrenajes que conectan la capa de arcilla o materia inerte con el drenaje de la construcción, con el fin de que en el momento que se produzca la saturación, ésta se canalice hacia el drenaje. Esta alternativa puede resultar eficaz, cuando su proyecto, construcción y conservación son adecuados, de lo contrario podría producir un efecto contrario.

6.4__ CIMENTACION DE ESTRUCTURAS LIGERAS.

La estructura de las casas habitación generalmente

consiste en muros de carga que soportan losas de concreto. La mayoría de los pisos son firmes de concreto que se desplantan directamente sobre el terreno natural, a veces se coloca bajo ellos una capa de 10 a 15 cm. de " material inerte ". En ocasiones los firmes se refuerzan como losas para soportar las deformaciones provocadas por expansiones del terreno. Es conveniente que estos se encuentren separados físicamente de las dalas de desplante.

La cimentación de este tipo de estructura en general se hace por medio de zapatas corridas o aisladas, unidas por dalas colocadas directamente sobre el terreno natural. Las zapatas son de concreto armado o de mampostería, desplantadas a profundidades que varían entre los 0.60 y 1.00 m., y por requerimientos constructivos anchuras mínimas del orden de 0.70a 0.80 m.

La profundidad de desplante es elegida generalmente por el constructor, quedando esta siempre sobre el nivel freático, salvo contadas excepciones.

Se consideran como cimentaciones poco profundas o superficiales, en aquellas en que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

6.4.1__ Clasificación de las cimentaciones poco profundas o superficiales.

Existen tres tipos de cimentaciones superficiales que con mucha frecuencia se mencionan y son: las zapatas aisladas, zapatas corridas y las losas de cimentación.

Las zapatas aisladas son construidas generalmente de concreto reforzado. De forma cuadrada o rectangular y muy raramente circulares. Soportan directamente una o varias columnas, con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno de una carga mayor, para lograr una presión apropiada.

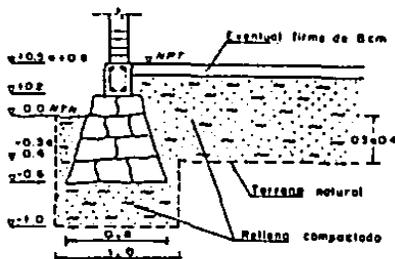
En las zapatas corridas su longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro y pueden ser de concreto o mampostería, este último material en el caso de cimentaciones que transmiten cargas no muy grandes. Se emplea la zapata corrida cuando el suelo ofrece una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso de que se deban transmitirse al suelo grandes cargas.

Cuando las resistencias sean muy bajas o las cargas muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose a emplear verdaderas losas de cimentación, construidas de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie por construir.

6.4.2__ Cimentaciones usuales en los suelos expansivos.

Cimentación corrida.

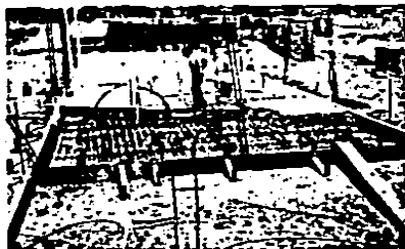
La práctica generalizada en la construcción de casas, consiste en una cimentación de mampostería o de concreto, desplantado en un terreno natural; con el fin de evitar un incremento en el importe de la cimentación, cuando la profundidad de desplante excede de 60 cm., se rellenan las zanjas con material inerte compactados. La mampostería es de 80 cm. de ancho en la base y de 40 cm. en la corona y se remata con una dala o una cadena de concreto, de 15 a 20 cm. de ancho y de 30 a 40 cm. de peralte, en general reforzada con 6 varillas del No. 3, repartidas en ambos lechos y estribos del No. 2 a cada 25 cm..



Losa Maciza.

En la construcción de algunos conjuntos habitacionales de interés social, para facilitar los trabajos, se ha recurrido al empleo de losas que desplantan generalmente sobre

el terreno natural, previa nivelación del mismo. Se ha recurrido a las losas hasta de 25 cm. de espesor con refuerzos en los dos lechos superior e inferior. La rigidez que proporciona éstas evita o reduce los movimientos diferenciales desde el punto de vista estructural, aunque si se aprecian movimientos de las casas como bloques rígidos, que pudieran perjudicar las instalaciones subterráneas de servicios, tales como agua, gas, drenaje; así como incluir en el funcionamiento y crear aspectos desagradables.



Muros desplazados sobre placa rígida de cimentación

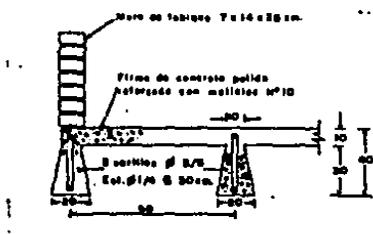
Cimentación de casas construidas en serie, empleando losas.



Cimentaciones Reticulares.

Es un sistema de cimentación formado por una retícula de pequeñas traveses trapeciales de aproximadamente de 12 a 15 cm. de base inferior y de 9 a 10 cm. de base superior con

un peralte de 30 cm., armadas con dos varillas de 3/8" Ø con estribos de 1/4" Ø a cada 30 cm.. Las separaciones de las trabes de la retícula casi siempre son del orden de 80 x 80 ó 90 x 90 cm.. Para construir esta retícula se utilizan moldes de lámina o de fibra de vidrio ("casetones"). Una vez colocado y fraguado el concreto de las trabes de la retícula, se mueven los moldes y se llenan las celdas con material no expansivo (inerte), procediendo después al colado del piso.



CIMENTACION "RETICULAR"

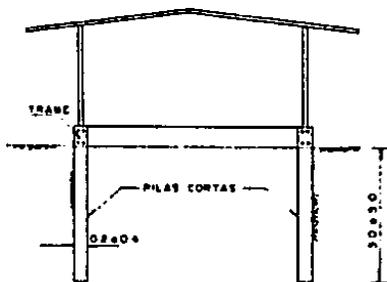


"CASSETONES"

Cimentación con pilas cortas.

Las casas y demás estructuras ligeras se pueden cimentar con pilas cortas, apoyadas entre 3 y 5 m. de profundidad, sobre arcillas duras o arenas arcillosas compactas. De esta forma, empleando cimientos de 20 a 40 cm. de diámetro,

se evitarán daños por expansión. la cadena o dala que usualmente se construye, puede servir como soporte de los muros de carga o divisorios.



Cimentación de estructuras ligeras con pilas cortas

VII.- DISEÑO DE CIMENTACION PARA UNA CASA HABITACION UBICADA EN PORTEZUELO, JALISCO.

7.1. ANTECEDENTES HISTORICOS.

Existen vestigios de que en la zona aledaña había asentamientos humanos desde antes de la Conquista, como lo evidencia la zona arqueológica que actualmente lleva el mismo nombre que la población en estudio. Este asentamiento probablemente se estableció en este sitio por la proximidad de

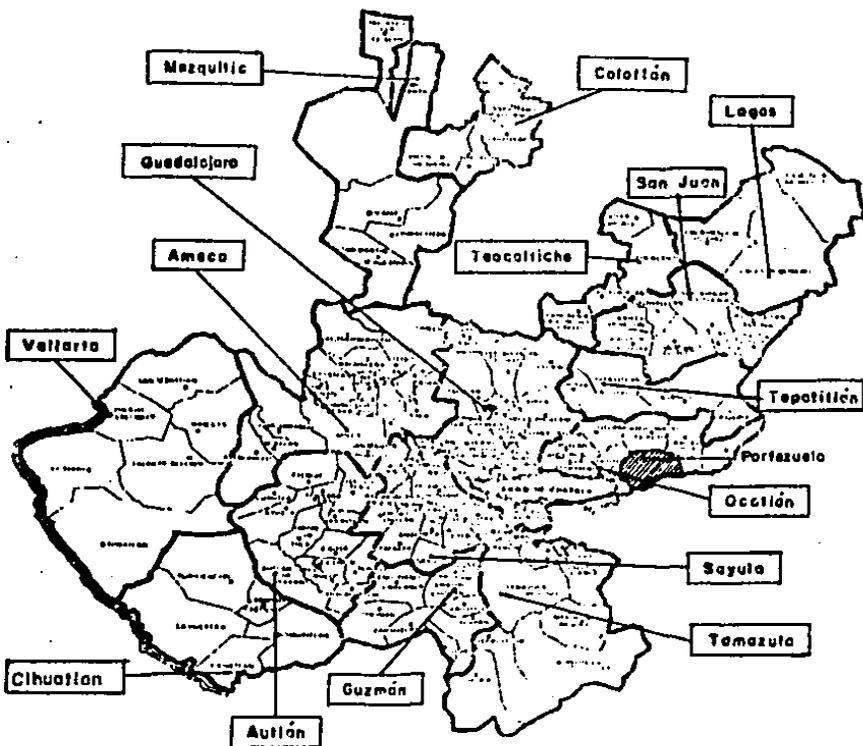
la laguna y los beneficios que ella representaba.

No existe una historia exacta del ¿ Cuando ? . ¿ Como ? . ¿ Por quien ? y ¿ Por que ? fué fundada la población de Portezuelo, puesto que los archivos del registro fueron quemados durante el periodo de la Revolución Cristera borrando todo indicio de la misma.

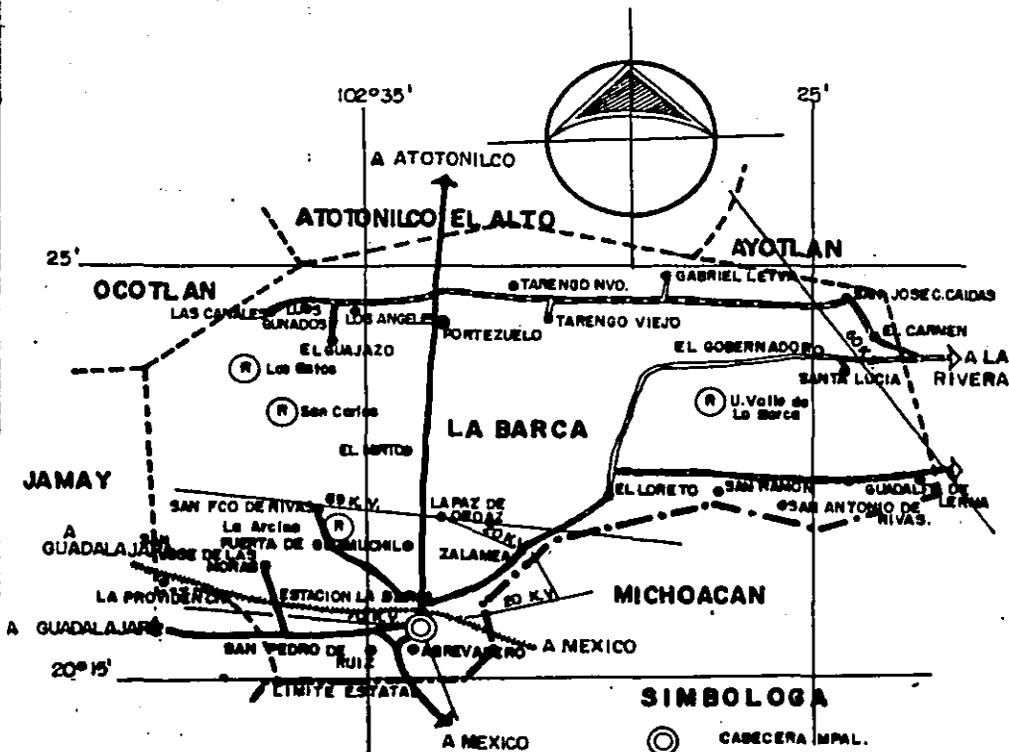
Lo único que se puede constatar, es que la fundación de la Cabecera Municipal, la cual por mando Real ocurrió el 4 de Mayo de 1553 a carga del Noble Simón Jorge de Verapaz, el cual le dió el nombre de Santa Mónica de la Barca, a la que en aquel entonces era solamente un pequeño grupo de casas viejas, que se volvía punto obligado para los viajeros provenientes de la Capital de la Nueva España y con rumbo a la Provincia de la Nueva Galicia, por ser el lugar por donde se cruzaba el río Lerma.

Se le puede considerar pues a Portezuelo una vida de 400 años aproximadamente.

SUBREGIONES DE JALISCO



MUNICIPIO DE LA BARCA



SIMBOLOGIA

- ⊙ CABECERA MPAL.
 - PRINCIPALES LOCALIDADES
 - CARRETERAS.
 - - - TERRACERIAS.
 - == BRECHA. F.C.
 - ⋯ LINEA DE TRANSMISION
 - ⊙(R) OBRA DE RIEGO.
 - ⊠(G) PLANTA GENERADORA.
 - △ SUB ESTACION.
- 0 5 10 KM

7.2__ ESTUDIO GEOLOGICO.

7.2.1-- Localización.

Ubicado al Norte de la ciudad de la Barca, cabecera del Municipio del mismo nombre, y que se encuentra al Este de la porción Central del Estado. A una altitud de 1537 metros sobre el nivel del mar, una latitud de 24° 10' y longitud Oeste de 102° 33'. En el Km. 15 de la carretera la Barca-Atotonilco el Alto.

El municipio de la Barca, limita al Norte con: Ocotlan, Atotonilco el Alto y Ayotlan; al Sur con el estado de Michoacan, al Este con Ayotlan y al Oeste con Jamay.

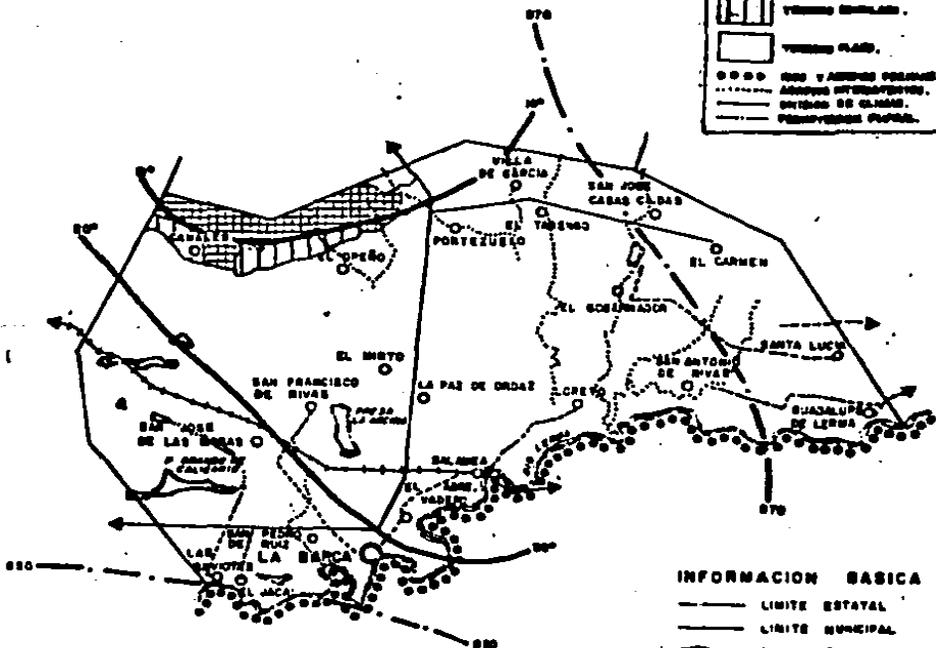
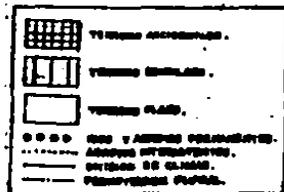
7.2.2__ Datos Físicos.

Su topografía es más o menos plana con pocos niveles predominando altitudes entre 1500 y 2100 metros sobre el nivel del mar.

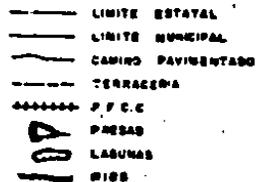
El clima es semi-seco con invierno y primavera secos y semi-cálido sin cambio térmico invernal bien definido. La temperatura media anual es de 19.7 grados centígrados siendo la máxima de 41°C y la mínima de -1°C.

El régimen pluviométrico en la mayor parte del municipio es superior a los 800 milímetros anuales y recibe en

MEDIO FISICO MUNICIPAL



INFORMACION BASICA



promedio una precipitación pluvial de 862.7 mm..

El suelo es aluvial (pélico), producto de la acumulación de partículas, de textura fina, ligeramente ondulado con pendientes menores del 8 %.

7.3__ ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS.

7.3.1__ Aspectos Demográficos.

En 1970 la población de Portezuelo contaba con la cantidad de 2391 habitantes, decreciendo la misma para el censo de 1980 a un total de 2244. La densidad demográfica del municipio es de 115.7 personas por Km2.

La distribución de la población por grupos de edad presenta la siguiente estructura: el grupo comprendido entre los 0 y 4 años representan el 18.31 % de la población total; el 16.69 % son personas entre los 5 y 9 años; el 14.04 % oscilan entre los 10 y 14 años; el grueso de la población se encuentra en el grupo comprendido entre los 15 y 64 años que concentran el 45.64 % del total y por último el estrato de los 65 años y más los cuales representan un 5.32 %.

7.3.2__ Sector Agropecuario.

La actividad agrícola es relevante no solo en la localidad, si no en todo el municipio por que ocupa la mayor parte de la fuerza del trabajo, y se caracteriza por tener cierta especialización en los cultivos de hortalizas. Esto es debido a los grandes recursos hidrológicos con que se cuentan.

La estructura de la producción agrícola está dada por los cultivos: maíz, sorgo, garbanzo, alfalfa, hortalizas y frutales, de los tres últimos se tienen rendimientos superiores al promedio estatal.

La dotación de recursos y las condiciones climatológicas permiten la producción de fresa, mango, soya, girasol, cártamo, avena y cebada, con los cuales se puede ampliar la estructura de cultivos y hacer más intensas las labores agrícolas.

La ganadería ha demostrado un desarrollo satisfactorio, lo cual ha contribuido a que sea autosuficiente en cuanto a la producción pecuaria se refiere; existen cuatro especies importantes: bovino, porcino, caprino y aviar.

7.3.3__ Educación.

Desde el censo de 1960 a la fecha, el anafabeltismo

en la población de 10 años y más se ha visto disminuido, debido a la decidida intervención del sector público, en este municipio se registró 1960 un porcentaje de 35.9 % por un 17 % que aproximadamente existe en la actualidad.

En la actualidad, la localidad cuenta tan solo con una escuela Primaria, siendo necesaria la construcción de un Jardín de Niños y una secundaria.

7.3.4__ Vivienda.

Las características de los materiales utilizados en la construcción de las viviendas son las siguientes: en los techos el 46.1 % tienen concreto o bóvedas; de teja el 53.8 %, con madera únicamente el 5.1 % en contraste con el 12 % que tienen otros materiales. En lo que se refiere a posos, el 33.2 % tienen en ellos tierra, en tanto que el 66.8 % otros materiales (concreto simple, mosaico, etc.). En los muros, el material predominante es el ladrillo y tabique con el 64.8 %, de adobe se registran el 28.6 % y por último se encuentran los muros de otros materiales con el 4.5 %.

7.4__ SERVICIOS PUBLICOS.

7.4.1__ Agua Potable.

Se dispone este servicio en la localidad, con servicio de agua entubada en el 72.1 % de las viviendas.

7.4.2__ Alcantarillado.

Esta obra está apunto de ser concluida y el 80 % de la misma ya se encuentra en operación.

7.4.3__ Hospitales.

No se cuenta con ningún centro hospitalario, por lo que para poder recibir cualquier servicio médico es necesario trasladarse a la cabecera municipal.

7.4.4__ Electricidad.

La mayor parte de la población cuenta con este servicio.

7.4.5__ Correos.

Solamente se cuentan una oficina postal.

7.4.6__ Telefono.

Existe una caseta que presta el servicio de Larga Distancia.

7.5__ VIAS DE COMUNICACION.

7.5.1__ Caminos.

La localidad tiene acceso directo a la cabecera municipal por medio de la carretera Atotonilco el Alto-La Barca que a su vez se la conecta al eje carretero central. Además con la infraestructura de caminos vecinales.

7.5.2__ Ferrocarriles.

El municipio comunicadaa través de la Línea México-Guadalajara, del sistema Ferrocarriles Nacionales de México, en su recorrido toca las estaciones de Salamea, La Barca, Feliciano y Limón, en su trayecto recorre un total de 17 km. dentro del municipio.

7.6__ DESCRIPCION DEL PROBLEMA.

En el camino de acceso que une a Portezuelo con la carretera La Barca-Atotonilco el Alto se encuentra empedrada y

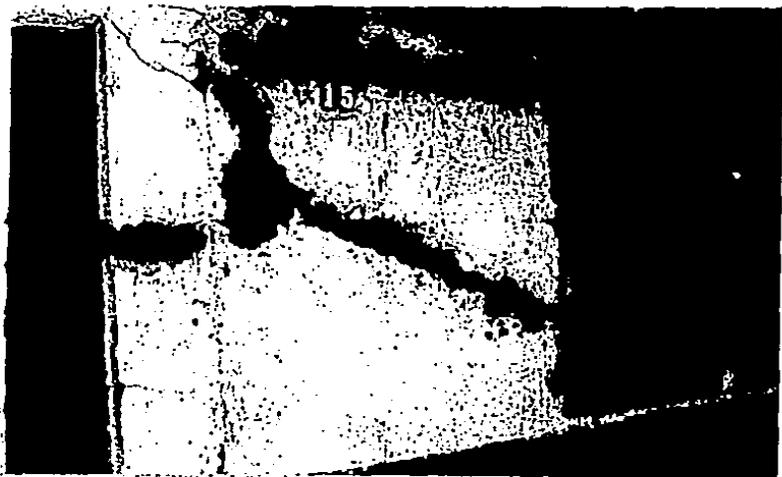
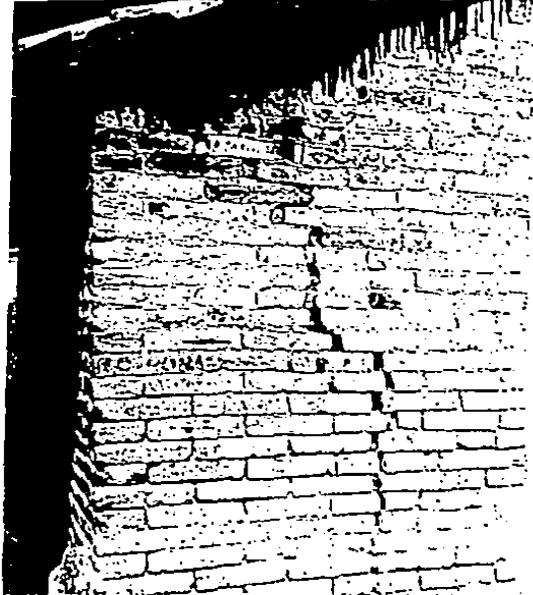
presenta un gran número de irregularidades y ondulaciones.

El aspecto que presenta el pueblo es muy significativo, la mayoría de sus viviendas muestran grietas transversales de diferentes magnitudes en sus muros, igualmente se hacen evidentes este tipo de fallas en los pisos provocando pequeños desniveles.

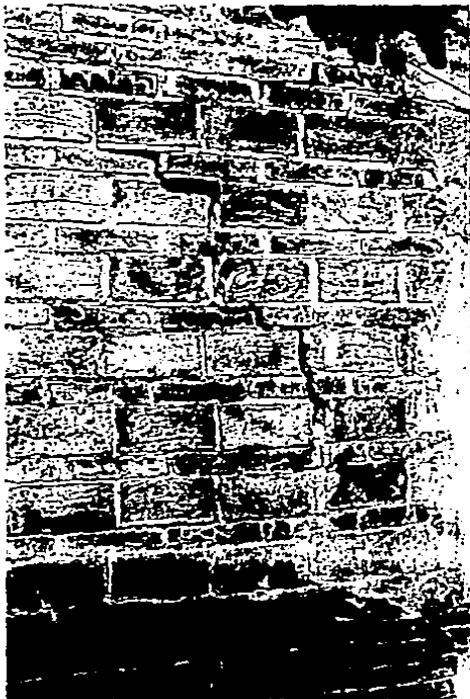
Si bien, la mayoría de las construcciones son humildes y relativamente antiguas, también las hay completamente nuevas, que incluso durante el proceso mismo de la construcción presentan este tipo de fallas.

La mayor estructura construida, el templo, durante su construcción fué objeto de movimientos del suelo que ocasionó grandes grietas, lo cual provocó que la construcción de esta obra se viera postergada en varias ocasiones, por el temor de que la magnitud del problema fuera mayúscula.

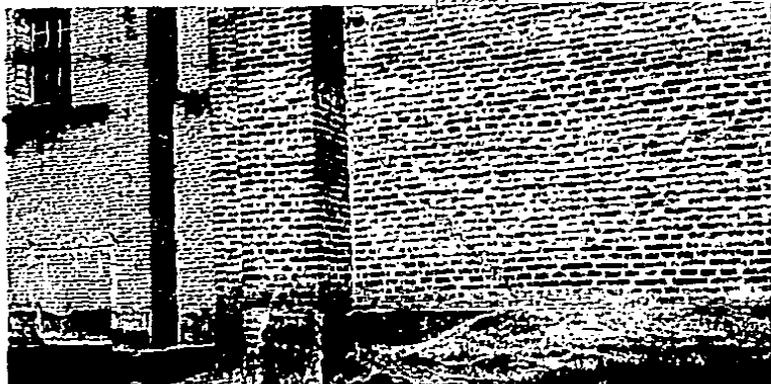
Como una medida adoptada y encaminada a tratar de corregir este problema, los actuales constructores locales han optado por reforzar en demasia la superestructurandole una mayo rigidez, colocando castillos y cadenas de concreto armado a una distancia mucho menor que la especificada, con lo cual han logrado reducir un poco, pero, no eliminar el problema. (como se aprecia en las fotografías siguientes)







Se detectó el caso particular de una casa de campo de reciente construcción, en la cual para evitar este tipo de falla, se recurrió a una cimentación a base de zapatas aisladas con una profundidad hasta de 2 metros, lo que representó una inversión considerable. Sin embargo, no funcionó como se esperaba y aparecieron las grietas tanto los muros como en pisos.



Las características de las fallas que se presentan tanto en las construcciones como en el camino de acceso y en las calles, hacen suponer que tanto en las áreas de desplante de las primeras, como en la base y sub-base de las segundas, se presentan movimientos diferenciales, propios de los suelos con características propias de expansibilidad.

7.7__ IDENTIFICACION Y CUANTIFICACION DE LA MAGNITUD DEL DEL PROBLEMA OCASIONADO POR SUELOS EXPANSIVOS.

7.7.1__ Obtención de Parámetros.

Como se hace mención en el Capitulo VI, inciso 1, para poder hacer una correcta identificación y cuantificación del problema es necesario conocer ciertos parámetros para aplicar correctamente los Criterios Preliminares de Identificación y Clasificación de Suelos Expansivos (Capitulo II), por lo tanto a continuación se mostrarán los resultados de las pruebas que para este fin fueron efectuadas, con muestras alteradas, en el laboratorio del Centro de Investigación y Desarrollo Industrial (C.I.D.I.) de la Universidad Autónoma de Guadalajara.

PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO

(P.V.S.S.)

VOLUMEN RECIPIENTE VACIO	2.720 Kg.
PESO TARA	1.296 Kg.
P ₁ TOTAL	4.186 Kg.
P ₂ TOTAL	4.170 Kg.
P PROM (P ₁ + P ₂)/2	4.178 Kg.
P PROM - TARA	2.882 Kg.

PVSS = PESO (Kg.)

VOL. RECIPIENTE

PVSS $\frac{2.882}{2.720}$ = 1.0596 Kg./m³.

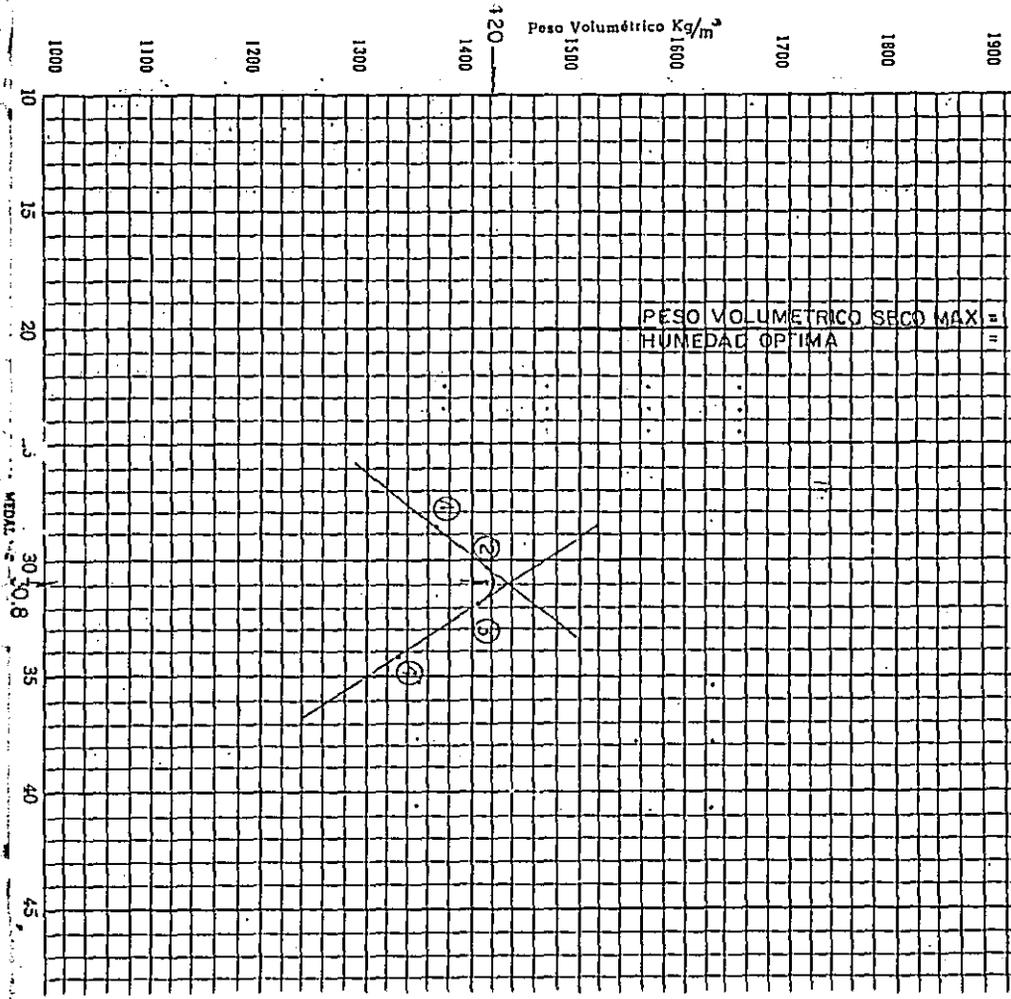
PESO VOLUMETRICO SECO VARILLADO

(P.V.S.V.)

VOLUMEN RECIPIENTE VACIO	2.720 Kg.
PESO TARA	1.296 Kg.
P ₁ TOTAL	4.432 Kg.
P ₂ TOTAL	4.397 Kg.
P.PROM.	4.414 Kg.
P.PROM. - TARA	3.118 Kg.

PSVS = $\frac{3.118}{2.720}$ = 1.146 Kg./m³.

2.720



DENSIDAD.

PESO DEL MATRAZ VACIO	189.40 gr.
PESO MATRAZ + AGUA	689.00 gr.
PESO MUESTRA	200.00 gr.
PESO MATRAZ + AGUA + MUESTRA	817.00 gr.
Ss - <u>200</u>	- 2.747

$$200 + 689 - 817$$

VERIFICACION:

PESO DEL MATRAZ VACIO	187.10 gr.
PESO MATRAZ + AGUA	688.00 gr.
PESO MUESTRA	200.00 gr.
PESO MATRAZ + AGUA + MUESTRA	815.00 gr.
Ss - <u>200</u>	- 2.740

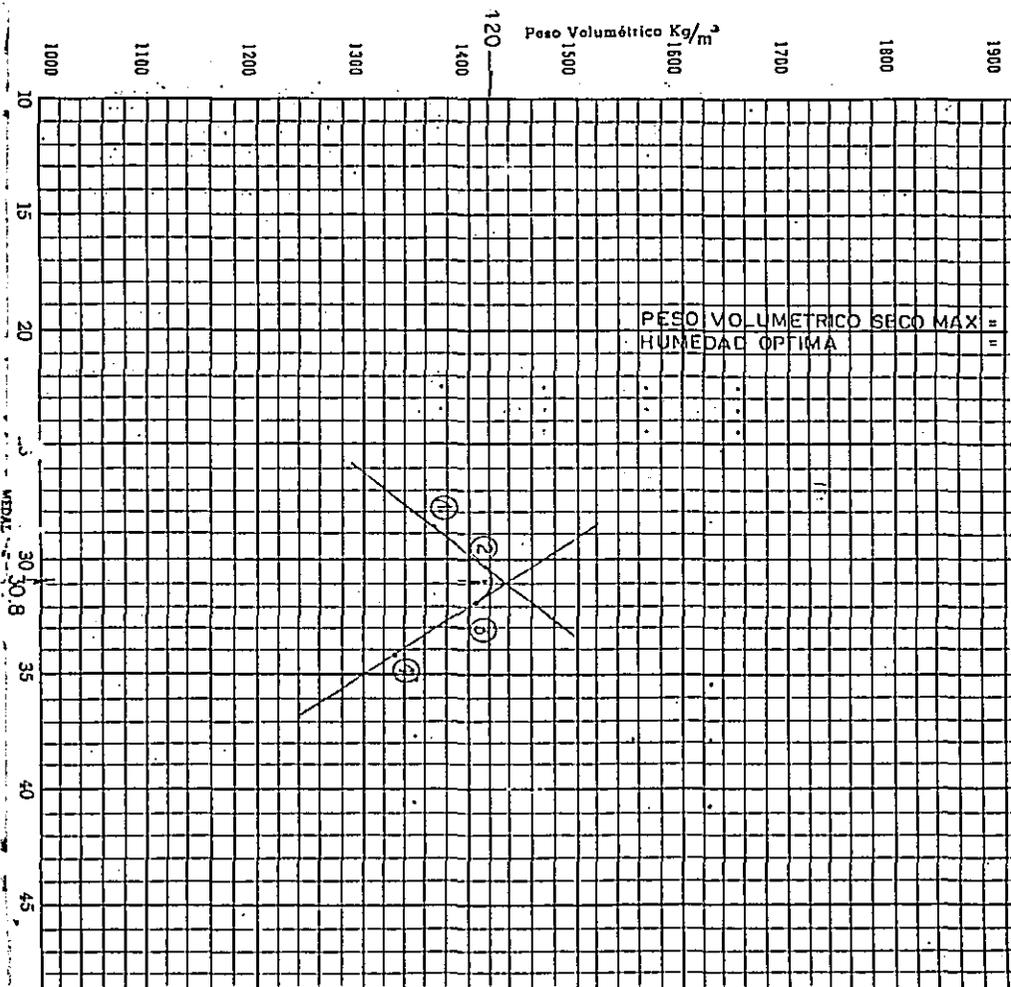
$$200 + 688 - 815$$

VERIFICACION CON PROBETA:

PESO MUESTRA	20.00 gr.
VOLUMEN INICIAL EN LA PROBETA	50.00 ml.
VOLUMEN FINAL	57.50 ml.
VOLUMEN DESPLAZADO	7.30 ml.

$$Ss - \underline{20.00} - 2.740$$

$$7.30$$



HUMEDAD

Peso Volumétrico Kg/m³



LABORATORIO DE MATERIALES Y MECANICA DE SUELOS
 INSTITUTO DE CIENCIAS EXACTAS Y TERRESTRES
 UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

PRUEBA DE COMPACTACION

Ensaye No. <u>UJ100</u>	Características de la Prueba				Fecha <u>28 / ENERO / 88</u>
Equipo No. <u>2</u>	<u>30 GOLPES</u>				Operador _____
Agua agregada c. c.	-	30	30	30	
% Agua agregada	-	3	3	3	
Peso muestra Hum. + Mold, gr. (1)	3,465	3,555	3,585	3,546	
Peso del Molde gr. (2)	1,837	1,837	1,837	1,837	
Peso muestra Húmeda gr. 1-2 = (3)	1,628	1,718	1,748	1,709	
Capacidad del Molde, Lt. (4)	929	929	929	929	
Bw = $\frac{3}{4}$ Kg / m ³	1752	1849	1881	1839	
B ₁	1372	1417	1404	1330	

DETERMINACION DE LA HUMEDAD

No. del Recipiente					
Peso Muestra húmeda + recipiente gr. (5)					
Peso del recipiente, gr. (6)					
Peso Muestra húmeda, gr. 5-6 = (7)	60.00	60.30	60.00	60.00	
Peso muestra seca + recipiente gr. (8)					
Peso del recipiente gr. (6)	47.00	46.00	44.80	43.40	
Peso Muestra seca gr. 8-6 = (9)					
Humedad = $\frac{7}{9} - 1$	27.66	30.43	33.93	38.25	

OBSERVACIONES:

DENSIDAD.

PESO DEL MATRAZ VACIO	189.40 gr.
PESO MATRAZ + AGUA	689.00 gr.
PESO MUESTRA	200.00 gr.
PESO MATRAZ + AGUA + MUESTRA	817.00 gr.
Ss - <u>200</u>	- 2.747
200 + 689 - 817	

VERIFICACION:

PESO DEL MATRAZ VACIO	187.10 gr.
PESO MATRAZ + AGUA	688.00 gr.
PESO MUESTRA	200.00 gr.
PESO MATRAZ + AGUA + MUESTRA	815.00 gr.
Ss - <u>200</u>	- 2.740
200 + 688 - 815	

VERIFICACION CON PROBETA:

PESO MUESTRA	20.00 gr.
VOLUMEN INICIAL EN LA PROBETA	50.00 ml.
VOLUMEN FINAL	57.50 ml.
VOLUMEN DESPLAZADO	7.30 ml.
Ss - <u>20.00</u>	- 2.740
7.30	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO :

VIA SECA	MALLA	ABERTURA mm.	PESO RETENIDO	% PARCIAL RET.	% ACUMULATIVO QUE PASA	OBSERVACIONES	
							Análisis efectuado con la muestra total de: 30 Kg.
	No 4	6.69	0	0	100	% MAT. MENOR QUE # 4 % DE GRAVA	
	MALLA	ABERTURA mm.	PESO RETENIDO Kg	% PARCIAL RETENIDO	% ACUM. QUE PASA		OBSERVACIONES
					MUESTRA 4	MUEST. TOTAL	
	No 8	2.38	0.9	0.45	99.55	99.55	Análisis efectuado con muestra de 200 gr. del material menor malla # 4. % MAT. FINO m.g. #200 CHAROLA No.
8	1.19	3.3	1.65	97.90	97.90		
30	0.59	3.0	2.50	95.40	95.40		
50	0.297	6.5	3.25	92.15	92.15		
100	0.149	18.8	9.40	82.75	82.75		
200	0.074	18.0	9.00	73.75	73.75		
SUMAS							
SUMAS			CHEQUE CON MUESTRA SECA.				

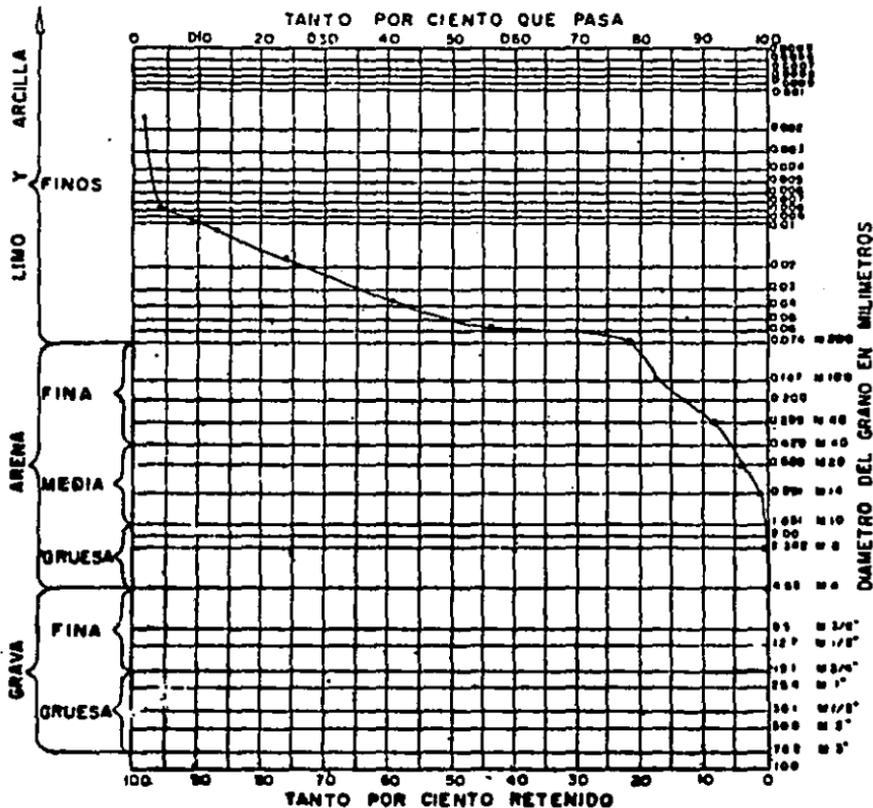
H I D R O M E T R O

Análisis efectuado con 30 gr. secos, de mat. lavado y pasado por malla No. 200 $S_s = 2.74$

VIA HUMEDA	HORA	TIEMPO	LEC. HIDR.	LEC. COR. R	TEMP.	R R	M S s	% ACUMULADO				ALTURA DE CAIDA cm	DIAMETRO mm
	9.33	20 mg	48		10°		S 1	P 200	P 4	TOTAL			
	40	40					44	88					
	1.3 min	35					37.8	75.6	55.76	55.76		0.057	
9.35	2	32			10°		32.7	65.4					
	5	23					30.1	60.2	44.40	44.40		0.057	
	10	18					21.2	42.4					
	20	13			10°		16.2	32.4	23.90	23.90		0.057	
9.57	25	11					10.5	21.0					
	30	9					8.8	17.6	12.98	12.98		0.057	
	1 hora	4			10°		8.1	16.2					
	1.5	3					2.6	5.2	3.84	3.84		0.0079	
11.32	2	3					1.5	3.0					
	3	3			10°		1.5	3.0	2.21	2.21		0.0053	
	24	3					1.5	3.0	2.21	2.21		0.0053	

ANALISIS GRANULOMETRICO

Fecha _____ Operador _____
 Procedencia _____ Banco N° _____ Pozo N° _____ Prof. _____



TOTAL; %Grava..... %Arena..... %Finos.....

PASA; %Arena..26.25 %Finos..73.75..

D₁₀ = 0.01 D₃₀ = 0.024 D₆₀ = 0.056

$$C_u = D_{60} / D_{10} = 5.6$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1.0286$$

LIMITES DE CONSISTENCIA (ATTERBERG)

FUSION SCSRE NATIONAL BUREAU OF STANDARDS FOR LA VALLA, S. C.

Operador _____

Fecha _____

LIMITE LIQUIDO	Ensayo Número			
	Recipiente No. 9		39.05	gr.
	P _w + Recipiente (1)		61.60	gr.
	P _s + Recipiente (2)		52.95	gr.
	Agua = (1)-(2)=(3)		8.65	gr.
	P _s - Recipiente (2)		52.95	gr.
	Recipiente (4)		39.05	gr.
	P _s = (2)-(4)=(5)		13.90	gr.
LIMITE LIQUIDO = $\frac{(3)}{(5)} \times 100$		62.23	%	
LIMITE PASTICO	Recipiente No. 13		36.92	gr.
	P _w + Recipiente (7)		45.50	gr.
	P _s + Recipiente (8)		43.44	gr.
	Agua = (7)-(8)=(9)		2.06	gr.
	P _s + Recipiente (8)		43.44	gr.
	Recipiente (10)		36.92	gr.
	P _s = (8)-(10)=(11)		6.52	gr.
	LIMITE PASTICO = $\frac{(9)}{(11)} \times 100$		31.60	%
INDICE PASTICO = (16)-(12) 100			30.63	%
EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO	Recipiente No. 17		38.97	gr.
	P _w + Recipiente (13)		55.7	gr.
	P _s + Recipiente (14)		50.76	gr.
	Agua = (13)-(14) (15)		4.93	gr.
	P _s + Recipiente (14)		50.76	gr.
	Recipiente (16)		38.97	gr.
	P _s = (14)-(16)=(17)		11.79	gr.
	EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO = $\frac{(15)}{(17)} \times 100$		41.90	%
CONTRACCION LINEAL %	Molde No. 4			
	Longitud del molde mm. (18)		10.28	cm.
	Long. barra mt. seco mm. (19)		8.71	cm.
	% CONTRACCION LINEAL = $100 - \frac{(19)}{(18)} \times 100$		15.11	%

OBSERVACIONES :

LIMITE DE CONTRACCION.

VOLUMEN INICIAL (MOLDE) = $2.3 \times 10.26 \times 11.8 =$ _____ 42.48 cm³
 VOLUMEN FINAL (PASTILLA) _____ 21.49 cm³

$$L.C. = W_c - \frac{W_i - (V_i - V_f) \times 100}{W_s}$$

W_i porcentaje de humedad del suelo antes de contraerse y es
 igual al Lím. líquido. _____ 64.93 %
 W_s peso de los sólidos. _____ 41.15 gr.

$$L.C. = 0.6493 - \frac{(42.48 - 21.49)}{41.15}$$

L.C. = 13.93 %

7.7.2__ Resultados de las pruebas preliminares y
comentarios a las mismas.

3

Peso Volumétrico Seco Suelto (PVSS)		1.0596 Ton/m ³
Peso Volumétrico Seco Varillado (PVSV)		1.146 Ton/m ³
Peso Volumétrico Seco Máximo (PROCTOR)		1.420 Ton/m ³
Distribución Granulométrica	Arena -	26.25 %
	Arcilla -	73.75 %
Clasificación S.U.C.S.		CH
Límite Líquido (LL)		62.23 %
Límite Plástico (LP)		31.60 %
Índice Plástico (IP)		30.63 %
Límite de Contracción (LC)		13.93 %
Contracción Lineal (CL)		15.11 %
Equivalente a Humedad de Campo		41.90 %

Con estos datos aplicados a los Criterios antes mencionados, podemos resumir que efectivamente, como se sospechaba, se trata de una arcilla de alta plasticidad (CH) y que su grado de expansibilidad según los Criterios de : W. T. Altaweyer, W.G. Holtz y el de Bureau of Reclamation; se puede catalogar como: No Crítica, Media y de Poca expansibilidad respectivamente. Lo anterior nos indica que el problema esperado, en este caso no es de consecuencias mayores y se puede solucionar

tomando una serie de medidas encaminadas a la protección de las estructuras, aislandolas de las fluctuaciones ocasionadas por el fenomeno de expansión.

7.7.3__ Pruebas Complementarias.

Una vez conocida la magnitud del problema se debe tomar una determinación sobre que pruebas son necesarias para especificar las características propias de las cimentación. En el caso particular que estamos tratando, hubiese bastado con practicar una prueba de Comprensión Simple, pues el grado de expansibilidad que se presenta no es considerable, más tomando en cuenta que la prueba de Comprensión Triaxial refleja resultados más exactos (por lo que es recomendada en casos criticos), se optó por esta última para determinar el ángulo de Fricción interna y la cohesión del suelo.

Cabe hacer la mención de que la prueba de Consolidación Unidimensional, se efectua solo en casos extremos y sirve para conocer la magnitud exacta de las expansiones o asentamientos y así tener una visión más amplia y clara a la hora de proyectar la cimentación.

Estas pruebas se llevaron a cabo con una muestra inalterada, obtenida en el lugar de estudio, con la mayor de las precauciones para no modificar sus condiciones originales. La

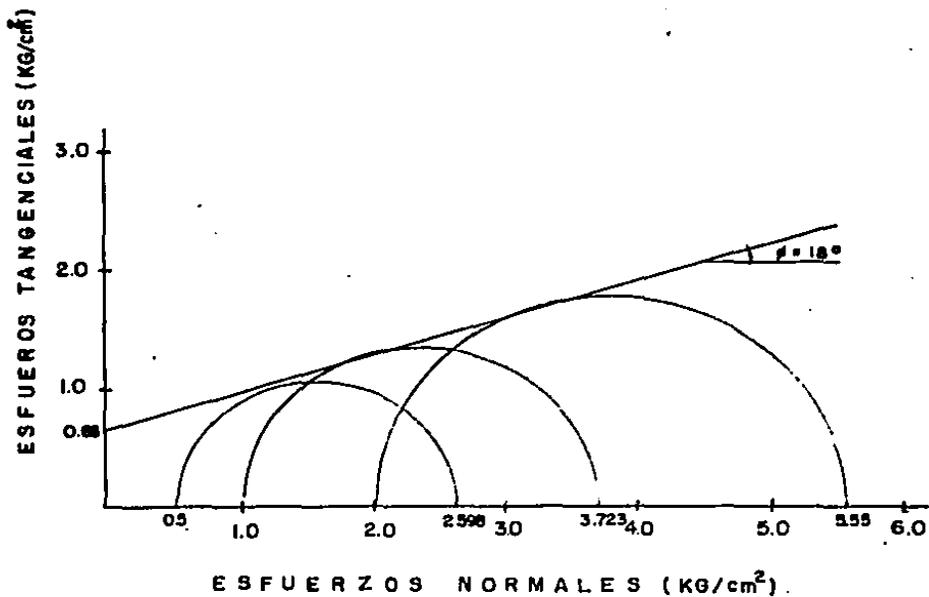
muestra de 30 * 30 * 30 se sacó a una profundidad de 1.00 mts.

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

PROBETAS :

	No.1	No.2	No.3
PESO DE LA PROBETA HUMEDA ANTES DE LA PRUEBA	149.3g.	152.1g.	149.5g.
PESO DE LA PROBETA HUMEDA DESPUES DE LA P. __	149.0g.	151.4g.	149.5g.
PESO PROBETA SECA (W_s) _____	113.7g.	115.7g.	112.5g.
PESO AGUA (W_w) _____	35.3g.	35.7g.	37.0g.
W _____	31.05%	30.86%	32.89%
DENSIDAD (G_s) _____	2.74	2.74	2.74
ALTURA INICIAL DE LA PROBETA _____	8.6 cm.	8.1 cm.	7.5 cm.
DIAMETRO INICIAL DE LA PROBETA _____	3.5 cm.	3.6 cm.	3.7 cm.
VOLUMEN INICIAL DE LA PROBETA _____	82.74cm ³	82.45cm ³	80.64cm ³
VOLUMEN DE SOLIDOS $V_s = \frac{W_s}{G_s}$ _____	41.50cm ³	42.23cm ³	41.06cm ³
VOLUMEN DE VACIOS $V_v = V_t - V_s$ _____	41.24cm ³	40.22cm ³	39.58cm ³
RELACION DE VACIOS $e = \frac{V_v}{V_s}$ _____	0.994	0.952	0.964
GRADO DE SATURACION $G = \frac{W_w}{V_v} 100$ _____	85.06%	88.76%	93.48%
PRESION LATERAL INICIAL (σ_{III}) _____	1.0Kg/cm ²	0.5	2.0
PRESION LATERAL FINAL _____	1.0	0.5	2.0
DIAMETRO FINAL DE LA PROBETA _____	3.8 cm	3.7 cm	3.9 cm
$\epsilon = \frac{\delta}{h_i} \times 10$ _____	1.2791	1.05	1.2
LECTURA FINAL DEL MICROMETRO $\times 143/1000$ _____	30.03Kg	22.45	41.47
AREA CORREGIDA $Acorr. = A_f + (A_f - A_i) dx$	11.03cm ²	10.7cm ²	11.68cm ²
$\sigma_I - \sigma_{VIII} = \frac{dt}{Acorr.}$ (CARGA (MICROMETRO)/Acorr.)	2.7276	2.098	3.55
σ_I _____	3.723.	2.598	5.55

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL



CONSOLIDACION

(DATOS GENERALES)

DATOS INICIALES.

PESO DEL ANILLO	342.2 gr.	PESO PROB + ANOLLO	471.2gr.
PESO PROBETA SATURADA + ANILLO			471.2gr.
PESO PROBETA + ANILLO DESPUES DE CONSOLIDADA			484.0gr.
ESPESOR INICIAL 2.5 cm.	DIAMETRO 6.45 cm.	AREA	32.67cm. ²

GENERALES.

LIMITE LIQUIDO	62.23%	CONTRACCION LINEAL	15.11%
LIMITE PLASTICO	31.60%		
INDICE PLASTICO	30.63%	DENSIDAD	2.74

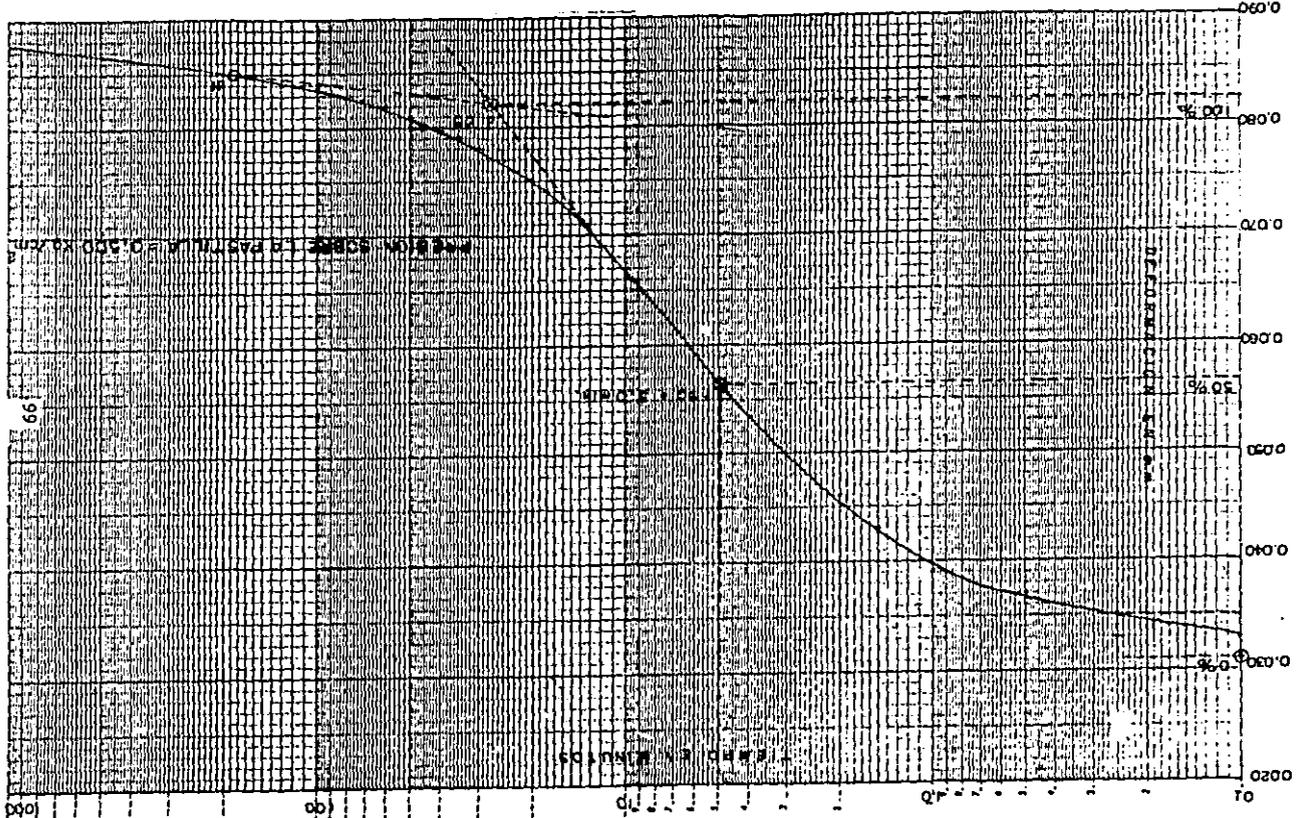
ANTES DE CONSOLIDACION.

HUMEDAD W. ($W_w \times 100$)	19.48%
RELACION DE VACIOS $\bullet \frac{V_v}{V_s} = \frac{42.27}{39.40} -$	1.073
$G - \frac{W_w}{V_v} \times 100 -$	49.75%
Wh -	129.0
Ws -	107.97
Ww -	21.03

INVESTITOES • COLIS • DIVIDENDS

PERCENTAGE OF INVESTMENT

PERCENTAGE OF INVESTMENT



99

PERCENTAGE OF INVESTMENT = 0.030 x 100

PERCENTAGE OF INVESTMENT

0.030

50%

100%

0.020

0.040

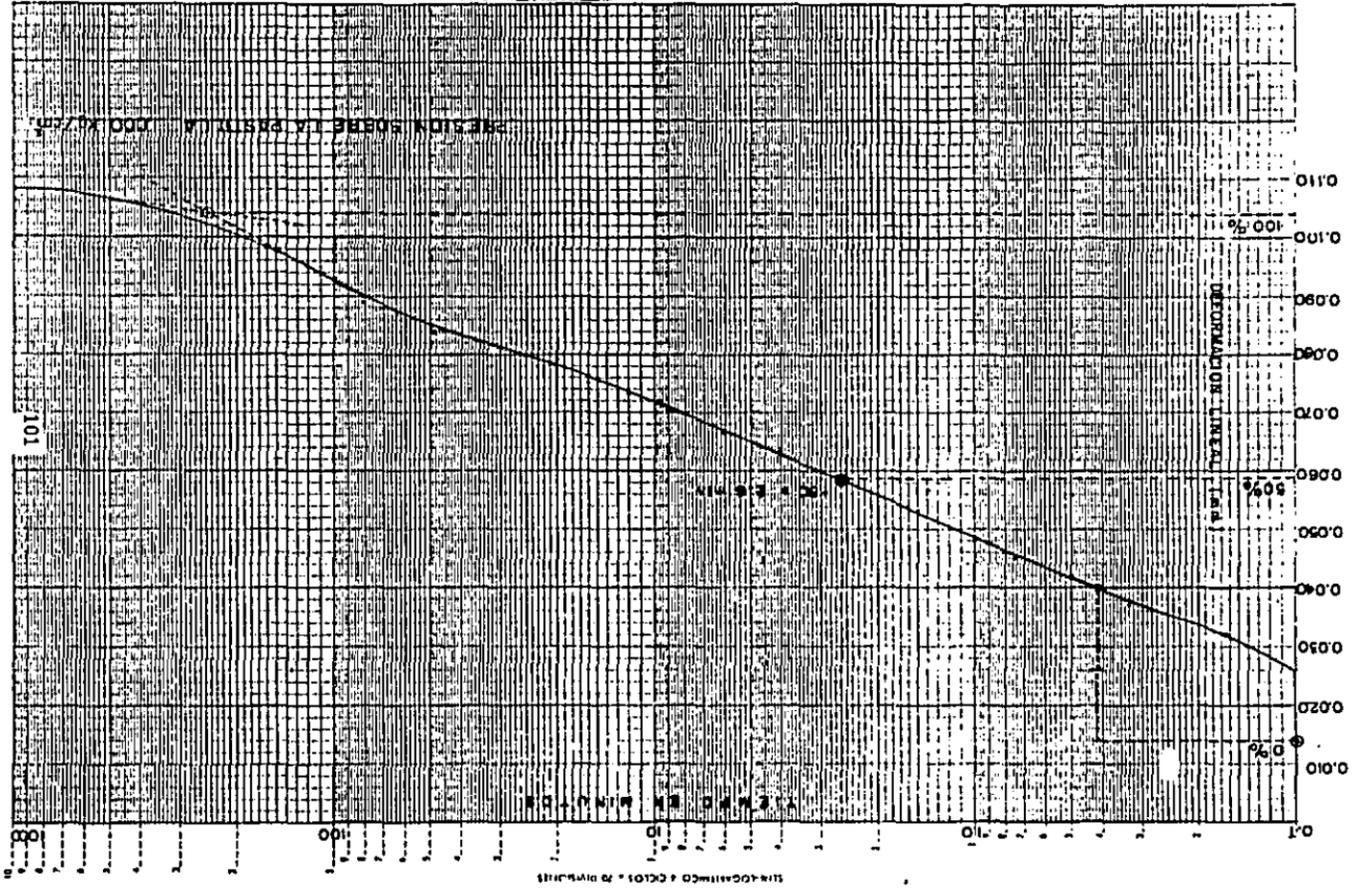
0.060

0.080

0.100

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Presión sobre la pastilla $p = 1.000 \text{ kg/cm}^2$				
FECHA	HORA	TIEMPO TRANS.	MICROMETRO (m.m.)	DEFORMACION (m.m.)
	9.00	0	0.131	
		5 seg	0.157	0.026
		10	0.163	0.032
		20	0.168	0.037
		25 seg	0.171	0.040
		30	0.173	0.042
		45	0.176	0.045
		1 min.	0.179	0.048
		1.5	0.184	0.053
		2	0.187	0.056
		4	0.1945	0.0635
		6	0.197	0.0665
		9	0.201	0.070
		12	0.204	0.073
		16	0.206	0.075
		20	0.210	0.079
		25	0.211	0.080
		30	0.212	0.081
		36	0.2135	0.0825
		49	0.215	0.084
		64	0.218	0.087
		72	0.219	0.088
		81	0.220	0.089
		100	0.224	0.093
		120	0.226	0.095
		1440	0.240	0.109



PERCENTAGE OF ...

PERCENTAGE OF ...

101

PERCENTAGE OF ...

PERCENTAGE OF ...

COEFICIENTE DE EXPANSIVILIDAD

El coeficiente de expansivilidad, es un índice que se ha usado, más comunmente, para cuantificar el grado de expansivilidad de una arcilla. Y esta dado por la siguiente expresión:

$$e - e_0 = C_s \log \frac{p}{p_0}$$

Del registro de consolidación obtenemos lo siguiente:

$$\begin{aligned} e &= 1.0566 & p &= 1.0 \text{ Kg/cm}^2 \\ e_0 &= 1.073 & p_0 &= 0.5 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.0566 - 1.073 &= C_s \log \left(\frac{1.0}{0.5} \right) \\ -0.0164 &= C_s 0.6931 \\ C_s &= \underline{-0.0237} \end{aligned}$$

PRESION DE EXPANSION

Así mismo, para obtener la presión de expansión, tenemos lo siguiente:

$$\begin{aligned} 1.0566 - 1.073 &= 0.0237 \log \left(\frac{p}{1.0} \right) \\ \underline{-0.0164} &= 0.0237 \log p \\ -0.0237 &= \log p \\ 0.6920 &= \log p \\ p &= e^{0.6920} \\ p &= 1.9977 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

7.8__ DISEÑO DE LA CIMENTACION.

7.8.1__ Determinación de la Capacidad de carga.

Teoria de Terzaghi.

De las pruebas anteriores tenemos:

COHESION (C)	0.66 kg/cm ² .
ANGULO DE FRICCION INTERNA (Ø)	18°
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (Df)	1.0 m.
ANCHO DE CIMIENTO (B)	0.80 m.
PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL (δ)	1420 Kg/cm ³ .

Los factores de capacidad de carga se obtiene de la gráfica de la página 49 y dependen unicamente del valor de Ø.

$$N_c = 16$$

$$N_q = 7$$

$$N_6 = 4$$

Aplicando la expresión de Terzaghi para cimiento largo, tendremos lo siguiente:

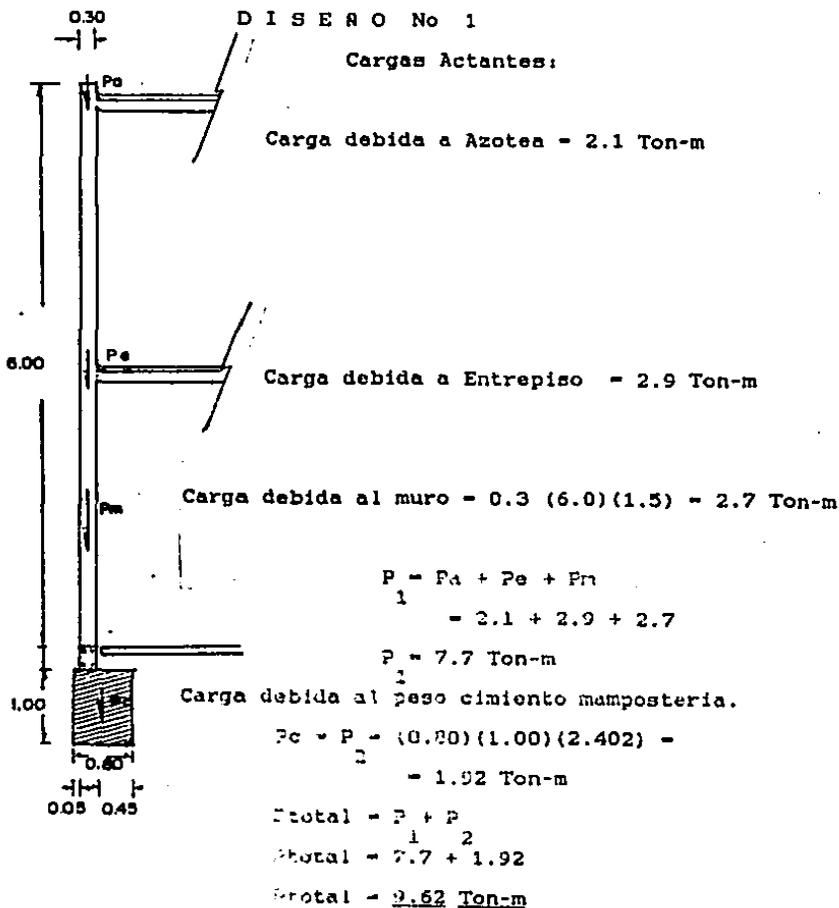
$$q_c = C N_c \delta D_f + \frac{1}{2} \delta B N_6$$

$$q_{Pvc} = 0.66 \text{ Kg/cm}^2 (16) + 0.001420 \text{ Kg/cm}^3 (100\text{cm})(17) + \frac{1}{2} (0.001420)(80\text{cm})(4).$$

$$q_c = 10.56 + 0.9940 + 0.2272$$

$$q_c = \underline{11.78 \text{ Kg/cm}^2}$$

7.8.2_ CALCULO DE LA CIMENTACION.

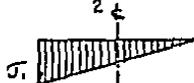


Para cimientos donde la carga vertical P actúa fuera del centro de gravedad, es decir, que es excéntrica sus esfuerzos efectivos son diferentes ($\sigma_1 \neq \sigma_2$), se debe considerar lo siguiente:

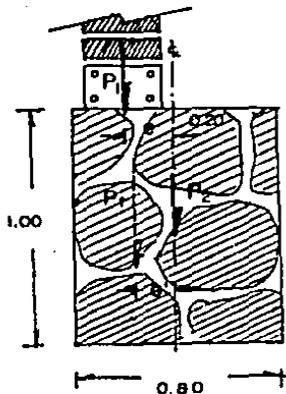
Si $e < b/6$; σ_1 y σ_2 son positivos y serán compresiones, por lo que su diagrama de presiones será de la siguiente forma:



Si $e = b/6$; σ_2 se anula y su diagrama es el siguiente:



Si $e > b/6$; σ_2 será negativo y por lo tanto bajo ese punto habrá esfuerzos de tensión y por lo tanto el cimiento se despega en dicho punto, dejando de trabajar.



Para fijar la posición de la resultante P total = 9.62 Ton·m de ambos pesos, no hay más que tomar momentos con respecto al centro del cimiento.

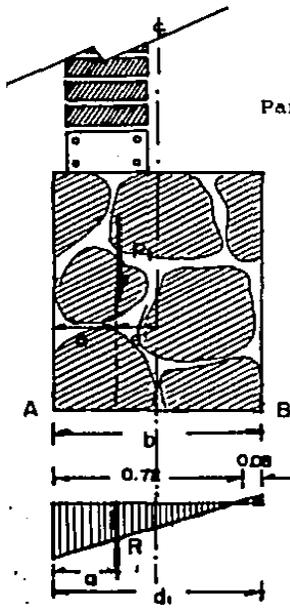
$$P \cdot e' = P \cdot e$$

$$9.62 \cdot e' = 7.7 (0.23)$$

$$e' = 0.16 \text{ cm.}$$

$$b/6 = \frac{0.80}{6} = 13.3 \text{ cm.}$$

$e' > b/6$ y el diagrama de distribución de presiones será como sigue:



Para que haya equilibrio es necesario que:

$$R = P \text{ total.}$$

Por lo tanto:

$$R = P t = \sigma_1 d_1 L$$

Pero como $d_1 = a + \frac{2}{3} d_1^2$; se tiene que:

$$a = d_1 - \frac{2}{3} d_1 = \frac{d_1}{3}$$

de donde:

$$d_1 = 3a$$

Reemplazando se tiene:

$$P t = \sigma_1 3a L$$

de donde:

$$\sigma_1 = \frac{2P}{3a L}$$

Dado que tenemos:

$$P t = 9.62 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$a = 0.24 \text{ m.}$$

$$L = 1.00 \text{ m. (por metro lineal)}$$

Será:

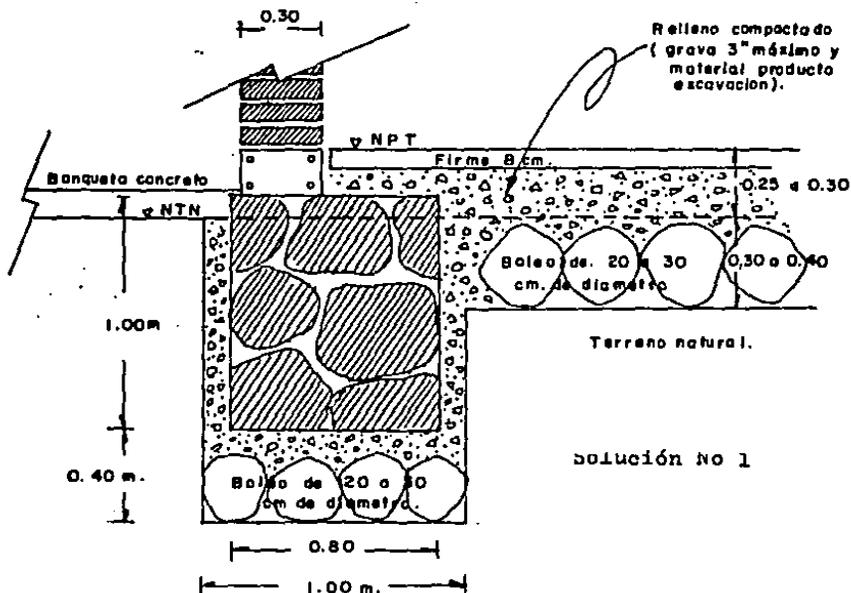
$$T = \frac{2 (9.62)}{3 (0.24) (1.0)}$$

$$T = 26.72 \text{ Ton/m} = 2.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se puede apreciar claramente, el problema no es por falta de Capacidad de Carga del Suelo, pues se encuentra muy sobrado ($q_u = 11.78 \text{ Kg/cm}^2$ 2.67 Kg/cm^2). El problema radica en que los actuales constructores no toman medidas adecuadas a

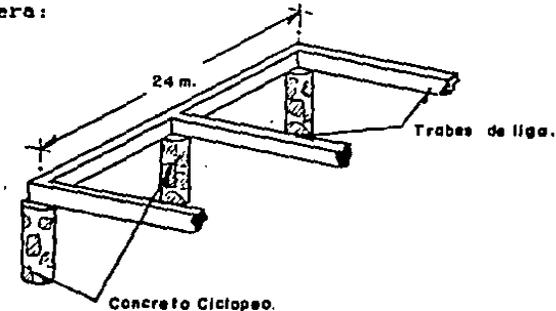
fin de absorber las fluctuaciones de terreno y evitar las fallas respectivas.

Conociendo ya el origen del problema y viendo los recursos naturales (bancos de material) y económicos con que cuenta la mayorparte de la población, sepropone esta primera solución viable:

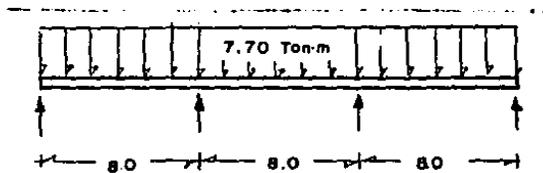


D I S E Ñ O No 2

Se consideran para este segundo diseño las mismas condiciones de carga que en diseño anterior. Esta cimentación se hará a base de traves ligadas al concreto ciclopeo (el dimensionamiento de las bases se hará más adelante), de la siguiente manera:

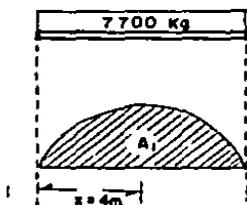
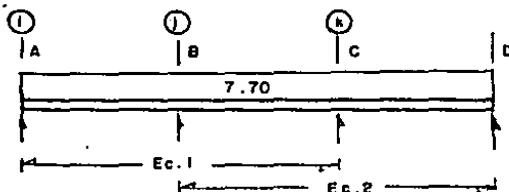


CALCULO DE LA TRAVE PRINCIPAL



Tomando en cuenta las mismas cargas actuantes.

Empleando el Metodo de los Tres Momentos, tenemos lo siguiente:



Ecuación No 1

$$A_1 = \frac{7700 (4)^3}{12} = 41\,066.67$$

$$0(8) + 2Mc(8 + 8) + 0(8) = -6(41066(4/8) + 41066(4/8))$$

$$32MB + 8Mc = -246\,400.00$$

Ecuación No 2

$$MB(8) + 2Mc(8 + 8) + 0(8) = -6(41066(1/2) + 4066(1/2))$$

$$8MB + 32Mc = -246\,400.00$$

Resolviendo el sistema de Ecuaciones, tenemos:

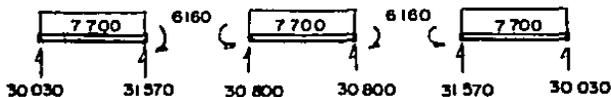
$$M = - 6160.00$$

B

$$M = - 6160.00$$

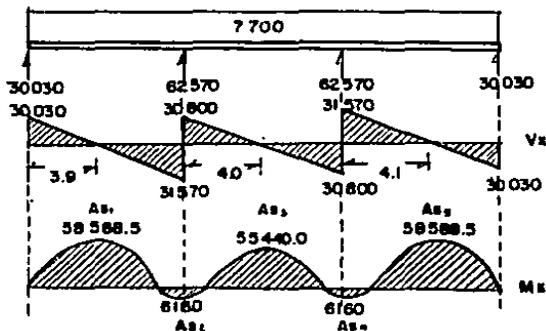
C

Haciendo el cálculo de las reacciones:



DISEÑO DE LA CONTRATABE

Diagrama de Cortante y en Momentos:



Por el metodo de Esfuerzo Ultimo:

$$M = 0.85 f_c a b (d - a/2)$$

$$\frac{5855.850}{0.9} = 0.85 (200) (0.22d) b (d - 0.2d/2)$$

$$38\,273.53 = 0.2 b d^2 (d - 0.2d/2)$$

$$38\,273.53 = 0.2 b d^2 (1 - 0.2d/2)$$

$$b d^2 = \frac{38\,273.53}{0.18}$$

$$b d^2 = 212\,630.72$$

$$d = \frac{461.12}{\sqrt{b}}$$

Por Tanteos:

b	d
35	77.94
40	72.90
30	84.18
32	81.50

La sección propuesta es la siguiente:

$$B = 40 ; d = 73 ; h = 80$$

Prosiguiendo con el Diseño:

$$C = 0.85 (200) (40) (2) = 6800a$$

Cálculo del Momento Negativo:

$$M(-) = \frac{616.000}{0.9} = 684\,444.44$$

$$684\,444.44 = 6800a (73 - a/2)$$

$$100.65 = 73a - a^2 / 2$$

$$a^2 / 2 - 73a + 100.65 = 0$$

$$a^2 - 146a + 201.30 = 0$$

$$a = \frac{146 \pm \sqrt{(-146)^2 - 4(201.30)}}{2}$$

$$a = \underline{1.392 \text{ cm}}$$

De donde:

$$C = 6800 (1.392) = A_s (4200)$$

Por lo tanto:

$$A_{s1} = \underline{2.25 \text{ cm}^2}$$

Cálculo del Momento Positivo:

$$M(+) = \frac{5855800}{0.9} = 6\ 506\ 444.44$$

$$6800a (73 - \frac{a}{2}) = 6\ 506\ 444.44$$

$$a^2 - 146a + 956.8 = 0$$

$$a = 14.56 \text{ cm.}$$

$$C = 6800 (14.56) = A_s (4200)$$

$$A_s = \underline{23.57 \text{ cm}^2}$$

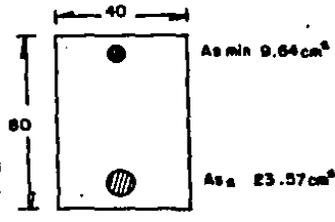
$$\text{real} = \frac{2.25}{49(73)} = 0.0008$$

$$\text{mín} = \frac{14}{fy} = 0.0033$$

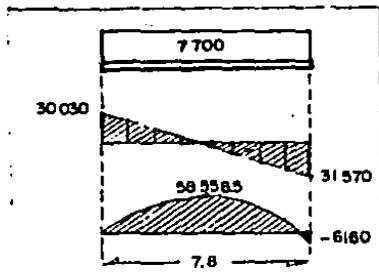
$$B = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.0033 (40) (73)$$

$$A_s \text{ mín.} = \underline{9.64 \text{ cm}^2} \quad 4 \text{ } \emptyset \text{ No } 6$$



Distribución de acero en el lecho bajo de la trabe:



$$\frac{-7700x^2}{2} + 30030x = 0$$

$$x = \underline{7.8 \text{ m}}$$

$$M^2 = 44660 / 0.9 = 49\ 622.20$$

$$a^2 = 146a + 1459 = 0$$

$$a = 10.79 \text{ cm}^2$$

$$6800(10.79) = A_s (4200)^2$$

$$A_{s2} = 17.47 \text{ cm}^2$$

De la manera anterior obtenemos lo siguiente:

	Momento (unid.)	A_s (cm ²)	R de Varillas
1	26,180.00	9.90	4 Ø No 6
2	44,660.00	17.47	6 Ø No 6
3	55,440.00	22.22	8 Ø No 6
4	58,558.50	23.57	9 Ø No 6
5	53,900.00	21.48	8 Ø No 6
6	41,580.00	16.19	6 Ø No 6
7	21,560.00	5.00 (As mín)	4 Ø No 6
8	-6,160.00	(As mín)	4 Ø No 6

Longitud de Desarrollo (Pag 313 ACI)

$$1d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad 1d = 0.006 \frac{b}{d} f_y$$

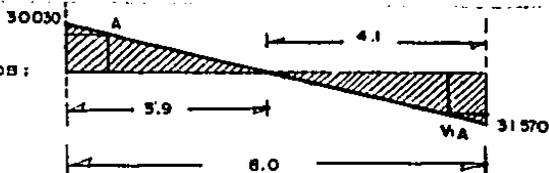
$$A_b = 2.87 \text{ cm}^2 \quad (R6)$$

$$d = 1.905 \text{ cm.}$$

$$1d = 0.006 (1.095) (4200)$$

$$1d = 48 \text{ cm}$$

Calculo de los Estribos:



$$As = 23.57 \text{ cm}^2$$

$$31.570 = \frac{V}{A}$$

$$d = 73 \text{ cm.}$$

$$\frac{4.1}{V} = \frac{4.1 - 0.73}{A}$$

$$h = d + 1 = 80$$

$$V = \frac{25949.00}{0.85} \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{200} (40) (73)$$

$$V = \frac{30528.24}{A} \text{ Kg}$$

$$Vc = \underline{21886.37} \text{ Kg}$$

$$Vs = 30528.24 - 21886.37$$

$$Vs = \underline{8641.87} \text{ Kg}$$

Restricción:

$$a) Vs < 2.1 \sqrt{200} (40) (73) = 86719.58$$

$$8641.87 < 86719.58$$

$$b) S = \frac{d}{2} = 36.5$$

$$c) S = 60 \text{ cm.}$$

En nuestro caso suponemos lo siguiente:

$$S = 37 \text{ cm (primer tanteo)}$$

$$d \text{ No. 3} = 0.557 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{As \text{ fy } d}{Vs}$$

$$S = \frac{(0.557)(4200)(73)}{8641.87}$$

$$S = 19.76 \text{ cm. Estribos No. 3 } \emptyset 20 \text{ cm.}$$

$$As = S Vs = 1.043 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{\text{fy } d}{2(557)(4200)(73)} = 39.5 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: 2 Estribos No. 3 \emptyset 35 cm.

$$V = \frac{0Vc}{2} = \frac{0.85(21886.37)}{2}$$

$$V = 9,301.71 \text{ Kg.}$$

$$\frac{31570.00}{4.1} = \frac{9301.71}{x}$$

$$x = 1.21 \text{ m.}$$

A 1.20 m. del paño:

$$\frac{31570.00}{4.1} = \frac{Vx}{4.1 - 1.2}$$

$$Vx = \frac{22330.00}{0.85}$$

$$Vx = 26279.59 - 21886.37$$

$$Vs = 4384.22 \text{ Kg.}$$

$$As = 0.529 \approx 0.53 \text{ cm}^2$$

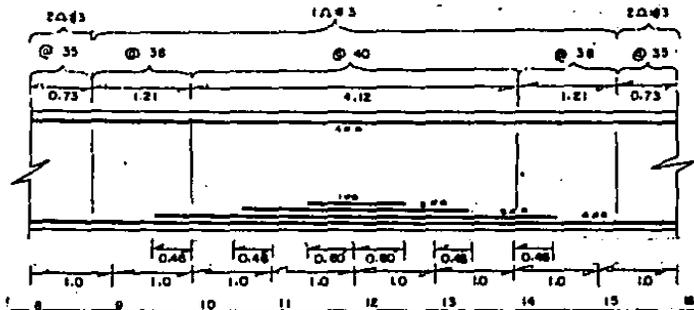
$$S = 38.95 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: Estribos 3 @ 38 cm.

$$31570 - 7700x = \frac{0.85(21886.3)}{2} = 9301.71$$

$$x = \underline{2.89 \text{ m.}}$$

A una distancia de 2.89 m. del paño se puede dejar colocar estribos, pero, por especificación del ACI se colocaran a cada 40 cm.



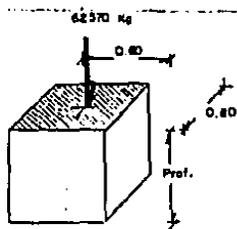
Distribución de acero para cada claro de 8 m.

DISEÑO DE LAS BASES.

Como anteriormente se señaló, estas pilas se harán de concreto ciclópeo con una resistencia de 150 Kg/cm^2 , considerando que únicamente servirán para transmitir los esfuerzos de la estructura al terreno.

Tomando en cuenta que la capacidad de soporte del terreno (q) es de 11.78 Kg/cm^2 y la carga máxima de 62570 Kg. , el dimensionamiento del elemento deberá ser tal, que no se exceda este esfuerzo.

Proponiendo una sección cuadrada de 80 cm. de lado, tendremos lo siguiente:



$$\sigma = \frac{62570 \text{ Kg.}}{0.80^2} = \frac{62570 \text{ Kg.}}{0.64} = 9.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

σ Transmitido < σ Admisible del Terreno

NOTA.- La profundidad esta dada al nivel en el que se efectuó el sondeo.

VIII_ CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De una manera general, podemos asegurar que las normas que deben ser tomadas en cuenta para el proyecto y selección correcta de cualquier cimentación, pueden ser agrupadas de la siguiente forma:

Los que se refieren a la superestructura, que engloban su función, las cargas actuales que son transmitidas al suelo, los materiales que la conforman, etc.

Los referentes al suelo, a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc..

Y los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Al balancear estos tres factores, se puede llegar a soluciones que satisfagan todos los requerimientos estipulados desde el punto de vista estructural, de suelos, social y económicos. Además deberá observarse la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, si no también que no tenga en su vida útil asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la

estructura. Con esto queda en manifiesto la doble contribución de la Mecánica de Suelos aporta al proyectar unacimentación que garantice un éxito final. Por un lado, al tratar de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo, sin provocar un colapso o una falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante (Capacidad de Carga) ; por otro lado, será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando que éstos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trata.

En el caso particular que fué estudiado, se puede hacer la consideración de que una vez que se termina la causa real del problema, se puede estar en condiciones de afrontarlo tomando las medidas pertinentes a fin de solucionar el efecto del mismo.

El tipo de arcilla que se encontró se puede comparar con las Aluviales, de las cuales se habló en el inciso 2.2.9 (pag. 16) y de las cuales podemos señalar dos características importantes: su alta resistencia (derivada del proceso de consolidación al que estuvo expuesta en el fondo lacustre), y su característica de expansibilidad al variar sus condiciones de humedad, que para fortuna, en este caso no presentó índices críticos, con lo cual solo fué necesario adaptar unas cuantas medidas encaminadas a absorber o evitar las fluctuaciones del terreno.

Así pues con el enrocamiento se pretende crear un mayor número de huecos en el terreno subyacente con los que se pudieran compensar los incrementos de volumen. Además se pretende que la anterior medida aunada al relleno compactado de grava y material producto de excavación contribuirán a un incremento considerable de Peso específico, ya que la mayoría de las fallas se presentan principalmente por lo ligero de las estructuras. En este caso, la carga transmitida es mayor que la presión de expansión del terreno, por lo que la estructura no sufrirá daños de consideración.

Aun cuando el primer diseño cumple perfectamente con las condiciones de estabilidad y seguridad de la estructura; con el segundo diseño se pretendió mostrar otro de los criterios, también válido, que consiste en concentrar las cargas en el punto, con el fin de que al ser transmitidas estas al terreno, sean las suficientes para contrarrestar la posible reacción (expansión) del mismo. Claro está, que nunca estas cargas deberán exceder la capacidad de soporte del terreno.

Tanto las medidas adoptadas, como las anteriormente ilustradas, han sido obtenidas a base de experiencias anteriores que con suelos expansivos se han presentado en varias entidades de la República Mexicana y son aceptadas y reconocidas por la Sociedad de Mecánica de Suelos.

B I B L I O G R A F I A

MECANICA DE SUELOS.

R. F. Craig.

Ed. Logos Consorcio S.A.

MECANICA DE SUELOS. (Tomos I. II. III)

Eulalio Juárez Badillo. Alfonso Rico Rodriguez.

Ed. LIMUSA.

MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.

Carlos Crespo Villalaz.

Ed. LIMUSA.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS.

M. J. Tomilson.

Ed. Urmo S.A.

MECANICA DE SUELOS, CIMIENTOS Y ESTRUCTURAS DE TIERRA.

Gregory P. Tsebotarioff.

CIMIENTOS Y OBRAS EN RECALCES.

Robert Bertin. Claude Gasc.

Ed. técnicos Asociados S.A.

VI REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Reunión Técnica.

MECANICA DE SUELOS.

Instructivo para ensayos de Laboratorio de Suelos.

S.A.R.H.

COMPENDIO DE GEOTECNIA.

Plan Nal. de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola y

para el Desarrollo Rural.

S.A.R.H.