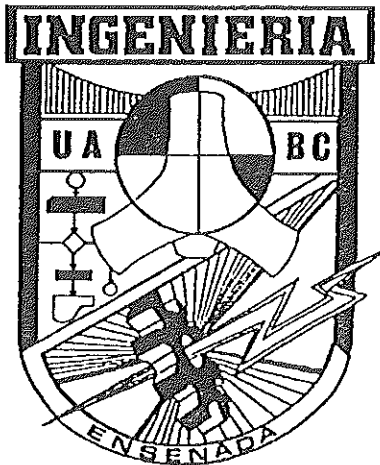


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA

ESCUELA DE INGENIERIA DE ENSENADA



**TEMA: " SELECCION DE PARAMETROS PARA EL DISEÑO
DE CIMENTACIONES "**

TESIS QUE PRESENTA PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

JOSE ISRAEL SANDOVAL MARTINEZ.

ENSENADA BAJA CLIFORNIA, OCTUBRE DE 1994.

"SELECCION DE PARAMETROS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES"


TESIS QUE PRESENTA:


JOSE ISRAEL SANDOVAL MARTINEZ

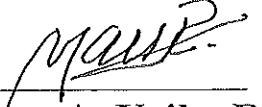
PARA OBTENER EL TITULO DE:

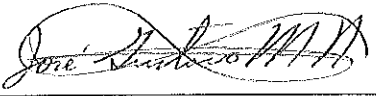
"INGENIERO CIVIL"

SINODALES:



Ing. Hector Ayón Ramírez
Director de Tesis.

Ing. Felipe de Jesús Ricalde L.
Sinodal Propietario

Ing. Marco A. Uribe R.
Sinodal Propietario

Ing. José G. Morales Nava.
Sinodal Propietario

Ing. Humberto Velázquez N.
Sinodal Propietario

AGRADECIMIENTOS:

INTRODUCCION:

Procedimientos que hacen uso amplio de la información disponible, como la evidencia geológica, los métodos geofísicos, el conocimiento general de propiedades de suelos y la experiencia sobre el comportamiento de construcciones existentes, tanto en lo que toca a las cimentaciones modestas de una casa habitación como a las particularmente delicadas de una planta nuclear.

Esto unido a un análisis crítico de las informaciones obtenidas en la fase de la exploración del sitio, constituirán los datos salientes, que nos serán de utilidad para el diseño adecuado de cimentaciones.

La mecánica de suelos ha evolucionado desde considerarse como novedad, hasta constituirse como una herramienta empleada en contadas ocasiones, bajo la dirección de pioneros en la materia, llegando en la actualidad a ser una especialidad tan ampliamente difundida que se da como un hecho su aplicación en toda construcción de terracerías y obras subterráneas. Los ensayos de laboratorio, los cálculos y las observaciones de campo constituyen procedimientos rutinarios establecidos que, si se llevan a cabo escrupulosamente, darán lugar inevitablemente a un buen diseño ingenieril y a una construcción correcta.

Aunque la mayoría de los especialistas en Mecánica de Suelos aceptan la variabilidad de los materiales geológicos con los cuales se trabaja y reconocen que se puedan cometer errores imputables a las alteraciones de las muestras, a técnicas inadecuadas de ensayé a) a las teorías basadas en hipótesis simplificadoras, las restricciones asociadas a estas grandes fuentes de error rara vez desaniman al profesional a hacer sus predicciones sobre la base de la exploración, ensayé y cálculos rutinarios. Este enfoque se usan ampliamente en problemas de cimentaciones desde los mas simples hasta los más complejos.

Se busca:

a) Ayudar al ingeniero de suelo en reconocer cuando y hasta que grado pueden ser correctos los parámetros obtenidos para el diseño de una cimentación.

b) Seguir procedimientos para la obtención de parámetros que se apegen más al tipo de estructura propuesta y su tolerancia a los asentamientos, ya sea una construcción nueva o la ampliación de una existente y el grado de certeza al hacer estos procedimientos.

1.0 NATURALEZA DE LAS CIMENTACIONES.

La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es, por supuesto, tan antigua como la construcción misma, pero hasta épocas relativamente recientes, tal preocupación se reflejó en interés de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones, tratando de establecer principios generales que sirvieran a la vez de normas tanto para el proyecto, como para la construcción en campo.

Los habitantes prehistóricos de los lagos de Europa construían sus casas sobre largas estacas de madera que hincaban firmemente en el blando fondo de los lagos. Los antiguos egipcios construían sus monumentos sobre capas de piedra que descansaban en la roca y la Biblia confirma esto al expresar que la roca sólida es más segura que la cambiante arena. Los artesanos de la Edad Media soportaban sus obras maestras en bóvedas invertidas de piedra, emparrillados de madera o pilotes de madera, siguiendo las reglas que habían trazado antes de ellos los constructores romanos.

Podremos entender entonces que la cimentación es el ELEMENTO QUE SIRVE PARA TRANSMITIR EL PESO DE LAS CONSTRUCCIONES AL MATERIAL QUE LO RECIBIRA QUE ES EL SUELO.

En forma más precisa, tendríamos que una cimentación es la estructura entre la superestructura y el terreno en que se apoya y su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la superestructura se transmitan adecuadamente al suelo en que esta se apoya.

Para que esto se cumpla debiera haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionan daños en la construcción misma o en las vecinas. Las teorías de capacidad de carga desarrolladas a partir de 1920, proporcionaron una base más científica al estudio de las cimentaciones, combinadas con el creciente conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas; han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto de construcción de cimentaciones mucho más avanzadas que las que nunca antes se habían visto. Dichas teorías auxiliadas por la clasificación y el estudio de los suelos y por mediciones del comportamiento de cimentaciones construídas, que permiten encasillarlas y asimilar correctamente las experiencias adquiridas proporcionan una base común, que hace posible el intento de generalizar el conocimiento de las cimentaciones convirtiendo el arte de cimentar en una disciplina que tiende a lo científico.

El comportamiento de una cimentación depende de las propiedades mecánicas del suelo subyacente. Por ser este un material natural, sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión que las de los materiales de la estructura.

Además la respuesta de la mayoría de los suelos bajo carga es no lineal desde niveles bajos de esfuerzo y se modifica en forma importante con el tiempo. Finalmente la

distribución de esfuerzos entre el suelo y la cimentación depende de la interacción entre ambos sistemas la cual no se presta generalmente a ser representada por medio de modelos sencillos. Por estas características, el análisis riguroso de una cimentación lleva generalmente a procedimientos complejos.

Debe notarse que hay procedimientos usados frecuentemente en la práctica que proporcionan resultados que difieren en un orden de magnitud bastante considerable en relación a las fuerzas internas que actúan en la cimentación, ya que algunos desprecian aspectos que otros toman en cuenta.

- CARACTERISTICAS DE LAS CIMENTACIONES.

La determinación y tipo de cimentación a usar va ligada al tipo de suelo en el que vayamos a desplantar la estructura y al tipo de estructura que vayamos a construir en el lugar deseado o señalado, y según lo antes descripto tendríamos:

a: ZAPATAS DE MUROS, estas zapatas consisten en una franja continua de losa, a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo. La proyección de la losa de cimentación se trata como un voladizo cargado con la presión del suelo. La longitud de la proyección, se determina con la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.

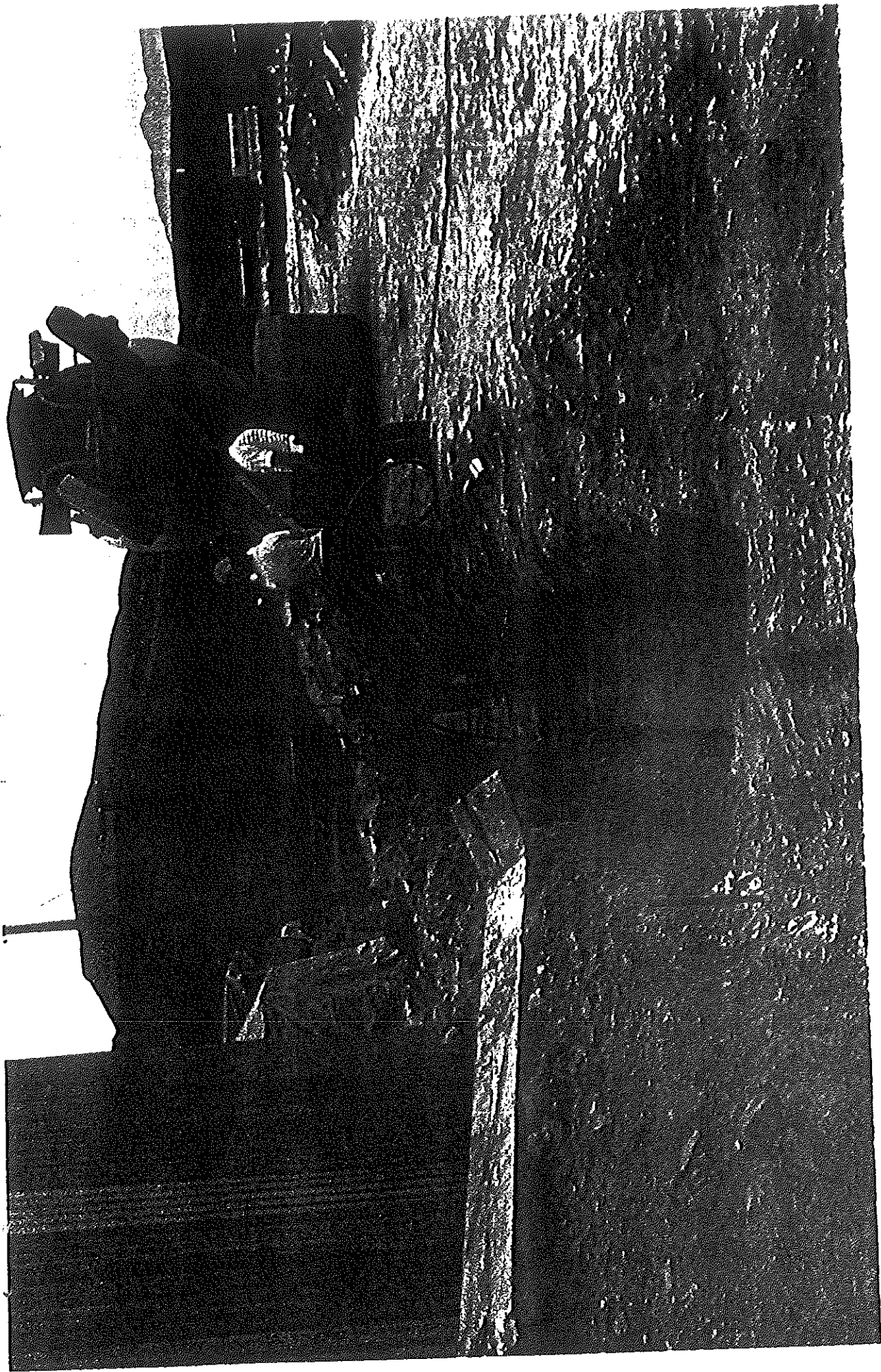
b: ZAPATAS AISLADAS E INDEPENDIENTES PARA COLUMNAS, consisten de losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo. Se refuerzan en las dos direcciones y son económicas para cargas relativamente pequeñas o para cimentaciones sobre roca.

c: ZAPATAS COMBINADAS, estas zapatas soportan las descargas de dos o más columnas. Son necesarias cuando se debe colocar una columna en la colindancia de un edificio y la losa de la zapata no se puede proyectar fuera de la colindancia. En este caso, una zapata independiente tendría carga excéntrica dando lugar a una tensión aparente en el suelo de desplante.

Con el objeto de lograr una distribución relativamente uniforme de esfuerzos, la zapata de la columna exterior se puede combinar con la de la columna interior mas cercana.

d: ZAPATAS EN VOLADIZO O LIGADAS, estas son similares a las zapatas combinadas, excepto que la zapata de la columna exterior y de la columna interior, se construyen independientemente. Están unidas con una viga de liga para transmitir el efecto del momento flexionante, el cual se produce en la columna exterior debido a la excéntrica de la carga, a la cimentación de la columna interior.

e: CIMENTACIONES EN PILOTES, este tipo de cimentaciones son esenciales cuando el suelo de desplante consiste de estratos poco resistentes y muy profundos. Los pilotes



COLADO DE UNA ZAPATA CORRIDA,
USADA COMO SOPORTE DE UN MURO.

se pueden hincar hasta llegar a roca sólida o un estrato duro, o la profundidad necesaria dentro del suelo, para que la pila desarrolle su capacidad permisible por medio de la resistencia de fricción del material.

f: CIMENTACIONES FLOTANTES O LOSA DE CIMENTACIONES, estos sistemas de cimentación son necesarios cuando la capacidad de resistencia permisible del suelo es muy baja hasta profundidades grandes, lo cual hace que las cimentaciones con pilotes no sean económicas. En este caso es necesario hacer una excavación lo suficientemente profunda, para que la cantidad de suelo que se remueve sea casi equivalente a la carga de la superestructura. Puesto que es necesario extender la subestructura de la cimentación a toda el área del edificio, se considera que la superestructura flota teóricamente en una balsa. Estas estructuras que básicamente son sistemas de pisos invertidos, se requieren en suelos que se están consolidando en forma continua.



ARMADO Y CIMBRADO DE UNA ZAPATA AISLADA.

2.0 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DEL SUELO.

La tierra no es un cuerpo estático, sino que continuamente esta sujeta a cambios, tanto en la superficie como a niveles mas profundos. Los cambios que se originan bajo la superficie no son fáciles de observar, por lo que su naturaleza solo puede postularse, por ejemplo; la pérdida del calor geotérmico proveniente del interior de la tierra, causa de muchos movimientos que afectan la elevación y la posición relativa de continentes y océanos y algunos otros cambios más rápidos los cuales estan asociados con las erupciones volcánicas y los terremotos.

Los cambios superficiales pueden ser observados igualmente por los ingenieros civiles y por cualquier otro individuo, como puede ser la erosión , sedimentación, etc. Las rocas que forman la corteza terrestre, y que sufren un proceso de desintegración mecánica y de descomposición química, forman los materiales sueltos que se encuentran en ella. En base ha este proceso el suelo se ha definido de diferentes maneras, una de estas definiciones es la que a continuación describimos: SUELO ES UNA DELGADA CAPA SOBRE LA CORTEZA TERRESTRE DE MATERIAL QUE PROVIENE DE LA DESINTEGRACION, ALTERACION FISICA O QUIMICA DE LAS ROCAS Y DE LOS RESIDUOS DE LA ACTIVIDAD DE LOS SERES VIVOS QUE SOBRE ELLA SE ASIENTAN.

La primera parte de la definición dice: SUELO ES UNA DELGADA CAPA SOBRE LA CORTEZA TERRESTRE, se podría decir que puede ser todo aquel espesor del globo terraqueo que se encuentra afectado por las diferentes actividades de los seres humanos. Se adelantara un poco más la definición y se anotara: MATERIAL QUE PROVIENE DE LA DESINTEGRACION, ALTERACION FISICA O QUIMICA DE LAS ROCAS QUE PRESENTAN CARACTERISTICAS DIFERENTES SI LA ALTERACION ES FISICA O QUIMICA.

Y así cuando el efecto alterativo de las rocas se lleva acabo por medios físicos, se produce un suelo con la misma composición. Cuando es de efecto químico el proceso por el cual se produce el suelo, la constitución mineralógica difiere a la que poseía la roca madre.

Ahora bien la rocas estan formadas de pequenas partículas o de unidades cristalinas conocidas como minerales, por lo que la roca puede definirse como: UN CONJUNTO DE MINERALES; y que en particular el mineral predominante es el que le da nombre. Para propósitos de ingeniería los términos roca y suelo han sido adoptados para definir los caracteres mecánicos de los materiales geológicos. La roca es un material duro que tiene fisuras, las cuales pueden estar ocupadas por líquidos o gases como el agua o el aire; tales vácios pueden ser muy pequeños pero a la vez pueden constituir una proporción considerable del volumen de una roca o de un suelo.

- PROPIEDADES DEL SUELO.

Hay que considerar dos aspectos importantes y significativos en el comportamiento del suelo;

Primero, estos materiales cambian drásticamente sus propiedades esfuerzo-deformación, en relación a la misma condición en el acero y en el concreto de las estructuras.

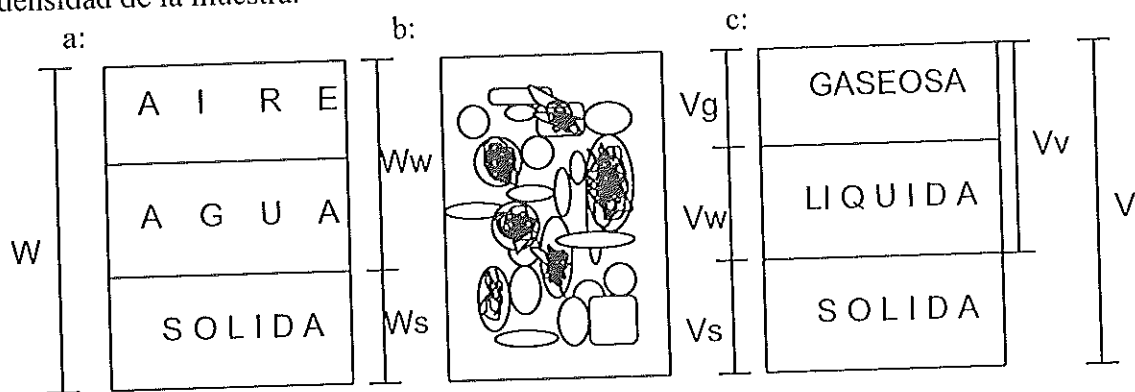
Segundo, la importancia de la fase del agua, para el proyecto de cualquier obra de ingeniería es necesario conocer las propiedades de los materiales conocidos y que van hacer sometidos a esfuerzo, ya que estos esfuerzos se producen en ambas fases; la sólida y la líquida.

Por lo tanto, el estudio de las propiedades físicas debe comenzar con el agua y con el movimiento del agua através del suelo, los cambios de volumen del suelo por efecto de la carga están relacionados con los problemas de asentamiento de las estructuras.

Finalmente, la deformación y la falla como resultado del esfuerzo cortante son vitales en la capacidad de carga de la cimentación y cualquier otro proyecto.

Como por definición el suelo influye a todos los materiales sin consolidar, podemos suponer que se compone de muchos ingredientes que pueden encontrarse en los tres estados o fases de la materia que son sólida, líquida y gaseosa. Por tratarse de un sistema discontinuo de partículas un elemento de suelo constituye intrínsecamente un sistema de varias fases o estados.

Ahora bien, lo suelto o lo compacto de una muestra de suelo puede determinarse cuantitativamente en el laboratorio. En la figura se muestra un diagrama de una muestra de suelo, con el aspecto que presentaría si fuera posible separar las fase sólida, líquida y gaseosa, y al volumen de cada una de ellas podríamos llamar como volumen de sólidos que se designa por V_s , al de la fase líquida como volumen de agua V_w y al de la fase gaseosa como volumen de gas V_g . Los siguientes términos Porosidad, Relación de Vacíos y el Peso Específico Relativo de los Sólidos se usan comunmente para definir la densidad de la muestra.



a: Fases de un suelo
 b: Elementos naturales del suelo
 c: División de un elemento

Como la relación entre V_g y V_w cambia usualmente con las condiciones del agua en el subsuelo, así como, bajo el efecto de las cargas aplicadas en el mismo, es conveniente designar todo el volumen que no está ocupado por el material sólido como el volumen de vacíos, V_v . Si se designa el volumen total de la muestra por V , entonces la porosidad se define como:

$$n = V_v / V$$

usualmente este valor se expresa como porcentaje.

Cuando un suelo se comprime cambian los valores de la ecuación anterior, tanto del numerador como del denominador, por lo que es conveniente en muchos de los cálculos que es necesarios efectuar para determinar los asentamientos. Por esta razón se usa la cantidad conocida como Relación de Vacíos, que se define por:

$$e = V_v / V_s$$

Una de las propiedades índice de los suelos finos es el contenido de agua o humedad " w ", que se define como:

$$w (\%) = 100 W_w / W_s$$

en esta ecuación W_w es el peso del agua y W_s , es el peso de la materia sólida seca en el horno, el peso del agua se refiere a la cantidad invariable W_s en vez de al total de la muestra. El peso por unidad de volumen o peso volumétrico γ es una de las propiedades físicas más importantes de un suelo. Por ejemplo, deberá conocerse para poder calcular la presión de tierra o la producida por sobrecarga.

$$\gamma = W / V$$

- TENSION SUPERFICIAL.

La humedad en los suelo se puede presentar en dos formas ; como una película de agua absorbida que recubre los granos y como agua libre que ocupa la totalidad de los poros o vacíos entre los granos. Si el agua ocupa la totalidad de los poros del suelo este está saturado, se dice que la humedad tiene continuidad, si el agua ocupa parcialmente los poros la humedad es discontinua y forma cuñas de agua entre los granos adyacentes y una película de humedad alrededor de ellas entonces se dice que el suelo está parcialmente saturado. La superficie de separación entre el aire y el agua en los poros, es particularmente importante. La atracción molecular del lugar está desequilibrada, en esta superficie de separación da lugar a la tensión superficial de separación, que es una fuerza que actúa paralelamente a la superficie del agua y en todas direcciones.

Similar a la tracción que se produce en una membrana de goma cuando se le estira fuertemente. La tensión superficial actuando en los poros del suelo comprime la estructura del mismo y hace que el volumen se reduzca. Una muestra seca absorberá agua rápidamente y a menudo se desintegrará; la tensión superficial es parcialmente responsable de este fenómeno.

- CAPILARIDAD.

Si la fuerza de gravedad fuera la única fuerza que obrará en el agua del suelo, el suelo situado arriba del nivel freático estaría siempre completamente seco, excepto durante las filtraciones resultantes de las precipitaciones recientes. Sin embargo el agua pone de manifiesto la fuerza de la tensión superficial, debida a la atracción de sus moléculas en una interfase. La tensión superficial combinada entre la atracción del agua y la mayor parte de las sustancias sólidas, como lo demuestra la facultad del agua para mojar estas sustancias, es una fuerza que tiende a extraer o a retener la humedad arriba del nivel freático. Esta fuerza es una manifestación de capilaridad.

- TENSION CAPILAR EN LOS SUELOS.

La capilaridad puede demostrarse sumergiendo el extremo inferior de un tubo de vidrio de diámetro pequeño en una vasija que contenga agua. El agua sube en el tubo a una altura que está regida principalmente por el diámetro del tubo y por la limpieza de su superficie interior.

A esta altura se le conoce con el nombre de altura de ascensión capilar h_c . Se obtiene en centímetros por medio de la siguiente expresión:

$$h_c = \frac{2 T_s}{r \cdot \gamma_w} \cos \alpha$$

T_s = es tensión superficial del agua en gramos por centímetros.

r = radio del tubo.

α = ángulo de contacto entre la superficie y la pared del tubo.

arriba del nivel freático la presión en el agua es negativa con respecto a la presión atmosférica; así a la elevación z arriba del nivel freático,

$$u_w = -z \cdot \gamma_w$$

Las condiciones del ascenso capilar en una masa de suelo no son estrictamente análogas a las de un tubo de vidrio, debido a que los huecos tienen un diámetro variables. Sin embargo el diámetro medio de los huecos está relacionado con el promedio del tamaño de los granos, y por lo tanto, con la altura de ascensión capilar. Por ello como una tosca aproximación de altura máxima h_c (cm) a la que la capilaridad puede elevar el agua en un suelo dado puede escribirse:

$$H_c = C / e D_{10}$$

e = relación de vacíos.

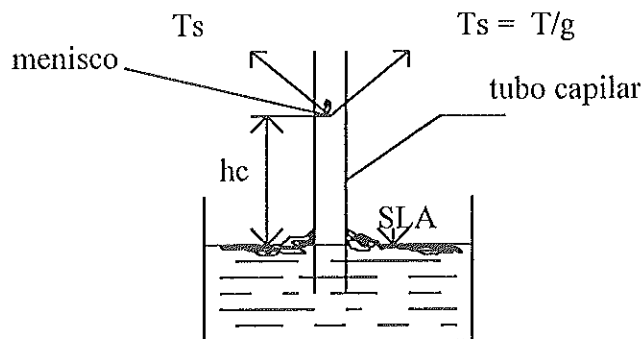
D_{10} = diámetro efectivo de Hazen en cm.

C = coeficiente empírico, que depende de la forma de los granos y de las impurezas de la superficie, en general C tiene un valor comprendido entre 0.1 y 0.5 cm².

la altura capilar es mayor para los suelos finos pero la velocidad de ascenso es pequeña, debido a su baja permeabilidad. Así la elevación capilar que ocurre en un lapso de tiempo determinado como de 25 hrs. es máxima para los materiales en los que el tamaño de los granos es intermedio como en los limos y las arenas muy finas.

El agua que sube por capilaridad arriba del nivel freático, alcanza la altura máxima h_c sólo en los huecos más pequeños. Unos cuantos huecos más grandes pueden detener efectivamente el ascenso capilar en ciertas partes de la masa de suelo. Sin embargo, como hay continuidad en el agua el esfuerzo en esta se rige en todas partes por la ecuación,

$$u_w = -z \gamma_w$$



SLA = superficie libre del agua

En un suelo parcialmente saturado la humedad puede ser continua o discontinua según estén intercomunicadas o separadas las cuñas de humedad. Si es continua, la variación de los esfuerzos en el agua será con la elevación y estará de acuerdo con la ecuación anterior y el radio del menisco de cada cuña se ajustará de acuerdo con el esfuerzo del agua. Si la humedad es discontinua el esfuerzo en el agua, en cualquier punto es independiente de la elevación del agua y lo determina solamente el radio del menisco.

- PERMEABILIDAD.

Es la propiedad del suelo que indica la facilidad relativa con la que el fluido puede atravesarlo.

El valor de permeabilidad es extremadamente amplio, variando desde 1 cm/seg para las gravas hasta 10 cm/seg para las arcillas. La permeabilidad depende de las características del fluido y del suelo.

2.2 PRESION EFECTIVA Y PRESION DE PORO.

2.2 PRESION EFECTIVA Y PRESION DE PORO.

El esfuerzo total que obra en cualquier punto de una sección de suelo saturado, puede dividirse en dos partes una de ellas, llamada presión intersticial, presión de poro o esfuerzo neutro U_w , que actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad y en todas direcciones. La otra parte conocida como esfuerzo efectivo p , representa el exceso sobre el esfuerzo neutro y actúa exclusivamente entre los puntos de contacto de los componentes sólidos, es decir,

$$P = p + U_w$$

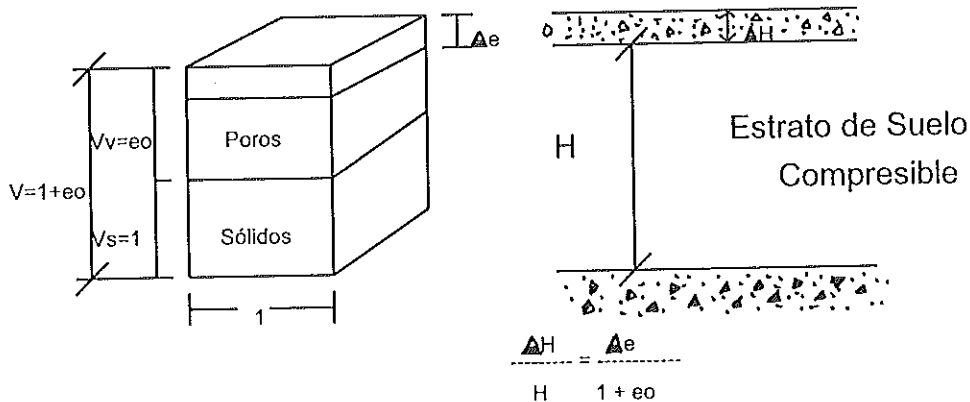
la experiencia ha demostrado, que solamente los esfuerzos efectivos pueden inducir cambios en el volumen de la masa de un suelo, solamente los esfuerzos efectivos pueden producir resistencia friccionante en los suelos y rocas. Por otra parte los esfuerzos neutros no pueden por si mismos producir cambios de volumen o bien resistencia friccionante.

A este enunciado se le conoce como principio de los esfuerzos efectivos.

- COMPRESION DE UN ESTRATO DE SUELO.

La compresión de un estrato de suelo que tenga una relación de vacíos inicial "e" se halla comparando una muestra de suelo que tenga un volumen de sólidos igual a uno, con una sección transversal de área igual a uno, la altura de los sólidos es de uno y la altura de los vacíos "e" y el espesor inicial del estrato es H, la reducción en el espesor del estrato se halla por la proporción de :

COMPRESION DE UN ESTRATO DE SUELO.

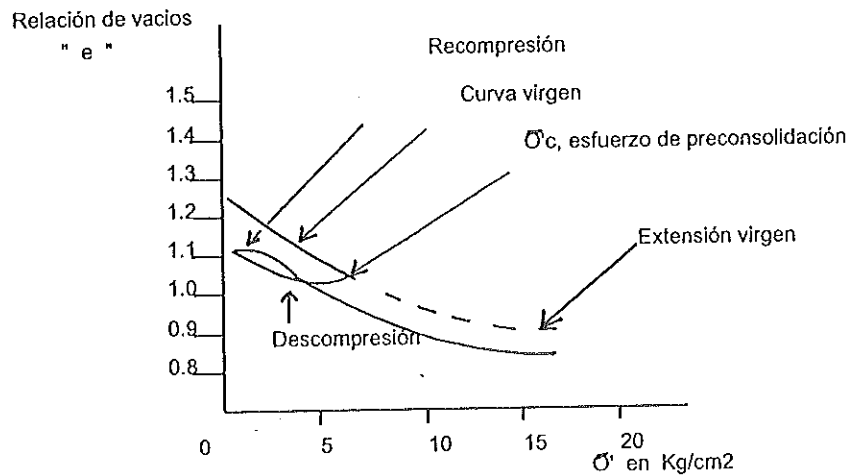


Comparación del asentamiento de un estrato de suelo o muestra de espesor H, con el cambio de altura de una muestra de suelo cuya altura inicial es $1 + e_o$.

- RELACION ENTRE ESFUERZO Y RELACION DE VACIOS.

Revisando la figura, la curva es cóncava hacia arriba, lo cual indica una proporcionalidad decreciente de la compresión con el aumento del esfuerzo, Si el esfuerzo aumento hasta alcanzar cierto punto, σ'_c , y entonces disminuye hasta llegar a cero, el suelo no se expande tanto como para recobrar su relación de vacíos original, sino que aumenta su volumen gradualmente siguiendo una curva cóncava hacia arriba pero con menos pendiente que se llama curva de descompresión. Si se aplican los esfuerzos nuevamente la recompresión del suelo sigue una curva de menos pendiente pero cóncava hacia abajo; hasta que el esfuerzo llegue cerca de σ'_c , en este punto inicia una reducción más rápida de la relación de vacíos hasta que la curva de recompresión se una prácticamente a la curva original. La compresión del suelo no es un proceso elástico reversible, el suelo una vez comprimido tiende a permanecer así aunque los esfuerzos que produjeron la compresión hayan desaparecido.

La pendiente de la curva es una medida de la compresibilidad volumétrica del suelo o de la deformación relativa. Cuando se representa en la forma esfuerzo-deformación se le denomina Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica " M_v ", porque si no se produce movimiento lateral, la deformación vertical es igual a la deformación volumétrica.



$$M_v = \frac{\text{Diferencial de deformación efectiva (de)}}{\text{Diferencial de esfuerzo efectivo (d\sigma')}$$

esta expresión es el recíproco del Módulo de deformación o del Módulo de elasticidad D , la segunda forma de expresión es el coeficiente de Compresibilidad " a_v ", ambas disminuyen conforme aumenta el esfuerzo, ambas están influenciadas por el esfuerzo que el suelo haya sufrido con anterioridad, es decir, la historia del esfuerzo.

$$a_v = \frac{de}{d\sigma'} = M_v (1 + e)$$

- MECANISMO DE LA COMPRESION.

El mecanismo de la compresión del suelo incluye varios fenómenos. El de mayor importancia en el suelo cohesivos, orgánicos y micáceos y hasta cierto punto en las arcillas; es la flexión y distorsión de la fase sólida. Este fenómeno es mayormente elástico y la compresión que el produce es reversible, la fractura de los sólidos, especialmente en los puntos de contacto, es probablemente un factor en la compresión de todos los suelos, este no es reversible y es parcialmente responsable de que la descompresión sea menor que la compresión original.

La repulsión eléctrica entre las partículas que tienen carga eléctrica semejantes, o que estén rodeadas de cationes con cargas semejantes que las mantienen apartadas es el factor más importante en las arcillas y es probablemente reversible. La reorientación de los granos ocurre, en algún grado en todos los suelos. Para que los granos se puedan mover es necesario vencer la adherencia o tracción entre los puntos de contacto de las partículas de suelo la cual es un factor en toda compresión pero particularmente importante cuando los esfuerzos son elevados. Para poder determinar los cambios de volumen de un suelo por efecto de la carga es necesario hacer un ensayo de consolidación.

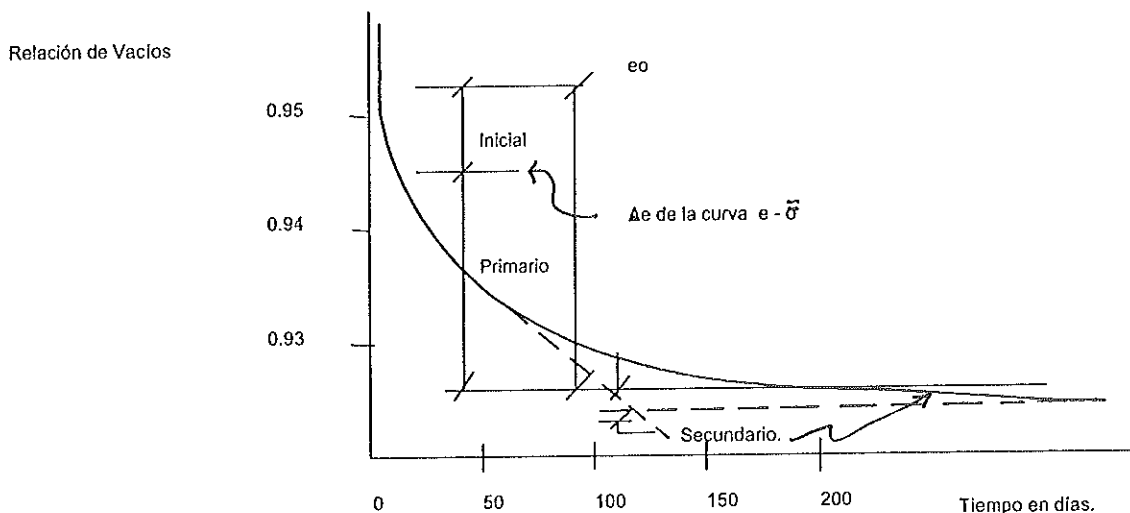
La compresión de un estrato de suelo no ocurre bruscamente, al contrario a menudo es tan lenta que cuesta trabajo creer que se está produciendo algún asentamiento. El asentamiento empieza rápidamente y se hace más lento a medida que pasa el tiempo. Se puede dividir en tres etapas: Inicial, Primario ó Hidrodinámico y secundario. La suma de los asentamientos inicial y primario, es la que se calcula partiendo de la curva esfuerzo-deformación, esfuerzo-relación de vacíos, obtenidas en laboratorio. El asentamiento secundario tiene importancia principalmente en suelos muy orgánicos, micáceos y sensibles.

Compresión, se debe al cambio en los esfuerzos cortantes en la masa de suelo. Esta deformación es análoga a la flexión de una viga; ocurre con rapidez, el volumen del cuerpo que soporta la carga permanece virtualmente inalterado. A medida que el área cargada se asienta; la superficie alrededor de ésta se eleva en una cantidad que equilibra el volumen de hundimiento.

Compresión Inmediata; también conocida como compresión inicial, se observa en los suelos no saturados debida a una rápida reducción del volumen de vacíos. Los esfuerzos a la compresión la provocan y va acompañada por un rápido incremento de los esfuerzos efectivos. En los suelos parcialmente saturados, al aumentar la compresión, el grado de saturación se incrementa y cuando alcanza casi 90%, pueden aumentar las presiones en el agua de los poros. Estas presiones de poro harán que se reduzca la compresión posterior y se incrementen los esfuerzos efectivos. Cuando la presión es lenta de modo que su velocidad tiene un significado práctico, se conoce como consolidación.

Compresión ó consolidación primaria, se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables. Es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de las presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen. A medida que avanza la consolidación se disipan las presiones de poro. La consolidación primaria comienza justo después de la compresión inicial y termina, por definición cuando las presiones de poro son insignificantes.

Compresión ó consolidación secundaria; la causa es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes. Esta fase comienza cuando las presiones de poros se vuelven aproximadamente cero y se supone continua para siempre. Se debe a la deformación lenta de los contactos entre las partículas de arcillas que se encuentran bajo la influencia de los esfuerzos cortantes, creados por un sistema de esfuerzos principales desiguales, sin embargo, se piensa que las arenas y otros suelos granulares no están sujetos a consolidación secundaria.



Curva Tiempo-Asentamiento para un incremento de carga.

2.3 TENSIONES Y DEFORMACIONES DE LOS SUELOS.

Cuando un material cualquiera es sometido a esfuerzo sufre deformaciones, la naturaleza de la deformación depende de la resistencia del material y de la combinación de los esfuerzos. Si se van aumentando los esfuerzos y se alcanzará a un punto en el cual el material falla, al no poder resistir un nuevo aumento del esfuerzo. En ese punto llamado falla; los diferentes materiales incluyendo los suelos reaccionan de diferente manera, unos se desintegran y otros se deforman continuamente con un pequeño o ningún aumento de esfuerzo.

La deformación no siempre es proporcional al esfuerzo, sino que cambia con el tiempo y el medio. La resistencia del suelo a la falla depende del campo de esfuerzos, el ambiente y el tiempo, además, no es fácil corrientemente definir el punto de falla o rotura. A pesar de estas diferencias entre suelos y otros materiales, los conceptos ideales de la Mecánica aplicada como son El Módulo de Elasticidad, El Módulo de Poisson y la Teoría de Falla de Mohr que, se pueden aplicar a los suelos en las obras de Ingeniería.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo; que estos conceptos son sólo aproximados, pero que si se concen sus limitaciones son de gran utilidad para la resolución de problemas reales.

- MODULO DE ELASTICIDAD.

De acuerdo a la figura, si el prisma de suelo se le aplica un incremento de esfuerzo normal, σ_z , se deformará una cantidad ΔH en la dirección en que el esfuerzo aumento. El incremento directo de la deformación $\Delta \epsilon_z$, se halla por la expresión al calce de la fig.

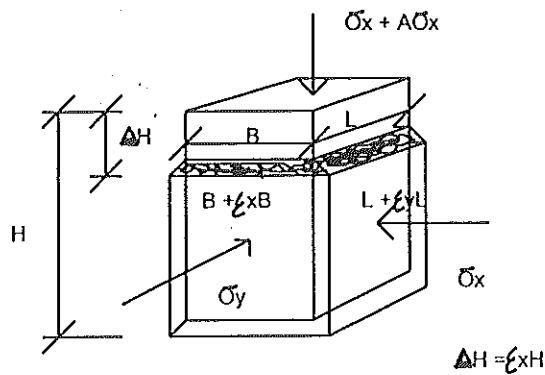
$$\Delta \epsilon_z = \frac{\Delta \sigma_z}{\sigma_z}$$

esto se representa corrientemente en una curva esfuerzo-deformación, la relación entre el incremento de esfuerzo y el incremento de deformación que se produce es el MODULO DE ELASTICIDAD " E ", la expresión es:

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$$

geoméricamente ésta es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación. El módulo de elasticidad de la mayoría de los suelos no es constante en todo el régimen posible de esfuerzo, ni tampoco, es el mismo para el área cargada que para un área descargada.

- MODULO DE POISSON.



Deformación producida por aumento de la carga axial.

El incremento de esfuerzo $\Delta \sigma_x$, también produce una deformación ó combadura en las dimensiones laterales de ΔB y ΔL , las deformaciones laterales correspondientes ϵ_x y ϵ_y . La relación entre las deformaciones laterales y directa es el MODULO DE POISSON, " v ".

$$v = \frac{-\epsilon_x}{\epsilon_y}$$

los valores del módulo pueden ser obtenidos del suelo con facilidad, pero el significado de los valores obtenidos tienen que ser considerados con cuidado puesto que pueden variar con el tiempo; con respecto a aquellos aplicables bajo condiciones sin drenaje. Esto es especialmente importante para los suelos donde este módulo sería determinado experimentalmente utilizando condiciones que se esperan operen durante el terreno, mientras se desarrollan trabajos de ingeniería.

3.0 TEORIAS DE ANALISIS.

Los suelos, como la mayoría de los materiales sólidos, rompen por tracción o por corte. Las tensiones de tracción pueden causar la abertura de grietas, pero en la mayoría de los problemas de ingeniería solo la resistencia a la rotura por corte merece ser considerada.

- DIAGRAMA DE ROTURA DE MOHR Y ECUACION DE COULOMB.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto se alcanza una combinación crítica bajo distintos estados de sollicitación. De acuerdo a los principios de la mecánica, la tensión normal y la tangencial en un plano perpendicular al plano de la tensión principal intermedia, e inclinado en un ángulo α cualquiera del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor, vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$p = 0.5 (p_1 + p_3) + 0.5 (p_1 - p_3) \cos 2 \alpha$$

$$t = 0.5 (p_1 - p_3) \operatorname{sen} 2 \alpha$$

en un sistema de coordenadas, cuyo eje horizontal corresponde a las tensiones normales y el vertical a las tensiones tangenciales o de corte, dichas ecuaciones representan puntos situados sobre una circunferencia con centro en el eje de las abscisas, representación está que se conoce como DIAGRAMA DE MOHR. Se pueden también escribir expresiones similares para las tensiones normales y de corte que actúan sobre planos que contienen la tensión principal intermedia, estando sus componentes determinadas por las coordenadas de los puntos contenidos por las circunferencias dibujadas en punteado de la figura, como en el ensayo triaxial usual la tensión principal actúa en la dirección vertical y la presión de cámara es a la vez tensión intermedia y menor, entonces, el diagrama de Mohr se reduce a la circunferencia exterior que corresponde a las tensiones principales mayor y menor p_1 y p_3 , esta circunferencia se conoce como la CIRCUNFERENCIA DE TENSIONES.

Las coordenadas en un punto, como el D, situado sobre la circunferencia de tensiones, representan la tensión normal y la de corte que actúa la tensión principal mayor. De la geometría de la figura se observa que el ángulo al centro AOD es igual a 2α .

Siempre que las tensiones principales p_1 y p_3 , correspondan al estado de rotura de una probeta, por lo menos uno de los puntos de la circunferencia de tensiones debe representar una combinación de la tensión normal y de la corte que conduce a la rotura en algún plano a través de ella.

Cuando se conducen una serie de ensayos y se dibujan, para cada uno de ellos, las circunferencia de tensiones que corresponden al estado de rotura, al menos un punto de cada circunferencia representa la combinación tensión normal y de corte asociada con la rotura. Si el número de ensayos aumenta indefinidamente y el material es homogéneo e isótropo, resulta evidente que la envolvente se conoce como la línea de rotura o la línea de resistencia intrínseca y, para un material dado, depende de las condiciones específicas que

corresponden a la serie de ensayos ejecutados. De la geometría de la figura se puede ver que para cualquier circunferencia de rotura:

$$2\alpha = 90^\circ + \phi$$

por consiguiente, el ángulo entre el plano en que se produce la rotura y el plano de la tensión normal principal mayor es:

$$\alpha = 45 + \phi/2$$

en general, la línea intrínseca de rotura obtenida de una serie de ensayos, ejecutados con un suelo dado, bajo un conjunto también dado de las condiciones, es curva, no obstante puede con frecuencia ser aproximada por la línea recta de la ecuación:

$$\tau = s = c + p \tan \phi$$

c = cohesión del material.

está expresión se conoce como la ECUACION DE COULOMB. En ella el símbolo τ , que representa la tensión de corte, se reemplaza por s , conocida como la RESISTENCIA A LA ROTURA ó LA RESISTENCIA AL CORTE, a causa de que los puntos de la línea intrínseca se refieren específicamente a estados de tensión asociados con la rotura.

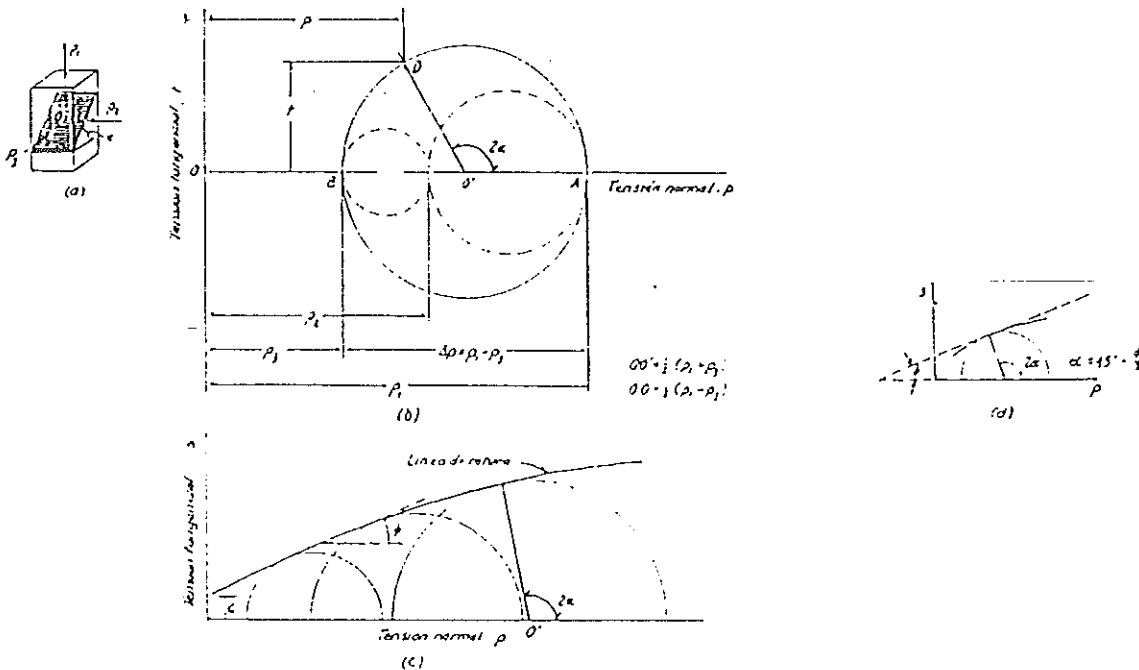
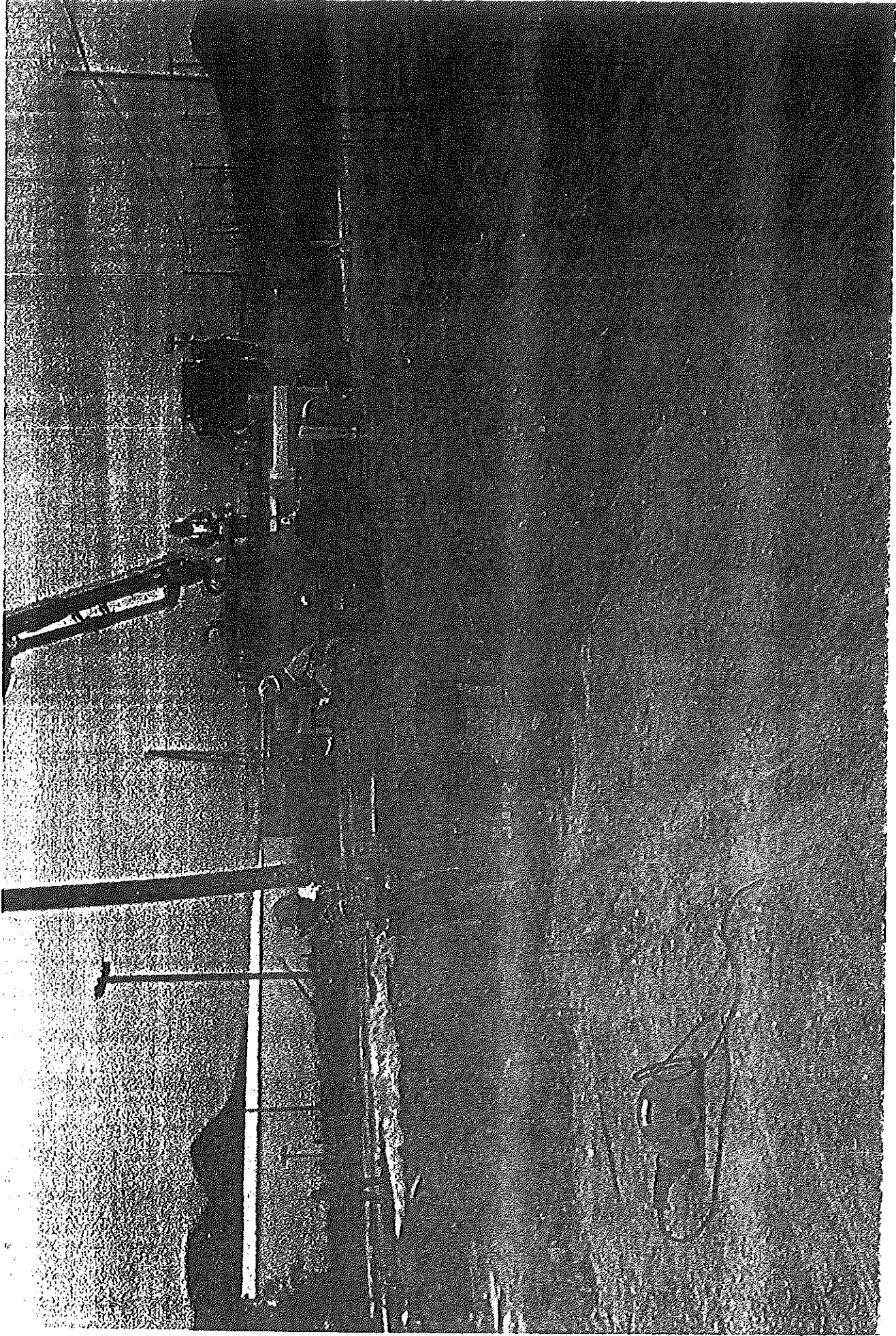


Diagrama de Mohr y envolvente de rotura. A) tensiones principales y plano inclinado sobre el que actúan las tensiones normales y tangenciales p y t ; B) circunferencia de tensiones; C) envolvente de rotura de una serie de circunferencia de rotura; D) rotura.



COLADO Y VIDRADO DE UN PILOTE EN SITIO.

- ANALISIS DE KARL TERZAGHI.

La teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de suelos los resultados de la Mecánica del Medio Continuo. La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción.

Es posible quizá sea la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos. La expresión cimiento poco profundo se aplica a aquel en el que el ancho B del cimiento es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante, Df). En esta condición Terzaghi desprecia la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo.

Habiendo hecho estas consideraciones Terzaghi desarrolló la siguiente expresión conocida:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma}$$

donde q_c , es la presión 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_{γ} son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de ϕ o ángulo de fricción interna del suelo y se denominan "FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA", debidas a la Cohesión, a la sobre carga y al peso del suelo respectivamente.

- EXPRESION PARA LA FALLA LOCAL.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de "c", y de " ϕ " para efectos de cálculo, así asigno los siguientes valores:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad \text{y} \quad \tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

o sea, asigna al suelo una resistencia de las dos terceras partes de la real.

en definitiva, la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por la expresión:

$$q_c = 0.66 c N_{c'} + \gamma D_f N_{q'} + 0.5 \gamma B N_{\gamma'}$$

las expresiones expuestas se refieren únicamente a cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas sólo para cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

- APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI A SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.

Para un suelo puramente cohesivos y en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga toman los siguientes valores:

$$N_c = 5.7 \quad N_q = 1.0 \quad N_{\gamma} = 0.0$$

lo que nos queda:

$$q_c = 5.7 c + \gamma D_f$$

donde q_c , es la resistencia a la compresión simple del material, y esta es válida para cimientos de longitud infinita.

- MODIFICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI PARA UN SUELO COHESIVO SATURADO.

Terzaghi establecio que la expresión normal total debería sustituirse por la presión intergranular de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, ó sea, la presión efectiva, no es total sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones, entonces tenemos:

$$q_c = c + (\sigma' - u_n) \tan \phi$$

en donde " u_n ", representa la presión neutra en el agua. Es modificación hecha por Terzaghi toma en cuenta por primera vez la trascendental influencia del agua contenida en el suelo.

- SKEMPTON Y SU TEORIA.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, según la cual:

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

la diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale siempre 5.7, sino que varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento.

Por otra parte, en los casos de suelos heterogéneos estractificados debe manejarse con cuidado el término γD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante 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 sobre carga distribuída en la superficie del suelo.

- EXPRESION PROPUESTA POR MEYERHOF.

La expresión a que llega finalmente al desarrollar la teoría de Meyerhof es la siguiente:

$$q_c = c N_c + p_o N_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma}$$

en la que el símbolo " p_o " son los esfuerzos normales correspondientes al efecto del material.

Las diferencias estriban en p_o , en que ahora no es simplemente igual a γh y en los tres factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_{γ} , que son diferentes en valor numérico a los que se maneja con la teoría de Terzaghi. El propio Meyerhof ha sustituido su planteamiento original teórico por otro diferente publicado más recientemente, fundamentado sobre todo en el conocimiento empírico. En su nuevo trabajo Meyerhof vuelve, para el caso de cimientos superficiales a una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi.

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma}$$

los coeficientes N_c , N_q y N_{γ} empero, son ahora diferentes, Meyerhof, para el caso de los cimientos superficiales muy largos conserva los factores de N_c y N_q que fueron primeramente usados por Prandtl en 1920.

4.0 CAPACIDAD DE CARGA.

Habiendo supuesto que resulta práctico construir un tipo de cimentación determinado, bajo las condiciones que prevalecen en el lugar, es necesario juzgar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problemas. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar, porque el suelo sean incapaces de soportar la carga. Por otra parte, el suelo de apoyo pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparado, que la estructura puede agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo y se llama falla por capacidad de carga. El del segundo tipo está asociado a las características de la relación esfuerzo-deformación del suelo, y se conoce como asentamiento perjudicial. En realidad, los dos tipos de mal comportamiento frecuentemente están tan íntimamente relacionados, que la distinción entre ellos es completamente arbitraria. En muchos problemas prácticos pueden investigarse los dos tipos de mal comportamiento separadamente, como si fueran causas independientes.

En cada uno de los artículos siguientes, se considera los factores y parámetros que intervienen en estas dos condiciones, se describen los métodos para determinarlos y se proporciona un ejemplo, finalmente se proporcionan conclusiones generales de diseño y recomendaciones de aplicación de los métodos expuestos.

- PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO DE CORTE.

En general se acepta que la resistencia al corte "s", de un suelo se exprese por la ecuación de Coulomb antes presentada:

$$s = c + p \cdot \tan \phi$$

además, se considera que todos los suelos poseen cohesión y fricción interna, sin embargo, existen dos casos límites:

a) las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión en las que la carga de ruptura se produce para un valor de :

$$s = p \cdot \tan \phi$$

b) las arcillas blandas, las que se comportan como si o fuesen igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo y por lo tanto:

$$s = c$$

La *cohesión* se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la fricción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

El *ángulo de fricción interna* es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

-DETERMINACION DEL ESFUERZO DE CORTE.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo se pueden obtener de diferentes maneras las cuales a continuación se describen.

-Resistencia al Esfuerzo Cortante " S ".

Los métodos más usuales de medir " s " en el campo son, en el orden de frecuencia probable, los siguientes:

- a) Prueba de Penetración Estandar (SPT).***
- b) Prueba de la veleta para el esfuerzo cortante.***
- c) Cono o sonda estática.***
- d) Manómetro.***

aquí solo se hablará de la prueba de penetración estándar (SPT), y de la prueba de la veleta para el esfuerzo cortante por ser los métodos de más uso en esta región. Esto no quiere decir que debemos excluir a los demás métodos, que en cualquier momento nos pueden ser útiles en el estudio de los suelos que vayamos a analizar.

a) Prueba de Penetración Estandar (SPT)

Los métodos de percusión como lo es el SPT, es uno de los más ampliamente usados; en los suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer mediante correlaciones entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos datos acerca de la resistencia al esfuerzo cortante de dichos suelos, no así de los suelos plásticos, en dichos suelos la prueba permite adquirir una idea tosca debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse cuando se deforman bajo esfuerzo cortante bajo condiciones no drenadas.

La utilidad e importancia mayores de la SPT, como ya lo mencionamos, radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos sobre todo arenas, que permite relacionar aproximadamente la compacidad relativa del material, el ángulo de fricción interna ϕ y el valor de la resistencia a la compresión simple " s ", con el número de golpes necesarios N para que el penetrometro estándar logre entrar en el estrato de suelo en estudio.

Para obtener estas relaciones basta realizar la SPT en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables a las que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados, haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. De las correlaciones existentes la más notable es la que se basa en los valores de N obtenido, mostrada en la tabla sig.

Arenas (Bastante Segura)		Arcillas (Relativamente Insegura)	
Número de Golpes por 30 cm, N	Compacidad Relativa	Número de Golpes por 30 cm, N	Consistencia
0-4	Muy suelta	Menos de 2	Muy blanda
4-10	Suelta	2-4	Blanda
10-30	Media	4-8	Media
30-50	Compacta	8-15	Firme
Más de 50	Muy compacta	15-30	Muy firme
		Más de 30	Dura

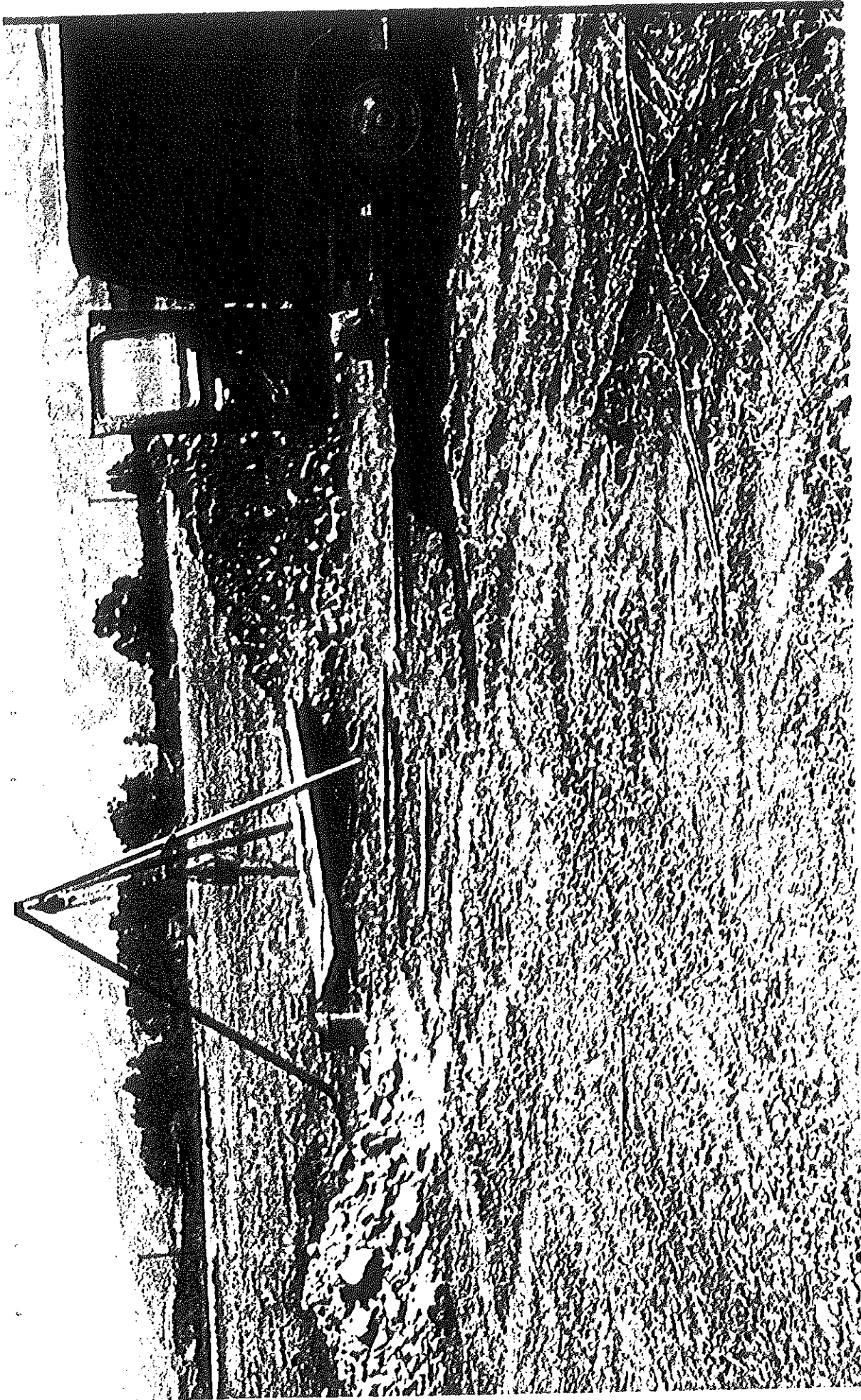
Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelo a partir de la Prueba de Penetración Estándar.

Número de golpes por 30 cm, N	Resistencia al esfuerzo cortante " s ", Kgs/cms
0-2	0.05-0.12
2-4	0.12-0.25
4-8	0.25-0.50
8-15	0.50-1.00
15-30	1.00-2.00

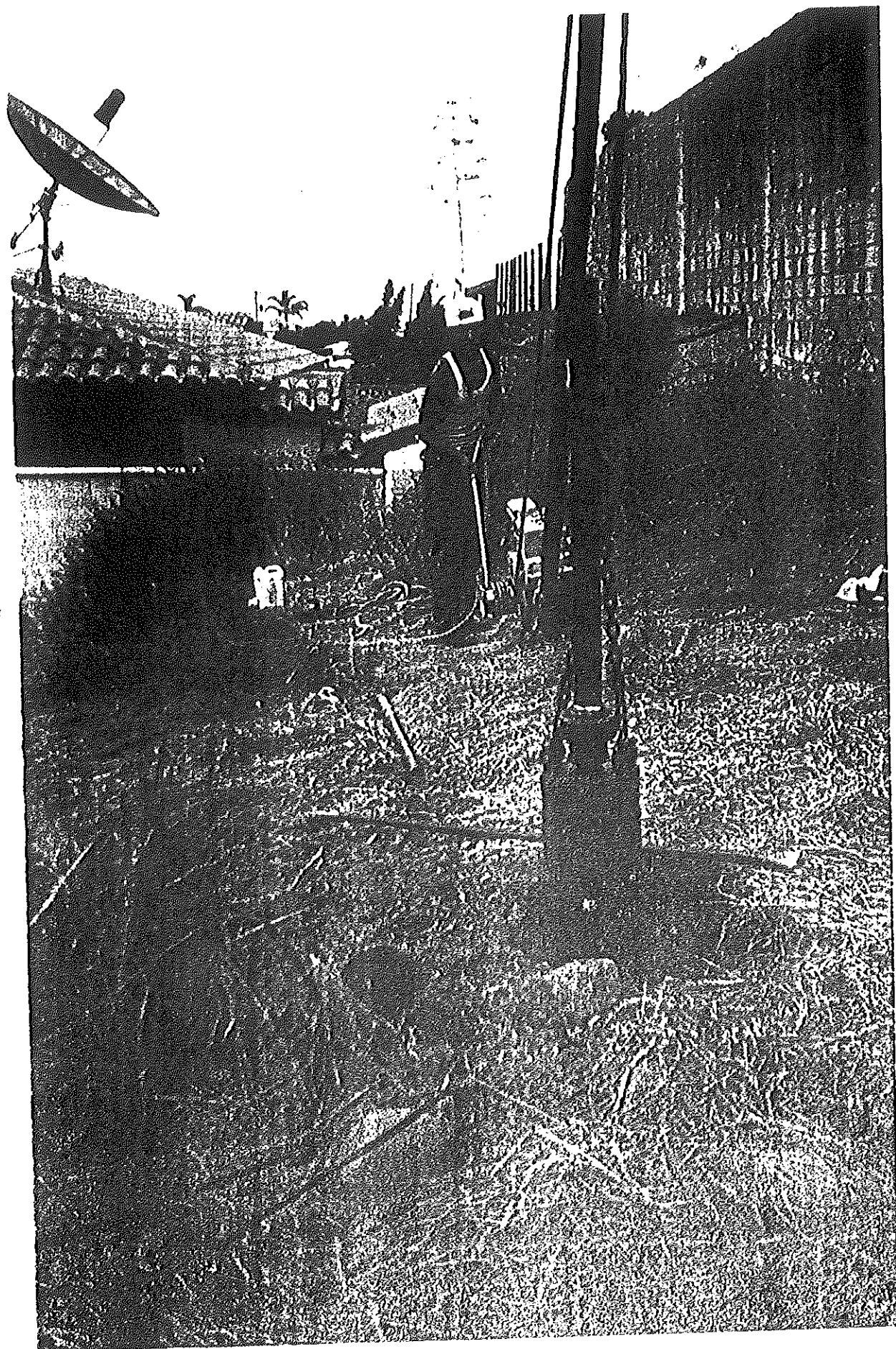
Correlación entre el número de golpes obtenidos por la prueba STP y la resistencia al esfuerzo cortante " s ", en suelos plásticos.

Es interesante hacer notar que las correlaciones obtenidas para la resistencia al esfuerzo cortante data de los años cuarenta a la fecha, no se ha hecho ningún esfuerzo por mejorarla, es posible que se considere que el esfuerzo no vale la pena por ser tan general. Pero a pesar de ser poco rigurosa, la prueba STP se recomienda porque ayuda a dividir al subsuelo en formaciones de resistencia diferentes.

Sin embargo, la variación de los resultados de un caso aislado en relación a los valores relativamente conservadores dados en la tabla, puede ser muy grande, y es preferible hacer comparaciones directas con los resultados de otras pruebas apropiadas en cada uno de ellos. La correlación dada para los suelos plásticos sólo puede considerarse como una consideración tosca, pero para los friccionantes, con frecuencia es lo suficientemente segura para permitir el uso de los valores de N en el proyecto de las cimentaciones.



PENETROMETRO ESTANDAR.



PENETROMETRO ACCIONADO POR UN MOTOR ROTATORIO

En las arenas saturadas, finas o limosas; compactas o muy compactas, los valores de N pueden ser normalmente grandes, debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, en condiciones no drenadas, por lo tanto, en estos suelos los resultados de las pruebas de penetración deben interpretarse conservadoramente. Además, en el valor de N de los suelos sin cohesión influye en cuanto a la profundidad a la que se hace la prueba, debido al mayor confinamiento producido por la presión de sobre carga, los valores de N al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores que las que realmente existen.

El error más común en conexión con la prueba STP en arena o limo ocurre, sin embargo, cuando se hace debajo del nivel freático. Si se permite que el nivel del agua, en el sondeo sea inferior al freático, lo que fácilmente puede ocurrir, por ejemplo, cuando se saca rápidamente las barras de perforación se crea un gradiente hidráulico ascendente en la arena que esta debajo del sondeo. En consecuencia, la arena puede convertirse en movediza y su compacidad relativa puede reducirse bastante. Por lo tanto, el valor de N puede ser muy inferior al correspondiente a la compacidad relativa de una arena inalterada.

En las arcillas muy sencibles, la prueba STP puede conducir a la adquisición de un concepto falso de la consistencia . Además es una prueba demasiado cruda para que se justifique su uso, ni siquiera para obtener valores numéricos aproximados que representen la resistencia de las arcillas saturadas blandas o muy blandas.

Por otra parte, la facilidad de penetración del muestreador no sólo depende de la resistencia del suelo, sino también, de su compresibilidad. Así, un suelo cohesivo resistente con una elevada proporción de aire, puede tener un valor de N sustancialmente inferior al de un suelo igualmente resistente, pero saturado, en el que los vacíos no puedan sufrir colapso al avanzar el muestreador. Aunque la prueba de STP no puede considerarse como método refinado, y completamente seguro de investigación los valores de N dan utiles investigaciones preliminares de la consistencia o de la compacidad relativa de la mayor parte de los depósitos del suelo.

La información en algunos casos inclusive es suficiente para el proyecto final.

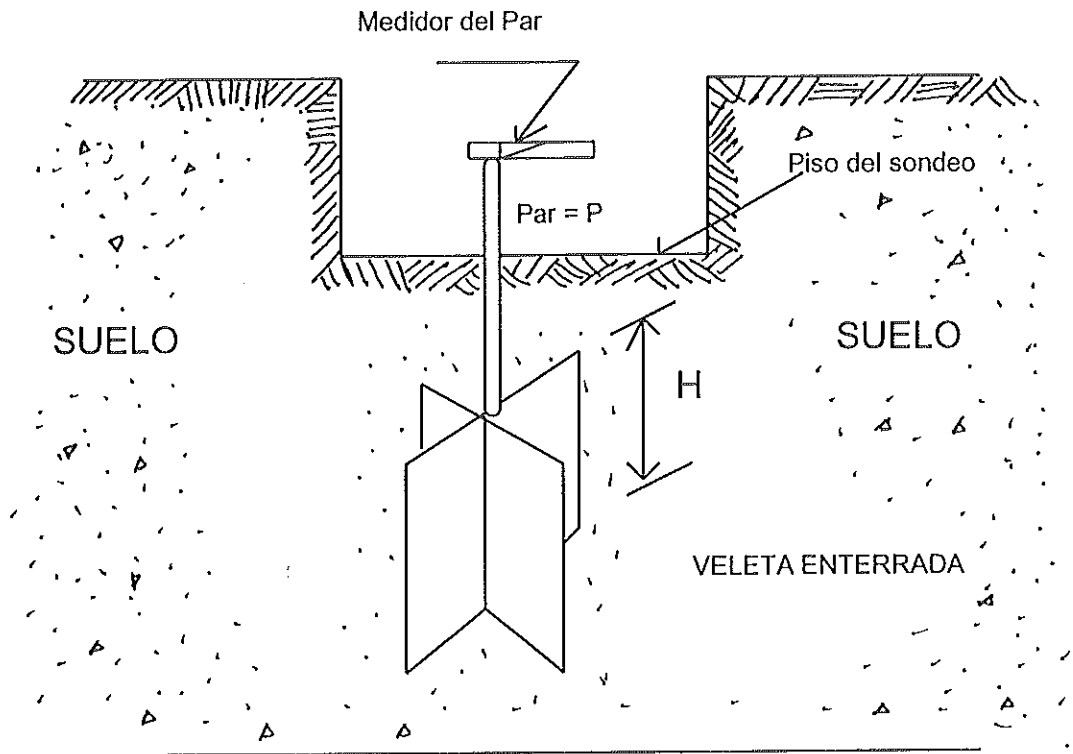
b) Prueba de la Veleta para el Esfuerzo Cortante.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable; la de realizarse directamente sobre los suelos in situ, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza.

La alterabilidad de los suelos sujetos a la prueba dista, sin embargo, de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual vayan a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, cuyo extremo inferior está ligado a la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijas.

Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Generalmente la operación de hincado se

facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba vaya de realizarse, la parte inferior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo.



La resistencia al corte del material cohesivo y suave se obtiene por medio de la fórmula:

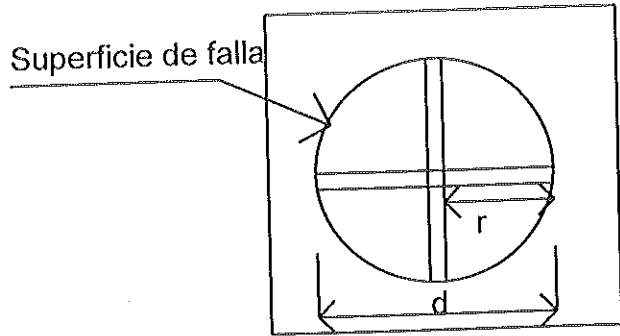
$$s = \frac{P}{rr d2 (0.5H + 0.16d)}$$

en la que:

P = par o momento, aplicado en el material, en Kg-cm. Es un momento o par de rotura aplicado.

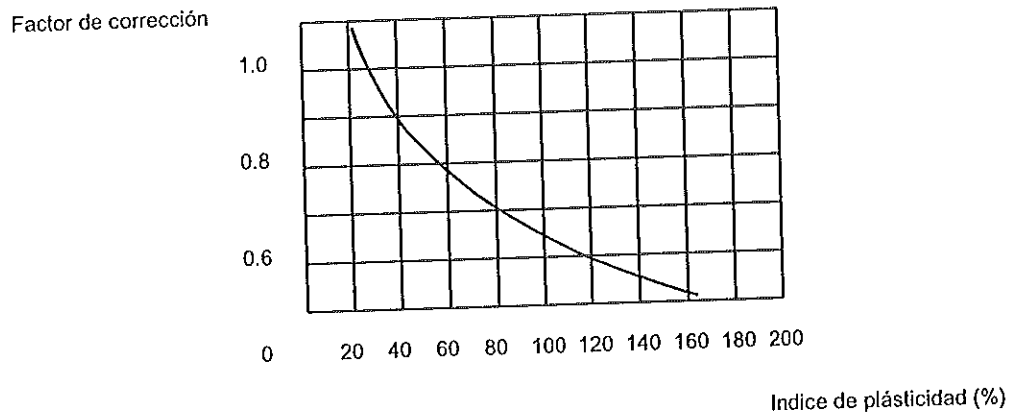
H = altura de las placas rectangulares de la veleta, en cm.

d = anchura de las placas en cm. de la veleta.



Radio de acción de una veleta.

El valor de "s", obtenido por medio de la prueba de la veleta para el esfuerzo cortante resultante se debe corregir aplicando un factor empírico cuyo valor depende del índice de plasticidad para el caso de las arcillas.



El valor de este factor empírico se determinó a partir de casos reales que implicaban una falla en la base, dividiendo, en cada caso, la resistencia calculada con un análisis anterior entre la resistencia medida con la prueba de la veleta. La necesidad de este factor de corrección surge del hecho de que las pruebas duran tan solo unos minutos, en tanto que una falla en un problema real dura semanas o meses. Puede decirse que la mayoría de los casos la prueba de la veleta es sólo aplicable a materiales de falla plástica del tipo de arcillas blandas. En las arenas, aún sueltas, la veleta modifica, al ser introducida la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación imposible.

- Medición de " s " en el Laboratorio.

La planificación de la prueba de resistencia en el laboratorio generalmente es precedida por una división del subsuelo, en capas de propiedades relativamente uniformes; de cada capa se obtiene muestras inalteradas representativas y por cada muestra se calcula el esfuerzo cortante. Las pruebas para la medición de " s ", por regla general se llevan a cabo en estas muestras aplicando uno de los métodos siguientes (en el orden de frecuencia probable):

- a) Prueba de Compresión Simple.*
- b) Prueba Triaxial Lenta con consolidación y con drenaje.*
- c) Prueba Triaxial de Compresión sin consolidación ni drenaje.*
- d) Prueba Triaxial de Compresión con consolidación sin drenaje.*
- e) Prueba de Compresión Triaxial en suelos friccionantes.*

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho; las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan los esfuerzos en dos direcciones son iguales los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, con bases metálicas. En las bases de las muestras se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de un tubo plástico. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

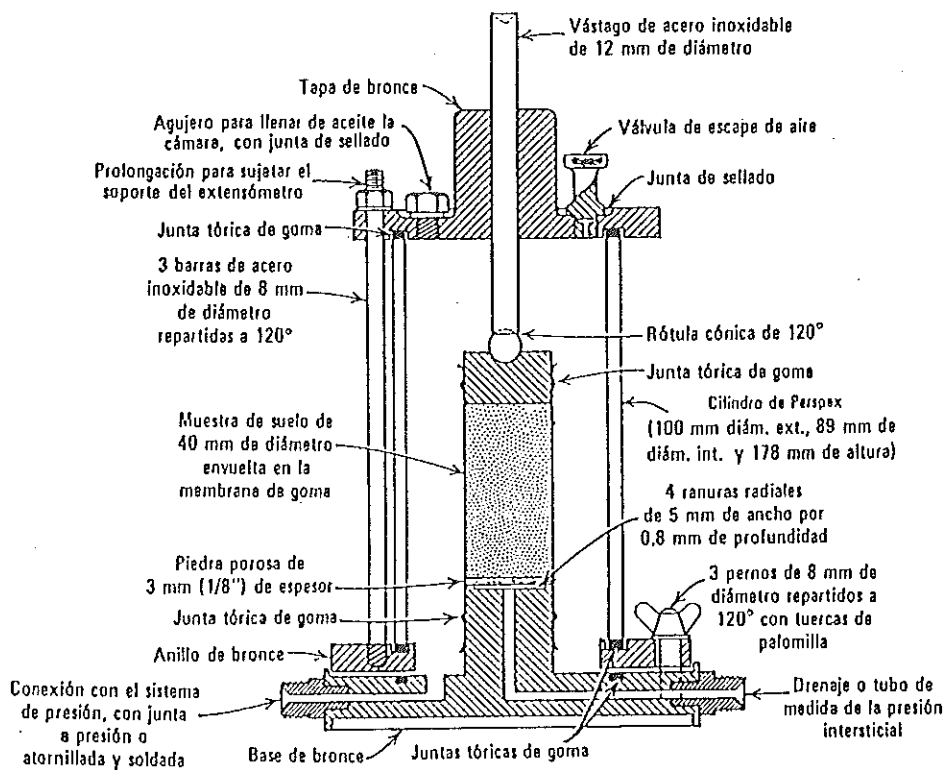
Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos que serían las Pruebas de Compresión y las de Extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original del espécimen disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Una prueba de compresión puede tener, evidentemente, varias modalidades de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen puede hacerse disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo (naturalmente este método exige ajustes en la carga transmitida por el vástago, para mantener la misma presión axial) o, finalmente,

aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente; la más común de las pruebas de este tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantienen constante.

Correspondientemente, las pruebas de extensión pueden tener también varias modalidades. En estas pruebas, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial, pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen. En la segunda modalidad, la presión axial se hace permanecer constante, pero se hace aumentar la presión dada en el agua. Finalmente, en la tercera modalidad posible, se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral; en este tipo de prueba también es muy usual que la disminución la presión axial sea, en cada variación de carga aplicada, doble del aumento de la presión lateral, buscando una vez más, que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantenga.



Sección de una cámara triaxial típica. (Según Bishop y Hrnkel, 1962)

La siguiente descripción de las pruebas mencionadas se hace con base en la más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por aplicación de una carga a través del vástago.

-Prueba de compresión simple (Cs).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

-Prueba lenta, con consolidación y con drenaje (L).

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (oc), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

-Prueba rápida, sin consolidación y sin drenaje (R).

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

-Prueba rápida-consolidada, con consolidación y sin drenaje (R).

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática oc , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo oc llega a ser efectivo (oc), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permite cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el período de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece

no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos en forma de presión neutral; ello ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos ni las razones que la gobiernan.

-Pruebas de compresión triaxial en suelos friccionantes.

en suelos puramente friccionantes, tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión triaxial arriba mencionadas encuentran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación; aun si se trabaja con muestras alteradas la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío. La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral σ_c por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe. El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compacidad relativa del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

Los resultados obtenidos mediante estos métodos se grafican utilizando el diagrama de Mohr descrito en la sección tres, c (cohesión) y ϕ (ángulo de fricción interna) se determinan de la envolvente obtenida de los diagramas, más adelante se presentará un ejemplo donde veremos la forma de graficarlos e interpretarlos.

- Determinación de c' , ϕ' y u .

Los parámetros " c' " y " ϕ' ", se refieren a los esfuerzos intergranulares. El ángulo " ϕ' " se llama ángulo de fricción intergranular ó ángulo efectivo de fricción. Ambos términos se refieren al hecho de que un esfuerzo normal puede producir resistencia a la fricción sólo en el grado en que actúa sobre los componentes sólidos del suelo; el resto del esfuerzo no tiene posibilidad de generar fricción porque actúa sobre agua y gas. (criterio de los esfuerzos totales).

El concepto de c' y ϕ' , es fundamental y universalmente; se aplica a arenas como arcillas, así como, a suelos saturados y no saturados, a volumen constante y no variable y finalmente con o sin drenaje

En la mayoría de los casos c' y ϕ' se determinan mediante pruebas de laboratorio hay tres maneras comunes de llegar a obtenerlos, las pruebas triaxiales de compresión con consolidación y drenaje, las pruebas triaxiales de compresión con consolidación y sin drenaje con medición de presión de poro y las pruebas de corte directo con drenaje. Los valores de c' y ϕ' se obtienen de las envolventes de mohr encontradas, en el caso de las pruebas triaxiales ó de las gráficas de resistencia vs esfuerzo normal, en el caso de las pruebas de corte directo.

Los métodos de campo no se prestan para la medición de c' y ϕ' , con la excepción de los suelos verdaderamente sin cohesión, donde se puede tener un valor aproximado de ϕ' observando el ángulo de reposo bajo condiciones secas o de inmersión, en tal caso $c' = 0$ y $\phi' = \text{ángulo de reposo}$.

Se llega ahora a la determinación de " u ", su valor es igual a la suma de la presión hidrostática debajo del nivel freático (se considera que no existe filtración expuesta en el exterior) " u_0 ", más el cambio " Δu " provocado por los esfuerzos del suelo inducidos por la carga superficial:

$$u = u_0 + \Delta u$$

de estas u_0 se determina observando la elevación del nivel freático durante y poco después de las investigaciones de campo. No obstante, Δu depende de varios factores que no siempre se pueden evaluar. El caso más fácil surge en relación con los suelos gravo-arenosos de fácil drenado, donde la presión de poro se disipa poco después de la aplicación de la carga de modo que en todo momento Δu es casi cero. En contraste, en los suelos arcillosos, las presiones de poro aumentan a medida que se carga la superficie del suelo y u crece hasta que alcanza su valor máximo.

u varía con la ubicación y el tiempo, dependiendo de los factores siguientes:

- a) cambios en los esfuerzos del suelo inducidos por la carga superficial.
- b) u provocado por cambios en los esfuerzos del suelo.
- c) Velocidad de disipación de la presión de poro.

un procedimiento racional de predecir u en los suelos arcillosos requiere del manejo paso a paso de estos tres factores.

- Análisis de Skempton para obtener u .

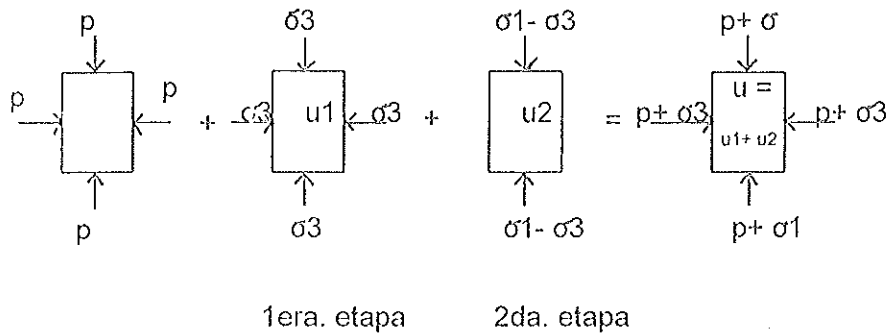
Esta teoría desarrolla por Skempton conocida con el nombre de Teoría de los Coeficientes A y B de presión neutral. La cual tiene la finalidad de determinar la presión neutral desarrollada en una muestra de arcilla cuando varían los esfuerzos totales σ_1 y σ_3 y es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en pruebas rápidas-consolidadas.

Skempton propone la fórmula:

$$u = B[\sigma_3 + A (\sigma_1 - \sigma_3)]$$

como medio para la valuación de u . los coeficientes A y B , que aparecen en la expresión pueden obtenerse experimentalmente en una prueba rápida-consolidada y σ_3 y σ_1 se escogen, en general, de manera que representen el cambio de esfuerzos principales que tenga lugar en el problema bajo estudio.

Considérese un elemento de suelo en equilibrio bajo una presión exterior p ejercida en todas direcciones; se considera a la muestra totalmente consolidada bajo esa presión, o sea, obra sobre la estructura del suelo. Si los esfuerzos varían se tendrá un incremento σ_1 en el esfuerzo vertical y otro, σ_3 , en el esfuerzo lateral. Estos incrementos de esfuerzo pueden considerarse aplicados en dos etapas.



Etapas consideradas en la variación de los esfuerzos actuantes en un elemento de suelo. En la primera etapa se sujeta al elemento a un incremento de presión σ_3 , igual en todas direcciones; en la segunda etapa, actúa un esfuerzo desviador $\sigma_1 - \sigma_3$. Esos incrementos de esfuerzo exterior producirán en el elemento las presiones neutrales Δu_1 y Δu_2 , respectivamente.

El coeficiente B se define como la relación que existe entre el aumento de presión neutral en la primera etapa y el aumento de esfuerzo exterior en esa etapa:

$$B = \frac{\Delta u_1}{\sigma_3}$$

el coeficiente A , análogamente, se define con la expresión:

$$A = \frac{\Delta u_2}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

los coeficientes A y B pueden analizarse también teóricamente de la siguiente forma:

en la primera etapa, al aplicar σ_3 , el esfuerzo efectivo comunicado a la estructura del suelo es:

$$\Delta \bar{\sigma}_3 = \Delta \sigma_3 - \Delta u_1$$

Si c_e representa la compresibilidad de la muestra del suelo, es decir, la deformación volumétrica unitaria por unidad de presión actuante, el decremento de volumen de un volumen V_m de suelo está dado por:

$$\Delta V_m = c_e V_m (\Delta \sigma_3 - \Delta u_1)$$

por otra parte, si c_f es la compresibilidad del conjunto fluido, agua + aire, que ocupa los vacíos del suelo y n la porosidad de éste, el mismo decremento V_m podrá también expresarse:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_1$$

pues lo que la masa de suelo se comprime debe ser precisamente lo que se comprima el conjunto agua + aire que ocupa sus vacíos, igualando se obtiene:

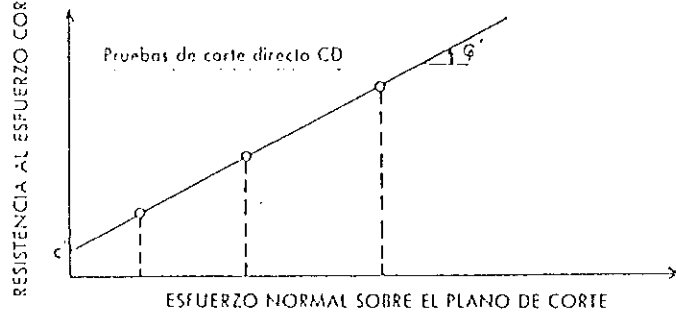
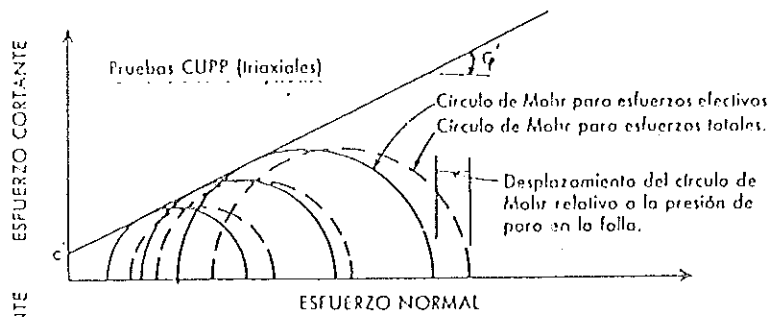
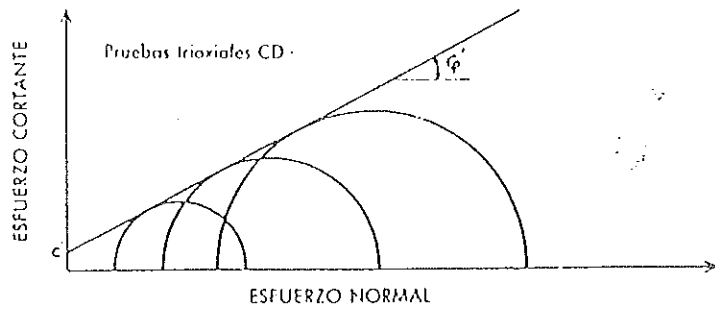
$$c_e (\Delta \sigma_3 - \Delta u_1) = c_f n \Delta u_1$$

$$B = \frac{\Delta u_1}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + n(c_f/c_e)}$$

en suelos totalmente saturados c_f es mucho menor que c_e , pues el agua es prácticamente incompresible, por lo que B debe resultar igual a 1. Por el contrario, en un suelo totalmente seco c_f es mucho mayor que c_e , pues el aire es mucho más compresible que la estructura del suelo, por lo que B debe resultar muy cercano a cero, en suelos parcialmente saturados B varía entre cero y uno dependiendo del grado de saturación. Skempton reporta una arcilla en que, para $G_w < 80\%$, el coeficiente B se mantiene menor que 0.2, pero para grados de saturación arriba del 80%, la variación se hace muy abrupta, creciendo B muy rápidamente.

Para un suelo dado el coeficiente A varía con los esfuerzos y las deformaciones. En la tabla siguiente aparecen algunos valores experimentales de A , medidos en el instante de la falla de muestras del suelo mencionado.

TIPO DE ARCILLA	A
Arcilla de alta sensibilidad	3/4 a 1 1/2
Arcillas normalmente consolidadas	1/2 a 1
Arcillas arenosas compactadas	1/4 a 3/4
Arcillas ligeramente consolidadas	0 a 1/2
Gravas arcillosas compactadas	-1/4 a 1/4
Arcillas fuertemente preconsolidadas	-1/2 a 0





5.0 PARAMETROS PARA LA DETERMINACION DE LOS ASENTAMIENTOS.

- ASENTAMIENTO.

Cuando actúa una carga vertical sobre la superficie del terreno, se presenta asentamiento. Esto no es del todo sorprendente porque, como se sabe por mecánica, el esfuerzo provoca deformación y la aplicación de la carga provoca desplazamiento. Se debe recordar, sin embargo, que el suelo se puede asentar por razones diferentes a las cargas externas las cuales pueden ser:

- a) consolidación por su propio peso,
- b) desecación natural o debida a algún proceso industrial,
- c) inundación,
- d) ataque químico,
- e) descomposición orgánica natural o a causa de algún agente externo,
- f) hundimiento regional provocado por el bombeo de agua, petróleo o gas natural,
- g) sismos, voladuras o vibraciones,
- h) alivio de esfuerzos,
- i) bombeo de agua para alguna construcción cercana,
- j) erosión subterránea o derrumbes.

El asentamiento provocado por las cargas superficiales se atribuye tradicionalmente, a las causas siguientes:

ASENTAMIENTO ORIGINAL, se debe al cambio en los esfuerzos cortantes en la masa del suelo. Esta deformación es análoga a la flexión de una viga; ocurre con la rapidez, el volumen del cuerpo que soporta la carga permanece virtualmente inalterado. A medida que el área cargada se asienta, la superficie alrededor de esta se eleva en una cantidad que equilibra el volumen de hundimiento.

COMPRESION INMEDIATA, también conocida como compresión inicial, se observa en los suelos no saturados debida a una reducción rápida del volumen de vacíos. Los esfuerzos a la compresión la provocan y va acompañada por un rápido incremento de los esfuerzos efectivos.

COMPRESION O CONSOLIDACION PRIMARIA, se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables. Es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de las presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen. A medida que avanza la consolidación, se disipan las presiones de poro. La consolidación primaria comienza justo después de la compresión inicial y termina por definición cuando las presiones de poro son insignificantes.

COMPRESION O CONSOLIDACION SECUNDARIA, la causa es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes. Esta fase comienza cuando las presiones de poro se vuelven aproximadamente cero y se supone que continua para siempre. Se debe a la deformación lenta de los contactos entre las partículas de arcilla, que se encuentran bajo la influencia de los esfuerzos cortantes, creados por un sistema de esfuerzos desiguales. Sin embargo, se cree que las arenas y otros suelos granulares no están sujetos a consolidación secundaria.

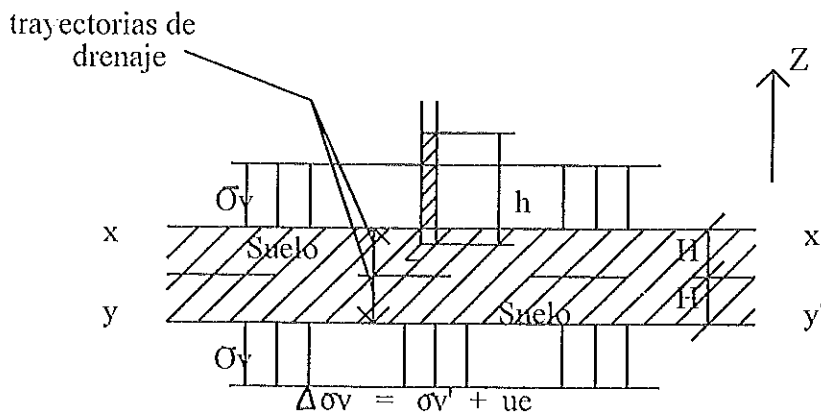
DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL, asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento; se debe al ajuste continuo respecto al cambio de esfuerzo cortante bajo esfuerzo efectivo.

El deslizamiento superficial (creep) se debe a la deformación plástica de los contactos entre las partículas de arcilla. Se cree que los suelos granulares no experimentan deslizamiento superficial.

Generalmente se supone que de estas cinco causas que contribuyen al asentamiento, las cuatro primeras se pueden precedir como entidades separadas mediante estimación y, luego, sumarlas para tener el gran total. En los casos en que una o más se dejen fuera, usualmente se permite una tolerancia en los cálculos para que explique la omisión. La quinta causa generalmente no se maneja, no tratando de predecir su valor, sino tratando que no ocurra.

- Teoría de Terzaghi, de la Consolidación.

Considérese una capa o dovela horizontal de suelo homogéneo y saturado, de baja permeabilidad, donde el esfuerzo vertical se acaba de incrementar en $\Delta\sigma_v$. Ver figura, como el agua es casi de 1000 a 10 000 veces menos compresible que el suelo, la estructura del suelo cederá, dejando virtualmente que toda la presión aplicada sea tomada por el agua en los poros. El agua de los poros a presión será forzada a desplazarse a las superficies superior e inferior, representada por xx' e yy' en la figura. El agua en la mitad superior del suelo (espesor H) drenará hacia xx' , en tanto la que se encuentra en la mitad inferior del suelo (también espesor H) drenará hacia yy' , siendo H la trayectoria máxima de drenaje. A medida que emigra el agua, la presión de poro disminuirá, pero en todo momento:



en donde $\Delta\sigma_v'$ es el cambio en el esfuerzo transmitido a la estructura del suelo (esfuerzo efectivo o intergranular) y u_e es el exceso de la presión de poro o presión restante. Inmediatamente después de la carga $\Delta\sigma_v' = 0$ y $u_e = \sigma_v$.

$\Delta\sigma_v'$ se incrementa progresivamente y u_e disminuye hasta que al final, $\Delta\sigma_v' = \Delta\sigma_v$ y $u_e = 0$.

A medida que u_e disminuye por el drenaje del agua, el suelo se comprime.

La ecuación que correlaciona u_e , z y t es:

en donde,

$$cv = \frac{k}{mv \gamma_w}$$

cv es igual al coeficiente de consolidación y está en unidades de $(\text{longitud})^2/\text{tiempo}$ y se supone que es constante, k es el coeficiente de permeabilidad en la dirección vertical, mv es el coeficiente de compresibilidad volumétrica y γ_w el peso volumétrico del agua.

Las ecuaciones anteriores se asocian con la emancipación de la mecánica de suelos, de la situación de la información empírica vagamente conectada, a la de una rama de la ciencia de la mecánica, la cual es capaz de análisis matemáticos rigurosos. Estas ecuaciones, desde que por primera vez fueron propuestas por Terzaghi (1923) han modificado profundamente la práctica y la enseñanza de la ingeniería de suelos aunque, en ocasiones, de manera adversa. Las condiciones de fronteras aplicables al problema de la fig. requieren de que en todo momento u_e sea cero a lo largo de xx' e yy' , máxima en la parte media, y de valores intermedios entre la parte media y las capas superior e inferior. Asimismo la deformación máxima a lo largo de xx' e yy' y mínima en la parte media. En cualquier tiempo particular t , la compresión total del elemento de suelo de espesor $2h$, dividida entre su compresión última, da el "grado promedio de consolidación" designado con U . U es cero en el momento de la aplicación de la carga ($t = 0$) y se incrementa con t , aproximándose asintóticamente al valor máximo de uno.

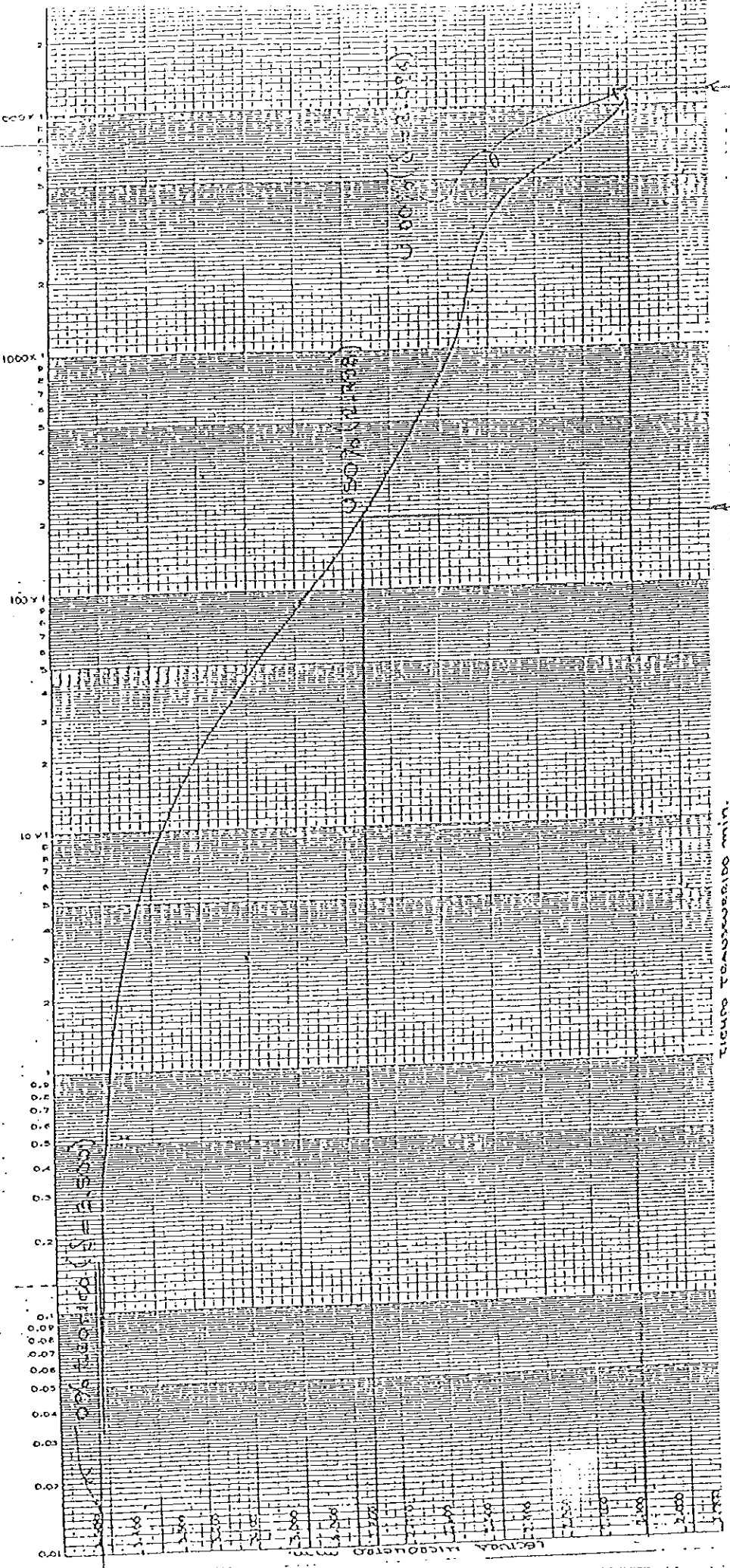
La solución de la ecuación de correlación se expresa convenientemente en la forma

$$U = f(T_v) = f\left\{\frac{cv}{H^2} t\right\}$$

en donde H es la mitad del espesor de la capa o trayectoria máxima de drenaje, y T_v es un factor de tiempo adimensional. La relación de U a T_v dada en la ecuación de correlación ilustra y resume la teoría de consolidación de Terzaghi.

Esta relación se demuestra en una gráfica grado de consolidación U vs factor de tiempo T_v a escala semilogarítmica.

INVESTIGAÇÃO DA TUBA CONDENSADORA DE RESERVA 1.º. INCREMENTO $D = 1.000 \mu$ $D = 0.000 \mu$



$t_{100} = 1145 \text{ min.}$

$t_{50} = 200 \text{ min.}$

tiempo transcurrido min.

Lectura microscopio (mm)

- Determinación de los parámetros.

Habiendo obtenido la relación entre U y Tv, sólo se necesita saber como determinar Tv. De la ecuación:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t$$

si se pudiera determinar el valor de cualquier expresión por la cual se multiplica t en la ecuación, luego para cada t se podría encontrar Tv, y conociendo Tv, se podría encontrar U. Para lograr esto existen dos maneras posibles. Determinar cv mediante pruebas de consolidación utilizando las gráficas de compresión contra tiempo, o estimar los valores de mv y k.

La primera es más simple porque requiere sólo de pruebas de laboratorio. La segunda es más compleja porque se debe basar tanto en la prueba de consolidación de laboratorio (para determinar mv) como en la prueba de permeabilidad de campo (para determinar k); no obstante es mucho más apropiada para predecir la velocidad de asentamiento en los problemas reales.

Una vez que se conoce cv, para la arcilla, puede usarse la ecuación para Tv y la gráfica grado de consolidación vs factor de tiempo, para hacer la gráfica de la relación teórica del tiempo al asentamiento, o la consolidación primaria para cualquier estructura situada arriba del estrato de arcilla.

Tomando como base los datos de la prueba de consolidación, el coeficiente de permeabilidad k de la muestra durante cualquier incremento de carga dado, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$k = c_v \& w mv$$

en la ecuación presentada, puede valuarse el coeficiente de compresibilidad volumétrica mv como:

$$mv = \frac{\Delta n}{\Delta p} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \frac{1}{p_1 - p_0}$$

$$mv = \frac{1}{1 + e_0} \frac{e_0 - e_1}{p_1 - p_0} = \frac{av}{1 + e}$$

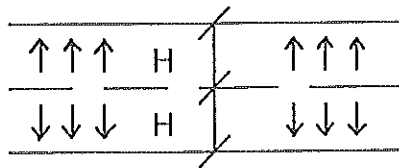
en la que:

$$av = \frac{e_0 - e_1}{p_1 - p_0}$$

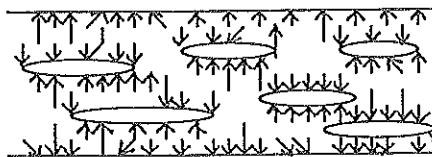
el coeficiente de compresibilidad se define como la relación entre el cambio en la oquedad y el cambio en los esfuerzos efectivos para el incremento de carga dado.

Ahora bien, habrá que hacer algunas acerca de los valores de k y H . En cuanto a k , se ha observado que los valores derivados de las mediciones de campo pueden ser mucho mayores que los resultados de las pruebas de laboratorio. Las formaciones sedimentarias y especialmente los depósitos fluviales irregulares, se componen frecuentemente de capas de arcilla de baja permeabilidad que están intercaladas con vetas de limo y de arena de mucho mayor permeabilidad. Debido a su poco espesor, las vetas no siempre se distinguen durante las investigaciones de campo y, además, pueden existir inclusiones extensas de material permeable que se pasan por alto debido a que se localizan totalmente entre los sondeos. Asimismo pueden estar presentes raíces y otros restos orgánicos descompuestos relativamente permeables.

Asimismo, existen dificultades al determinar el valor de H . Originalmente H se definió como una mitad del espesor de la capa de suelo en consolidación, ya que se había establecido que era igual a la longitud de la trayectoria máxima de drenaje dentro del suelo. Este hecho se basó en la suposición de que el suelo es homogéneo, en cuyo caso las trayectorias de flujo serían como las mostradas en la siguiente fig. a,



las flechas señalan las trayectorias de drenaje del agua, según se supone en la derivación de la teoría de Terzaghi, pero de hecho, el flujo podría ser algo como lo mostrado en la fig. b,



en esta figura se muestra como podría ocurrir en un problema de campo. (A qué es igual H),

donde la longitud máxima de la trayectoria de drenaje a través de la arcilla es mucho menor que la mitad del espesor geométrico del suelo compresible. Considerando que H se encuentra elevada a la segunda potencia, la posibilidad de subestimar T_v por ignorar el efecto de las trayectorias tan cortas, como las de la fig. b se vuelve aún más crítica.

Las incertidumbres en k y H se pueden abordar mediante uno de los métodos siguientes:

- H se conoce por los sondeos, de modo que k también se debe medir en el campo a fin de incluir el efecto del material permeable.
- k se conoce por las pruebas de campo, pero uno no está seguro en cuanto a H .
- No hay seguridad en cuanto a la relación k/H^2 .

De las tres posibilidades, la primera es la más conveniente y la última la que tiene menos artificios. En el primer caso se puede tomar la teoría de consolidación y predecir utilizando c_v que se calculó mediante la expresión . En el segundo de los casos o tercer caso uno está forzado a rechazar toda la teoría de consolidación y, en lugar, adoptar el método puramente empírico de un relleno de prueba para las predicciones de tiempo.

Otro punto que se debe tomar en cuenta, es que k disminuye durante la consolidación, a causa de que los poros a través de los cuales fluye el agua se vuelven más pequeños. En las pruebas de consolidación en laboratorio, el valor de c_v , el cual es proporcional a k , se observa frecuentemente que disminuye en un factor de 2 o más. Las pruebas de permeabilidad en campo realizadas antes y después de la consolidación han indicado, sin embargo, una disminución de k de hasta casi 10 veces.

- Consolidación Secundaria.

La curva de consolidación obtenida para un incremento de carga dado en una prueba de consolidación difiere de la relación teórica en las etapas avanzadas del proceso. Mientras que la curva teórica se aproxima a una asíntota horizontal correspondiente a 100 por ciento de consolidación, la curva real se aproxima a una tangente inclinada con una pendiente aproximadamente constante, si el tiempo se dibuja a escala logarítmica, la porción del asentamiento total que se produce de acuerdo a la ecuación presentada por Terzaghi y con las suposiciones en que ésta se basa se llama consolidación primaria. El asentamiento adicional se llama consolidación secundaria.

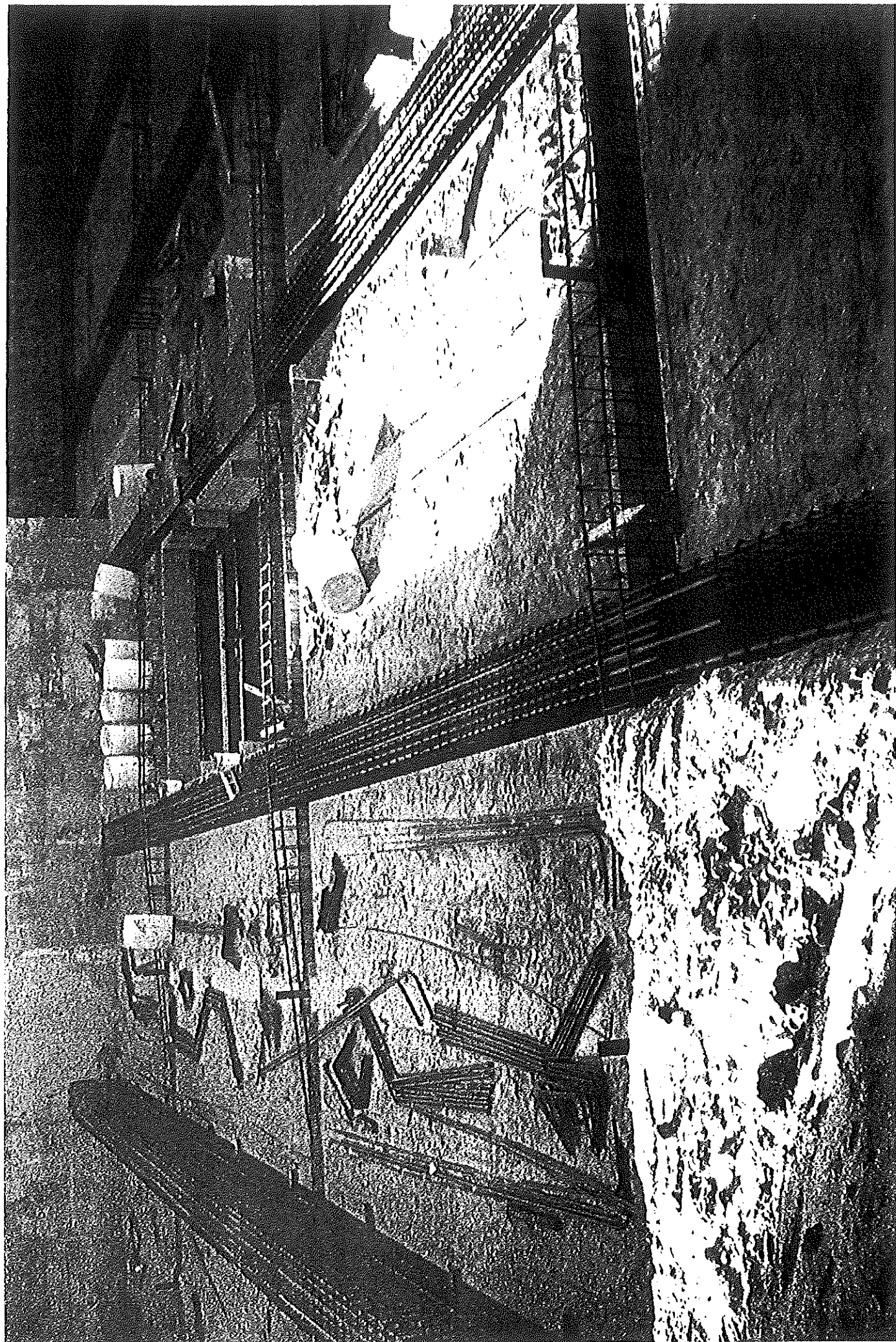
La rapidez de la consolidación secundaria puede expresarse por el coeficiente de consolidación secundaria:

$$C = \frac{C_t}{1 + e_0}$$

C_t es, entonces, igual a la pendiente de la porción recta de una curva $e - \log p$, y es conocido como el índice de compresión secundaria. Numéricamente, es igual al valor de e para un ciclo del tiempo en la curva.

El valor de C_t para los suelos compresibles normalmente consolidados aumenta, en general, con la compresibilidad y, por lo tanto, con el contenido de agua. Aunque la amplitud de variación de los valores para una humedad dada es extremadamente grande, la relación da un concepto del límite superior de la rapidez del asentamiento secundario, que puede anticiparse si el depósito está normalmente consolidado, o si el esfuerzo añadido por la construcción propuesta va a exceder apreciablemente la carga de preconsolidación. Es probable que la rapidez sea mucho menor si la arcilla está intensamente preconsolidada, o si el esfuerzo después de la carga, es comparado con la presión de sobrecarga previamente existente. En la rapidez, también influye el tiempo durante la cual haya actuado la carga, la existencia de esfuerzos cortantes, y el grado de alteración de las muestras.

Los efectos de estos factores diversos todavía no se han valuado adecuadamente.



- Módulo de Compresibilidad (Parámetro " D ").

Habiendo descrito la ecuación de Terzaghi de la consolidación para flujo vertical, la cual la habíamos considerado en función de T_v :

$$U\% = f(T_v)$$

donde T_v es igual a:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t = \left\{ \frac{k}{m_v \gamma_w} \right\} \frac{t}{H^2}$$

si $m_v = \frac{1}{D}$

donde $D =$ Módulo de compresibilidad, y sustituyendo en la ecuación para la obtención de T_v nos queda:

$$T_v = \left\{ \frac{D k}{\gamma_w} \right\} \frac{t}{H^2}$$

los dos parámetros D y m_v se refieren a la misma propiedad del suelo, D es el recíproco de m_v .

Excepto para las pruebas de campo a gran escala, la mejor manera de determinar D es efectuando las pruebas de consolidación en el laboratorio. Los métodos indirectos para estimar D con pruebas sencillas, como por ejemplo a partir del contenido de agua, que utilizan relaciones empíricas que dan sólo ordenes de magnitudes, las cuales se pueden utilizar para hacer estimaciones preliminares aproximadas del asentamiento, pero no para diseñar.

En la prueba de consolidación, por cada incremento en el esfuerzo vertical σ_v' cambia la deformación unitaria vertical de d . El valor de D correspondiente al promedio de los esfuerzos verticales iniciales y finales aplicados se calcula con:

$$D = \frac{d \sigma_v'}{\sigma_v'}$$

- *Coefficiente de Compresibilidad (Parámetro Cc)*

El método del módulo de compresibilidad es bastante obvio porque se desprende de una premisa común de mecánica, es decir, que la deformación unitaria es proporcional al cambio en el esfuerzo. Las razones del método del coeficiente de compresibilidad son, sin embargo, menos evidentes. Se basan en la teoría de que, en arcilla normalmente consolidada, la relación de vacíos varía linealmente con el logaritmo del esfuerzo de consolidación. Esta teoría está respaldada por los resultados de los experimentos y ha contribuido a la mecánica de suelos desde los años treinta.

La determinación del valor se hace apartir de la misma prueba de consolidación con la que se determina el parámetro D, pero los resultados se gráficán de manera diferente. La relación de vacíos e vs logaritmo de p , la gráfica debe generar una línea recta cuya pendiente tiene un valor absoluto de C_c .

El método más seguro de obtener C_c es efectuando las pruebas de consolidación y gráficando en seguida los resultados como se indico, donde C_c se define por la ecuación:

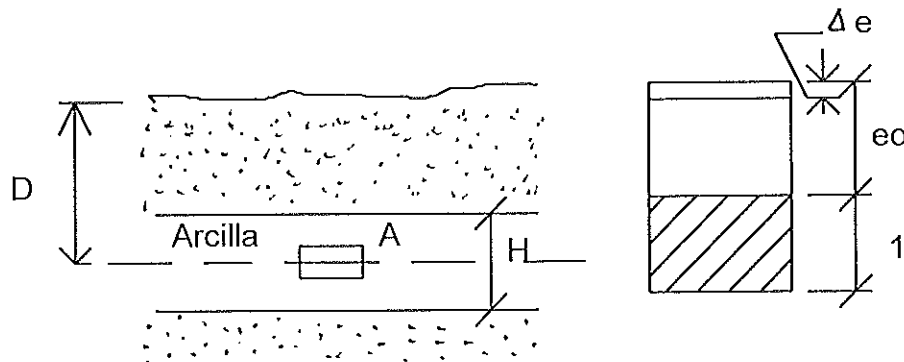
$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log \left(\frac{p_1}{p_0} \right)}$$

se ha descubierto (Skempton, 1944) que C_c está íntimamente relacionado al límite líquido de las arcillas sedimentarias normalmente consolidadas. La relación entre las dos cantidades es aproximadamente:

$$C_c = 0.009 (w_l - 10)$$

en la que w_l se expresa en porcentaje.

Ahora bien, de la fig.



se muestra una sección transversal de un manto de arcilla de espesor H , quedando la mitad de su espesor situado a la profundidad D , debajo de la superficie original del terreno. La presión efectiva originada en el punto A es igual a p_0 , y el aumento de presión es p . La relación de vacíos inicial de la arcilla es e_0 .

También se muestra un elemento prismático que contiene al punto A, puede suponerse que el elemento consiste de materia sólida, que tiene una altura igual a la unidad y un volumen de vacíos con una altura adicional equivalente a e_0 . La altura total del elemento e , por lo tanto, $1 + e_0$.

Si la relación de vacíos disminuye una cantidad Δe debido a la consolidación, la deformación unitaria del elemento es $\Delta e / (1 + e_0)$. Suponiendo que esta deformación unitaria es constante en todo el espesor del estrato de arcilla, la disminución de espesor del manto, o el asentamiento S arriba del punto A, lo da la ecuación:

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

esta ecuación es general siempre y puede usarse para calcular el asentamiento, siempre que se conozcan la relación de vacíos inicial y su cambio. Si la arcilla está normalmente consolidada, de acuerdo a la siguiente ec:

$$e = C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

sustituyendo esta cantidad en la ecuación para la obtención del asentamiento obtenida se encuentra la siguiente expresión para el asentamiento de la superficie del terreno arriba del punto A, debido a la consolidación de un manto normalmente consolidado de espesor H :

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Para la selección del tipo de cimentación más conveniente de acuerdo a las características mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos tanto totales como diferenciales, queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir los siguientes lineamientos en base a C_c .

a) Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad C_c menor a 0.20 y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados.

b) Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media C_c entre 0.20 y 0.40, para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación.

c) En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además, tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4

6.0 CONSIDERACIONES PARA CIMENTACIONES.

- Cimentaciones en arenas y gravas.

Si un cimiento de ancho B está desplantado a una profundidad Df dentro de un manto muy potente de arena o grava, la capacidad de carga de ese cimiento podrá estimarse haciendo uso de las fórmulas que proporciona la teoría de Terzaghi. Para el caso de un cimiento muy largo, dicha capacidad a la falla, será por lo tanto:

$$q_c = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_c$$

puede verse que, en esencia, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo en arena o grava depende de los siguientes conceptos.

a) la compacidad relativa de la arena, que se refleja en el valor del ángulo de fricción ϕ , por ello, en los valores de los factores de capacidad influye muy poderosamente en la capacidad de carga, pues N_c y N_q aumentan muy abruptamente cuando la capacidad de carga llega a valores altos. El mejor método práctico para determinar la compacidad relativa de un manto de arena es quizá la prueba de penetración estándar descrita anteriormente. Cuando se trate con arenas muy finas situadas bajo el nivel freático el valor de N dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor que el que se tendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. Los valores obtenidos en la prueba en estos casos (N') se corrigen según la expresión siguiente, propuesta por Peck, Hanson y Trotnburn.

$$N = 15 + 0.5 (N' - 15) = (N' + 15) / 2$$

la corrección anterior sólo se hace si $N' > 15$.

Finalmente, es de señalar que en los casos en que existan gravas o boleos en el suelo, los resultados de la prueba de penetración no suelen ser representativos de la compacidad de los mantos, pues uno de aquellos elementos puede detener el penetrómetro, aumentando ficticiamente el número de golpes. En estos casos la compacidad es mucho más difícil de determinar por métodos simples.

b) La posición del nivel de aguas freáticas. En general, el peso específico de cualquier arena no sumergida oscila entre límites muy próximos, sea la arena seca, húmeda y saturada. Pero si la arena está sumergida bajo el nivel freático. El valor de γ se reduce sensiblemente a la mitad, lo cual se refleja de inmediato en la capacidad de carga última obtenida. Así por ejemplo el valor de la sobre carga (obtenida) al nivel de desplante γ Df, deberá calcularse teniendo en cuenta la condición de ese material de modo, que se está parcialmente o totalmente sumergido, se adopte el valor de γ' .

c) La profundidad de desplante, Df, también influye en la capacidad de carga, no existe ningún criterio fijo para establecer apriorísticamente la profundidad de desplante que debe utilizarse en un proyecto dado, sin embargo, es posible mencionar algunas acerca de la profundidad específica. Por muy bueno que sea un terreno de cimentación, no conviene cimentar demasiado superficialmente, pues ello conduce a estructuras con poca

resistencia a fuerzas laterales; un valor del orden de 1.0 mts. debe verse como un mínimo recomendable; este valor pudiera rebajarse a otro del orden de 0.50 mts. en caso de que el suelo fuera extraordinariamente firme y la estructura ligera.

El diseño de una cimentación poco profunda construída sobre suelos friccionantes es particularmente complicado cuando se atiende al aspecto de asentamientos de la estructura.

El asentamiento de una zapata desplantada en arena dependerá, como es natural, de las características esfuerzo-deformación de esta, en especial de la rigidez que presenta a los esfuerzos cortantes, la cual depende del confinamiento del material y de su propia compacidad. El primer concepto aumenta en forma toscamente lineal con la profundidad en una arena, por lo que la mencionada rigidez seguirá una ley más o menos similar. Teniendo en cuenta que, como se dijo, el peso específico de una arena sumergida es del orden de la mitad del no sumergido, puede concluirse que el asentamiento bajo una zapata en arena sumergida se duplicará aproximadamente respecto al valor en la misma arena no sumergida, debido a que la presión de confinamiento en el primer caso depende del valor γ en vez del de γ_m y por ello la rigidez del material al esfuerzo cortante se reduce prácticamente a la mitad.

A igual presión de contacto de una zapata en arena, el asentamiento crece al crecer el ancho de la zapata, si bien, con bastante lentitud; la razón es que la rigidez ante esfuerzos cortantes va siendo más grande.

- Arcillas homogéneas.

En lo referente al aspecto de capacidad de carga, las cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas, quizá la teoría de Skempton se la más completa para la aplicación del caso en estudio, pero la teoría de Terzaghi proporciona valores muy similares de la capacidad de carga. En cualquiera de los dos casos, la expresión a usar es del tipo de:

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

la capacidad de carga última depende ahora esencialmente de la cohesión del material y de la presión actuante al nivel de desplante (γD_f). El ancho del cimiento no interviene si se aplica la teoría de Terzaghi y su intervención es indirecta (a través de la relación de D/B) en la teoría de Skempton.

El valor de c puede obtenerse de una prueba triaxial rápida, que es la que mejor refleja dentro de un criterio de trabajo con esfuerzos totales, las circunstancias de la cimentación, en que la etapa inicial antes de la consolidación, suele ser la más crítica. Frecuentemente suele usarse como alternativa la prueba de compresión simple, algo más sencilla y rápida de ejecución; sin embargo, hay ciertos aspectos que hacen preferible la prueba triaxial rápida, cuando la disponibilidad de equipo y otros factores hagan posible su realización. En general la prueba de compresión simple proporciona valores de la resistencia del suelo (cohesión) algo inferiores a los de una prueba rápida; la razón estriba en la falta de soporte lateral que se tiene en una prueba de compresión simple, lo que hace que cualquier fisura o cualquier irregularidad estructural se refleje en el resultado de la prueba.

La capacidad de carga en arcillas homogéneas depende también, de la presión existente al nivel de desplante (γD_f). En este caso existe una diferencia importante en el cálculo, según la cimentación sea no impermeable, cuando el nivel de desplante este abajo del nivel freático. En el primer caso, al nivel de desplante se habrá aliviado al terreno en una presión que es total correspondiente a esa profundidad; por el contrario, en una cimentación permeable y por ello llena de agua hasta una altura igual a la del nivel freático, la descarga efectuada por la excavación no incluye a la presión del agua, por lo que el término γD_f , debe representar a la presión efectiva y así debe ser calculado, por ello deberá usarse el peso específico sumergido en la parte del suelo bajo el nivel freático, o bien deberá restarse a la presión total al nivel de desplante, la presión debido al agua en el mismo nivel.

Otro problema de las excavaciones en arcillas especialmente de las relativamente profundas, es el que se refiere a la estabilidad de los taludes de las mismas y a los movimientos verticales y horizontales que se producen en las zonas adyacentes a la excavación propiamente dicha.

Un aspecto muy importante en las cimentaciones poco profundas en arcillas es el relativo a los cambios volumétricos que ocurren en el suelo al variar su contenido de agua, estas variaciones proceden por lo general de períodos de stiaje y lluvias, aunque aveces son causados por factores más limitados, como riego de ciertas áreas o la existencia de hornos y calderas inadecuadamente aisladas. En áreas cubiertas de gran extensión el efecto es siempre más notorio en los bordes que en el centro, lo que se traduce en movimientos diferenciales que causan daños progresivos.

Los cambios volumétricos son máximos en la superficie del suelo y nulos en la profundidad correspondiente al nivel freático, cuando este no aparece dentro de la zona sujeta a cambios, la profundidad de esta zona es muy variable, dependiendo de los factores que provoquen la variación y de la naturaleza del suelo.

La profundidad de desplante deberá de quedar siempre bajo la zona sujeta a cambios volumétricos, cuando esta pueda ser determinada. Si esto último no es posible, el problema ha de ser resuelto con criterio y experiencia ceñidos a las condiciones locales.

En cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas el problema de asentamientos por consolidación suele ser un factor dominante en su comportamiento, de manera que la presión admisible desde el punto de vista de la resistencia del suelo queda limitada por el valor que produzca el máximo asentamiento tolerable para la estructura que desea cimentar.

Los asentamientos por consolidación se calculan recurriendo a la teoría de consolidación de Terzaghi ya expuesta, calculando los asentamientos que corresponden a cada elemento de la cimentación pueden obtenerse los asentamientos diferenciales, que son los que a fin de cuentas suelen interesar al proyectista de la estructura. En el cálculo del asentamientos por consolidación sólo deben intervenir las cargas muertas y las vivas permanentes, pues las cargas accidentales o transitorias actúan un tiempo pequeño en comparación al requerido para influenciar un proceso de consolidación.

- Cimentaciones en limos.

La prueba de penetración estandar suele utilizarse para determinar la consistencia de los limos, se considerará que si el número de golpes en la prueba es menor que 10 los limos son sueltos o suaves e inadecuados para soportar cimientos. Cuando N es mayor que tal límite se considera que el material puede servir para los efectos señalados y, en tal caso, la cimentación se calcula con los procedimientos indicados para las arenas, si el limo es no plástico. O con los procedimientos indicados para las arcillas si es plástico. En el caso de los limos normalmente consolidados bajo el nivel freático, los asentamientos constituyen un problema de importancia comparable al que se presenta en arcillas; su calculo puede hacerse a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi con base en las correspondientes pruebas de laboratorio.

En muchos limos, la resistencia al esfuerzo cortante es debida, además de la fricción entre las partículas a algo de cohesión producida por ejemplo, por un cementante. La mejor manera de determinar esa resistencia al esfuerzo cortante es recurrir a la realización de pruebas triaxiales, que permitan definir claramente la envolvente de resistencia del material. La prueba de compresión simple puede dar valores muy exagerados de la cohesión del material, a causa de la compresión existente entre las partículas, debida a la presión capilar del agua intersticial y que, por lo tanto, es una resistencia debida a la fricción. La contribución real de la cohesión y de la fricción producto de presión capilar puede ponerse de manifiesto en la prueba de compresión simple repitiendo esta con espécimenes totalmente sumergidos en agua, si el espécimen se derrumba o su resistencia es mucho menor que la del espécimen probado en el aire, quedará establecido que lo que aparentaba ser cohesión es, en realidad, resistencia por fricción desarrollada por tensión capilar en el agua.

- Cimentaciones en suelos estratificados.

Todas las teorías de capacidad de carga expuestas anteriormente, y aplicadas a diferentes casos expuestos son validas únicamente para suelos homogéneos; la estratificación plantea un problema de heterogeneidad en principio no resuelto.

Los casos más frecuentes de estratificación en la práctica son aquellos en que un estrato de arcilla firme se presenta sobre otro de arcilla suave poco resistente.

En estos casos, el efecto de la estratificación es una distorsión en la superficie de falla, que tiende a crecer en el estrato débil y a tener desarrollos mínimos en el más fuerte. Obviamente, para que lo anterior suceda es preciso que la frontera del estrato débil no este muy lejana del desplante del cimiento, en caso contrario, no se sabe muy bien cual es el efecto de la presencia del estrato débil, pero su efecto va haciendose de menor importancia, según la separación aumenta al grado que cuando la separación es del orden de $2|B$, el efecto de su presencia es prácticamente despreciable.

Si los estratos no son puramente cohesivos, en este caso la estratificación puede ignorarse, calculando la capacidad de carga del cimiento sobre un suelo ficticio homogéneo, obtenido promediando proporcionalmente valores de los parámetros de resistencia de los dos estratos. Sin embargo, para poder hacer esto es necesario que las características de los dos estratos no sean demasiado diferentes, en cuyo caso el promedio

no tiene sentido. Suele considerarse que ya no puede promediarse valores que difieren entre sí más de un 50% dentro de la profundidad significativa del cimiento.

-Resumen de Aplicaciones en base a la Teorías de Capacidad de Carga.

Resumiendo lo anteriormente expuesto, el criterio para señalar a una teoría como apropiada para un caso dado obedece tanto a la confiabilidad de la teoría en sí, de acuerdo con los resultados de sus aplicaciones prácticas, como a la sencillez de aplicación.

a) La teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite $D_f < 2B$.

b) La teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva ($c = 0$), sean superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de capacidad de carga en cilindros y pilotes.

c) Puede usarse la teoría de Meyerhof para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en arenas y gravas incluyendo cilindros y pilotes, aunque ejerciendo vigilancia cuidadosa, ya que en ocasiones se ha observado que proporciona valores muy altos con respecto a los prudentes.

7.0 ESTUDIO DE UN CASO.

El caso que sigue se selecciono tratando de ilustrar el objetivo del tema presentado, en el indicaremos los tipos de estudios realizados, los procedimientos utilizados, las recomendaciones hechas por la compañía que realizo los estudios, la toma de desición acerca de la cimentación y las condiciones que se presentaron durante su realización.

-Descripción del sitio del proyecto.

En julio de 1992 se iniciaron los trabajos para la construcción de la planta embotelladora La Victoria S. A de C. V., la cual se ubico en un terreno de 60,000 m² localizado en El Parque Industrial El Florido localizado al noreste de la Ciudad de Tijuana B. C., y a una elevación de 76.50 m. sobre el nivel medio del mar.

Cerca del sitio se encuentran varias fábricas máquiladoras de contenedores, los cuales son exportados a diferentes partes del continente. Una línea de Ferrocarriles Nacionales, así como también, dos canales a cielo abierto que capturan las corrientes intermitentes de unos arroyos colindantes con el lugar de la obra.

La actividad agrícola también predomina esta zona, ya que, cerca del lugar se dedican al cultivo de olivos como también de hortalizas.

El proyecto contemplo 24,313 m² de construcción distribuidos en cinco edificios, una nave de producción y almacenamiento de 19,110 m², un edificio de talleres de 2056 m², así como, oficinas administrativas de 1557 m² en dos plantas, un comedor en 396 m² y oficinas ejecutivas de 1200 m² en dos plantas. El resto de la superficie estará ocupada por jardinaría, áreas de maniobras, estacionamientos, una estación de servicio y accesos al complejo.

Las condiciones de diseño básicas para los edificios de producción y almacenamiento, así como, el de taller; incluyeron cargas activas, de vientos y sísmicas, además de cargas muertas. Algunas otras cargas que fueran estáticas, dinámicas o de naturaleza cinética serían consideradas como cargas auxiliares.

La cubierta de estos edificios debería de soportar 50 lb/ft² distribuidas uniformemente o una carga concentrada de un máximo de 200 lbs (sobre un área de 1' x 1') localizada en el centro del claro máximo.

La estructura estaría formada a base de marcos rígidoz capacez de soportar dichas cargas, así como, el peso adicional de un mezzanine ubicado dentro de la nave y en el área de producción. Los muros son de una combinación de concreto (muros tilt-up) y lámina de acero.

Los demás edificios se solicito se rigieran por el Reglamento de Construcción vigente en la zona.



UBICACION APROXIMADA
DE
PLANTA LA MESA
Y
PARQUE INDUSTRIAL EL FLORIDO

NOTA: Este mapa ha sido
extraído del mapa preparado
por INEGI, titulado
a escala 1:250,000 (Hoja I-11-II)

Mapa Regional (INEGI)

Para la cimentación se creyo conveniente esperar los resultados del estudio de suelos y en base a éste y las recomendaciones hechas por la compañía que lo iba a realizar tomar la mejor opción que satisficiera las condiciones del suelo y las solicitadas.

-Condiciones del Subsuelo.

La compañía contratista encargada del estudio se apoyo en la realización de 21 pozos a cielo abierto. En la planta anexa se señala la ubicación de cada uno de ellos, así como, la topografía del terreno.

Los sondeos se realizaron en forma escalonada a fin de realizar ensayos de Penetración Estandar y determinar los pesos volumétricos del material encontrado a diferentes profundidades, y a la vez facilitar la extracción de muestras alteradas y relativamente inalteradas para su análisis en laboratorio.

Los suelos descubiertos durante la exploración corresponden a un valle de moderada pendiente ascendente aproximadamente de noroeste a sureste en la que predominan los suelos aluviales, tal como se muestra en los perfiles estratigráficos anexos.

Se observo que ha estos suelos se les anteponen, una capa de arcilla de color café oscuro espesor máximo de un metro, que incluye en algunos casos una capa de material vegetal en su superficie, así como, rellenos artificiales producto de desechos de construcciones aledañas al lugar, el espesor de estos varió de 0.20 a 1.20 m. Está arcilla se clasifico como de alta plásticidad de mediana consistencia y demaciado porosa.

Subyace también una capa de color café claro constituida por arenas arcillosas de mediana a alta compacidad de un espesor máximo de 3.0 m. hacia el lado oeste mientras que hacia el este (aproximadamente del sondeo 12 al 20), este espesor se reduce e incluso en algunas zonas no aparece.

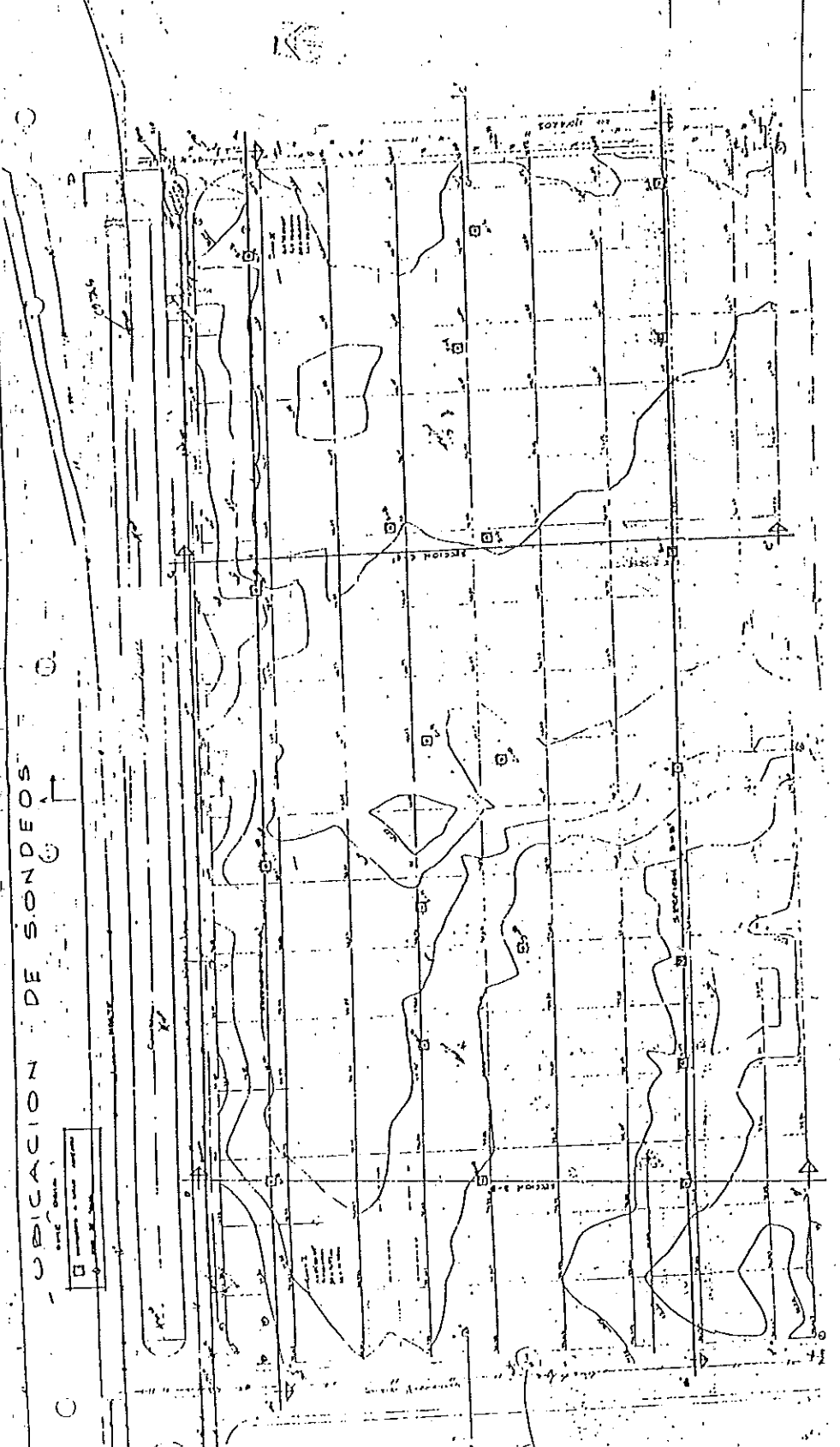
Al sobrepasar los anteriores se presentan los suelos aluviales, constituídos por mezclas de gravas en abundancia, arenas gruesas a medianas, boleos de hasta 16" de diámetro. Estos últimos se obssevarón al influir en el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) él cual apareció entre los 2.0 y los 3.5 m. Según se puede observar en los perfiles anexos.

Enseguida de los suelos aluviales se encontraron suelos de la formación San Diego (Formación Geológica localizada en el lugar) de color gris verdoso, muy compatos, generalmente descubiertos a profundidades del orden de los cuatro metros. Las máximas y mínimas profundidas logradas en la exploración fuerón de 4.80 y 2.70 m. respectivamente.

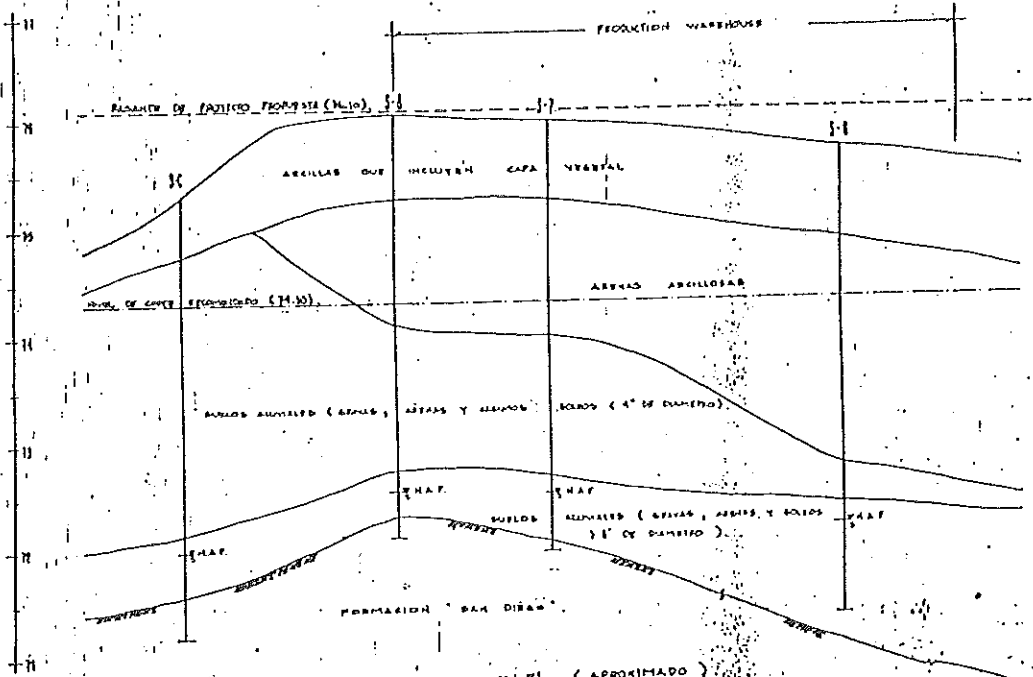
El nivel freático en esta zona se encontro demasiado alto, el cual es producto de las infiltraciones que forman la cuenca del arroyo Matanúco colindante con el terreno, la profundidad promedio a la que se encontro fue de 3.50 m.

UBICACION DE SONDEOS

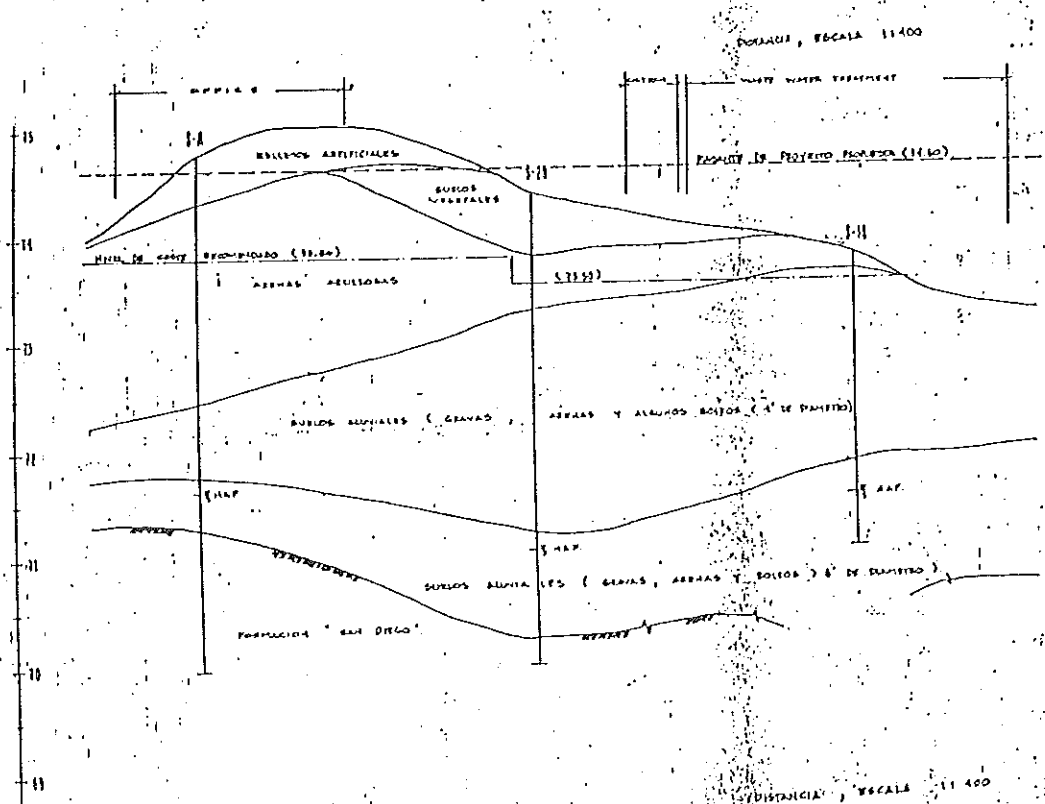
□ Sondeo
○ Punto de referencia



PERFIL ESTRATIGRAFICO E - E' (APROXIMADO)



PERFIL ESTRATIGRAFICO P-P' (APROXIMADO)



ELEVACION ESCALA 1:500

DISTANCIA, ESCALA 1:400

DISTANCIA, ESCALA 1:400

En vista del tamaño y las características de los suelos aluviales encontrados, así como, a la alta densidad de los mismos, el potencial de licuación se consideró muy bajo. En relación a los asentamientos se estimó que en base a los materiales encontrados éste sería de 2 cms considerando el tipo de estructura a utilizar en la realización de la cimentación.

Se anexan estudios de clasificación de los suelos encontrados.

-Recomendaciones realizadas para las Cimentaciones.

Tomando en cuenta que la estructura a apoyar serían marcos rígidos se recomendaron dos tipos de cimentación:

La primera utilizando zapatas aisladas, las cuales serían desplantadas a una profundidad mínima de 2.0 m referidas al nivel del terreno natural. Se consideró que a dicho nivel se podrían encontrar dos tipos de suelos, el clasificado como arena arcillosa (SC) según lo arrojado por las pruebas de laboratorio los cuales presentan compacidad medias.

Así también, los suelos a encontrar serían los depósitos aluviales, sobre todo en la zona este del terreno (aproximadamente a 1/3 de la superficie total del terreno, hacia el oeste).

En estos suelos se recomendó que sería necesario realizar un mejoramiento de por lo menos 1.0m. Compactándolo hasta alcanzar un peso volumétrico seco de 1950 kg/cm³ como mínimo.

La capacidad de carga que podrá utilizarse en el diseño se estimó de 14 ton/m², hasta menos de la mitad del ancho del cimiento lo cual provocará una reducción del 50%.

Debido a que el depósito aluvial se encuentra sobre la formación geológica San Diego y dada a la alta compacidad y consistencia que ofrece dicha formación era posible utilizar un sistema de cimentación que transmitiera la carga de la superestructura directamente a estos suelos por lo que se recomendó realizar pilotes en sitio, así mismo, se recomendó que estos se empotraran por lo menos un metro en la formación geológica.

El diámetro mínimo que se recomendó fue de 92 cms. Estos deberían ir ligados en la superficie mediante contrarabes para rigidizar a la estructura y a la vez apoyar los muros de concreto tilt-up, o en su caso, deberían utilizarse capitales los cuales serían el apoyo de estos muros.

Se señaló también que utilizando este sistema no hay necesidad de mejorar el suelo encontrado para el desplante de la superestructura. La capacidad de carga a utilizar sería de 85 ton. La longitud de estos variaría de acuerdo a los niveles establecidos para el desplante de los edificios.

CLASIFICACION DE SUELOS

FECHA : A 11 DE JUNIO DE 19 92

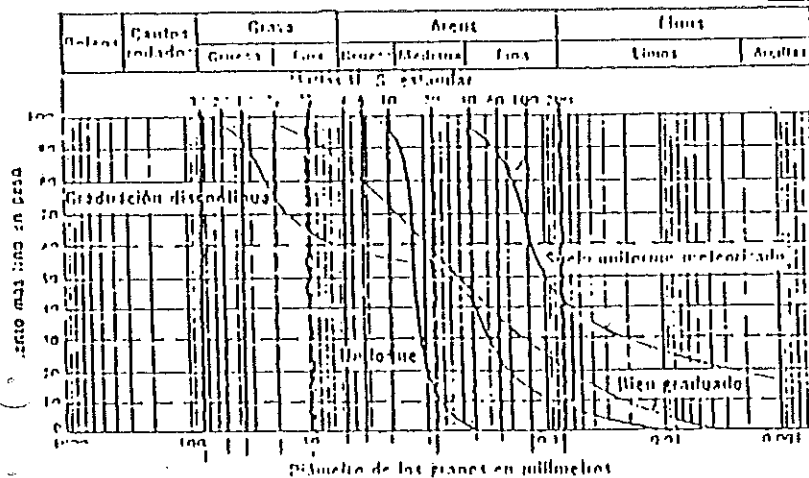
CLAVE DE LA MUESTRA : S1 - N2 P= 9

ESTUDIO : PARQUE INDUSTRIAL EL FLORIXO (COCA COLA)

C U A R T E O	L A V A D O
WT = 9,800 grs.	Wi = 292.6 grs.
Wf4 = 1943.4 grs.	Wf = 277.3 grs.
W-4 = 7856.6 grs.	ΔW = 15.3 grs.
GRAVAS = 20 %	FINOS = 05 %
ARENAS + FINOS = 80 %	

GRAVAS 20 % ARENAS 76 % FINOS 4 %

GRANULOMETRIA DE LAS GRAVAS				
NO. MALLA	PESO RET.	% RET.	%RET. A.	% PASA
2"	395.3	4	4	96
1 1/2"	127.4	1	5	95
1"	372.2	4	9	91
3/4"	265.9	3	12	88
3/8"	481.3	5	17	83
NO. 4	301.3	3	20	80
SUMA	1943.4	20		



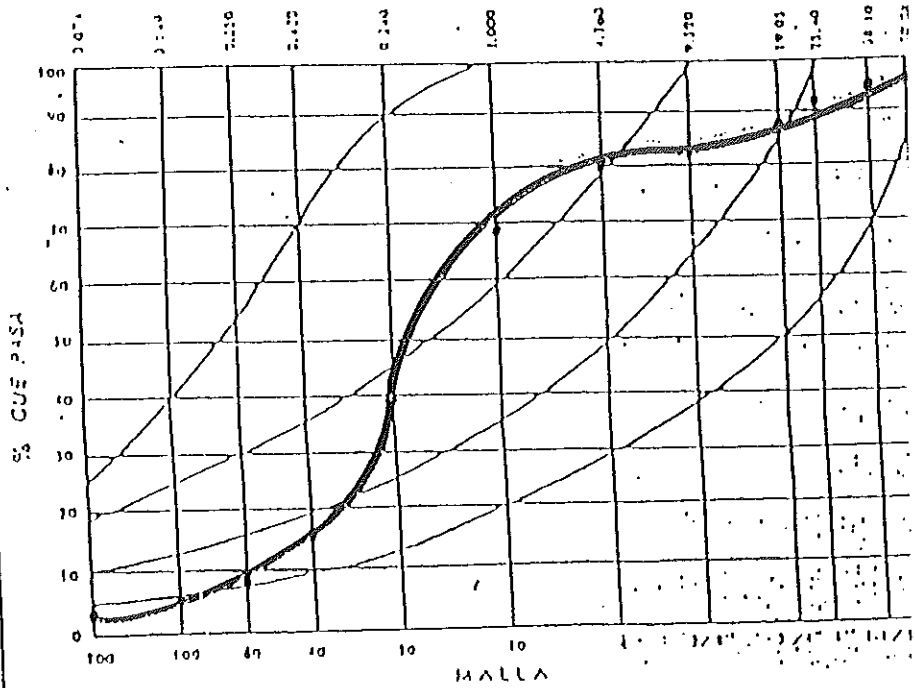
GRANULOMETRIA DE LAS ARENAS				
MALLA	PESO RET.	% RET.	%RET. A.	% PASA
10	42	11	11	69
20	97.2	27	38	42
40	95.5	26	64	16
60	29.5	8	72	8
100	9.4	3	75	5
200	3.87	1	76	4
CHAROLA	15.3	4		
SUMA	292.6	80		

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.5}{0.25} = \boxed{6}$$

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} = \frac{(0.08)^2}{(1.5)(0.25)} = \boxed{0.02}$$

INAPRECIABLES

L I M I T E S			
	LL	LP	
TARA			
PESO TARA			
P. T. + S.H.			
P. T. + S.S.			
P. S.H.			
P. S.S.			
W			



LL % LP % W % IP % S.U.C.S. SP

CLASIFICACION DE SUELOS

FECHA : A 16 DE JUNIO DE 1992

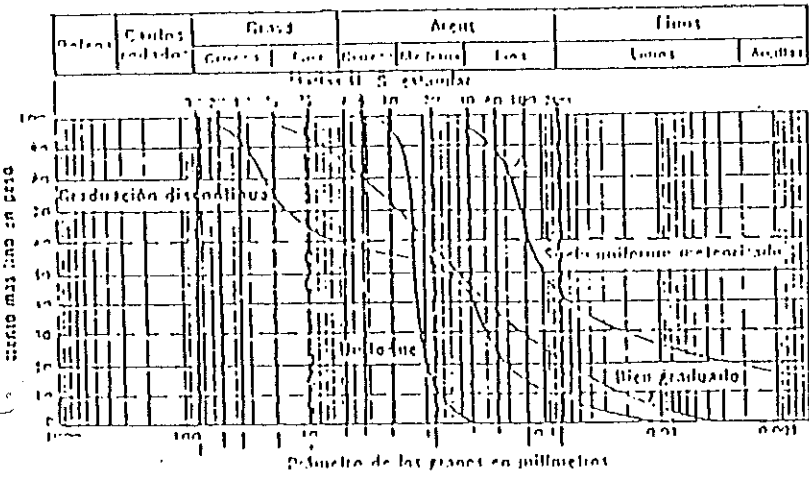
CLAVE DE LA MUESTRA : SG-N2 - P=12'

ESTUDIO : PARQUE INDUSTRIAL "EL FLORIDO" (COCA-COLA).

C U A R T E O	L A V A D O
WT = 7160 grs.	W _i = 376.7 grs.
W ₁₄ = 1871 grs.	W _f = 314.0 grs.
W ₋₄ = 5588 grs.	ΔW = 62.7 grs.
GRAVAS = 25 %	FINOS = 17 %
ARENAS + FINOS = 75 %	

GRAVAS 25 % ARENAS 62 % FINOS 13 %

GRANULOMETRIA DE LAS GRAVAS				
NO. MALLA	PESO RET.	% RET.	% RET. A.	% PASA
2"	283.6	4	4	96
1 1/2"	128.9	2	6	94
1"	464.6	6	12	88
3/4"	397.1	5	17	83
3/8"	310.1	4	21	79
NO. 4	287.2	4	25	75
SUMA	187.1	25		

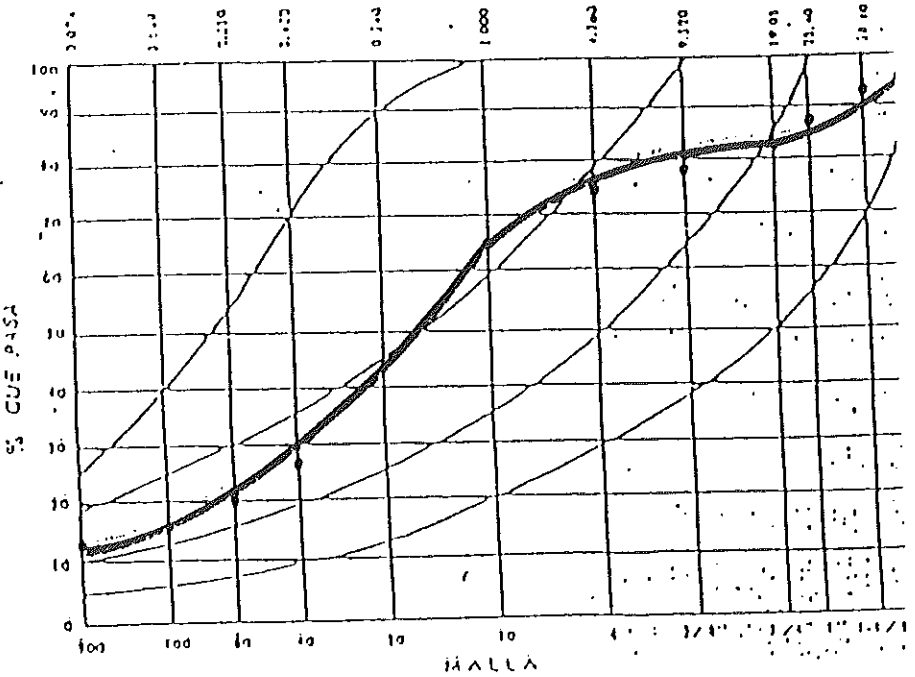


GRANULOMETRIA DE LAS ARENAS				
NO. MALLA	PESO RET.	% RET.	% RET. A.	% PASA
10	50.2	10	10	65
20	105.9	21	31	44
40	86.2	17	48	27
60	34.3	7	55	20
100	20.5	4	59	16
200	16.8	3	62	13
CHAROLA	62.7	13		
SUMA	376.6	75		

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$$

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} = \frac{(\quad)^2}{(\quad)(\quad)} = \quad$$

L I M I T E S			
	L L		L P
TARA	2		2.3
PESO TARA	19.36		14.01
P. T. + S.H.	33.80		19.36
P. T. + S.S.	30.77		18.73
P. S.H.	14.44		5.27
P. S.S.	11.41		4.65
W	3.03		0.62



LL 26.6 % LP 13.3 % W 3.03 % IP 13.3 % S.U.C.S. SC CL=7%

CLASIFICACION DE SUELOS

FECHA : A 11 DE JUNIO DE 19 92

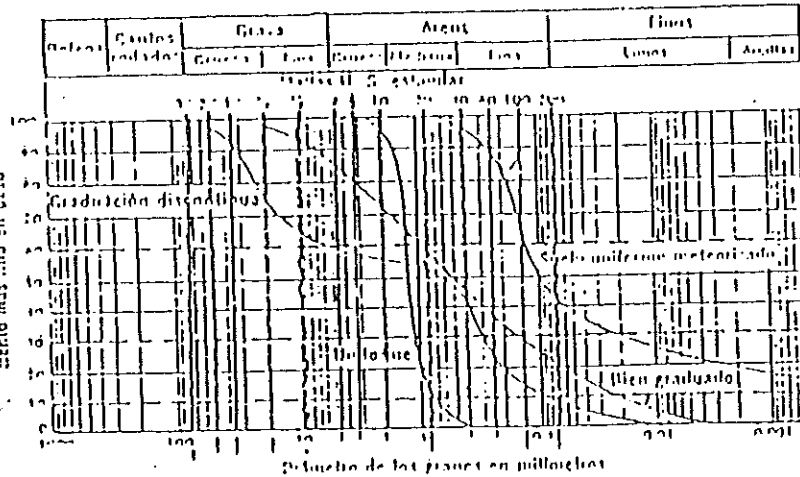
CLAVE DE LA MUESTRA : S-12 N2 P= 4.10

ESTUDIO : PARQUE INDUSTRIAL "EL FLORIDO" COCA-COLA

C U A R T E O	L A V A D O
WT = 1980 grs.	W _i = 311.0 grs.
W + 4 = grs.	W _f = 91.2 grs.
W - 4 = grs.	ΔW = 219.8 grs.
GRAVAS = %	FINOS = 71 %
ARENAS + FINOS = 100 %	

GRANULOMETRIA DE LAS GRAVAS				
NO. MALLA	PESO RET.	% RET.	%RET A.	% PASA
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"				
3/8"				
NO. 4				
SUMA				

GRAVAS % ARENAS 29 % FINOS 71 %

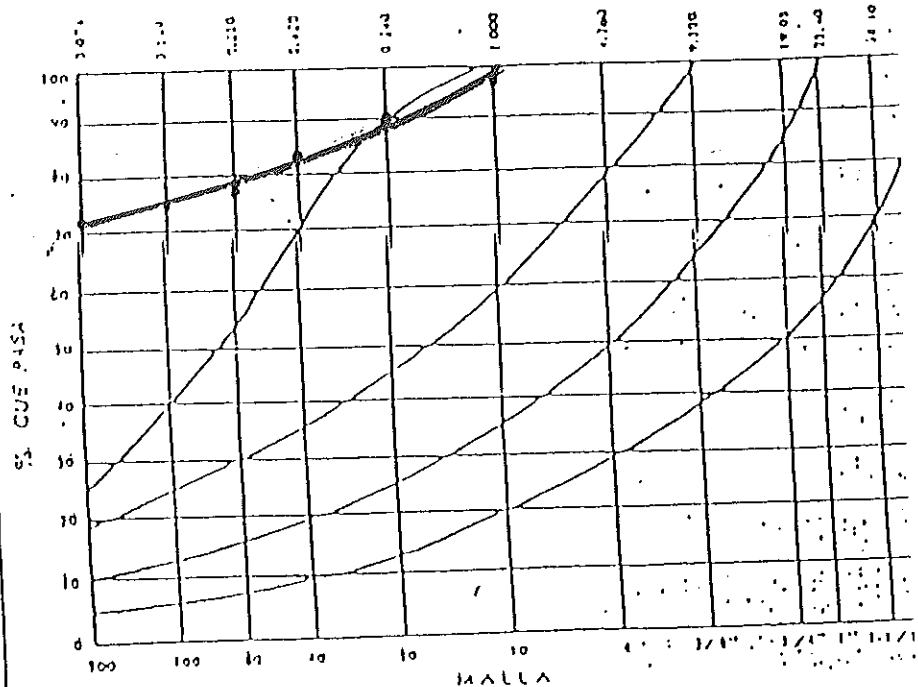


GRANULOMETRIA DE LAS ARENAS				
NO. MALLA	PESO RET.	% RET.	%RET A.	% PASA
10	7.6	2	2	98
20	24.5	8	10	90
40	21.0	7	17	83
60	14.6	5	22	78
100	11.3	3	25	75
200	11.8	4	29	71
CHAROLA	219.8	71		
SUMA	310.6	100		

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$$

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} = \frac{(\quad)^2}{(\quad)(\quad)} = \quad$$

L I M I T E S			
	L L		LP
TARA	R-7		10
PESO TARA	19.52		12.95
P.T. + S.H.	31.85		23.11
P.T. + S.S.	27.66		21.35
P. S.H.	12.33		10.16
P. S.S.	8.14		8.40
W	4.19		1.76



LL 51.4 % LP 21.0 % W % IP 30.4 % S.U.C.S. CH

CL=15%

a) En relación a que se señala en el informe, que la formación San Diego por sus características físicas satisfacía los requisitos de capacidad de carga, además de que la profundidad a la que se encontro era relativamente corta. Además se penso que utilizando los pilotes se evitarían el mejoramiento del material encontrado en el sitio, el cual se tendría que hacer si se utilizaban las zapatas.

b) Debido a que el proyecto en general fue dividido en tres etapas para su entrega, las cuales abarcaban lo siguiente:

Fase I, oficinas administrativas, edificio de talleres y nave de producción en su sección de almacén.

Fase II, nave de producción terminada y edificio de comedor.

Fase III, oficinas ejecutivas,
se decidió adoptar el sistema de pilotes colados en sitio, ya que ofrecían un ahorro considerable de tiempo en relación a la construcción de las zapatas lo cual le representaría un ahorro de tiempo al contratista en relación al programa de obra establecido para cada fase.

c) El contratista consideró que utilizando los pilotes, tendría un ahorro en los volúmenes de extracción de material para el desplante de la cimentación, en relación con las zapatas.

d) Aparentemente los pilotes ofrecían un cierto ahorro en cuanto a los materiales para su realización,

el elemento que se utilizaría como apoyo de las columnas, así como de los muros sería un capitel.

-Condiciones que prevalecieron durante la realización de la cimentación.

Debido a las solicitudes del proyecto la compañía contratista encargada de la realización de las terracerías, se vio, en la necesidad de alzar terraplenes con material de bancos cercanos al lugar de la obra para alcanzar las cotas de proyecto para cada edificio. Lo que origino que la altura de los pilotes se modificara en más dos metros. Los cuales se considerarán en el programa de obra.

En relación a la nave de producción, una vez que se realizaron los trabajos de terracerías y se emperaron las excavaciones así también los trabajos para el colado de los primeros pilotes, los ingenieros encargados de la obra observaron que lo que habían considerado como un pilote, en realidad era una extensión de las columnas que formaban los marcos principales de la nave, ya que estos se consideraron empotrados en la base (recomendación hecha en el estudio de suelos) y se diseñaron como columnas con un carga estática en lugar de diseñarse en base a la fricción del material en contrado en el lugar, recomendación que no hizo el reporte. El elemento que se utilizaría como apoyo para las columnas y muros sería un capitel, al no haber un elemento liga entre los elementos de la cimentación este trabajaría como una articulación con momentos

demasiado altos provocados por una excéntrica generada por la falta de rigidez en la unión de la cimentación-estructura y las cargas dinámicas consideradas para el diseño de la estructura.

Este hecho se debió a dos aspectos en particular:

- El contratista encargado de la obra civil se limitó únicamente a la recomendación que le hizo el reporte, y no vio la limitación de este hasta que se le presentó el problema.

- El contratista encargado de la estructura nunca tomó en cuenta las condiciones del sitio para el diseño de la estructura, ni el tipo de cimentación que se utilizaría para apoyarla, por lo que la suposición que realizó de una unión rígida nunca trabajaría de acuerdo al diseño en las condiciones en que se encontraba,

-Conclusiones:

ante esta situación, y después de analizar lo sucedido se tomó la decisión de que las columnas secundarias que formaban los marcos principales pasarían a ser columnas principales, esto con la finalidad de proporcionar más elementos que rigidizarán la estructura trayendo como consecuencia un aumento considerable de elementos de cimentación y a la vez de costos, así como, un retraso en el programa de obra.

Debido a los momentos tan altos que se registraron al hacer la revisión del cálculo estructural de la cimentación, se tuvo que aumentar la dimensión de los pilotes. Así que lo que se supuso como un sistema que beneficiara en tiempo y costo había salido contraproducente, ya que el aumento de sección trajo consigo retraso en el programa de obra y un considerable aumento en los costos estimados al aumentar el volumen de concreto y el acero adicional de refuerzo que se tuvo que añadir.

Todos los imprevistos que se tuvieron durante la construcción y desarrollo de la cimentación : prolongación del programa de obra, aumento del costo del proyecto, se debió, como ya lo explicamos a la falta de vocación para saber que debemos de obtener en un estudio y como debemos de saber utilizarlo e interpretarlos en relación a nuestro proyecto.

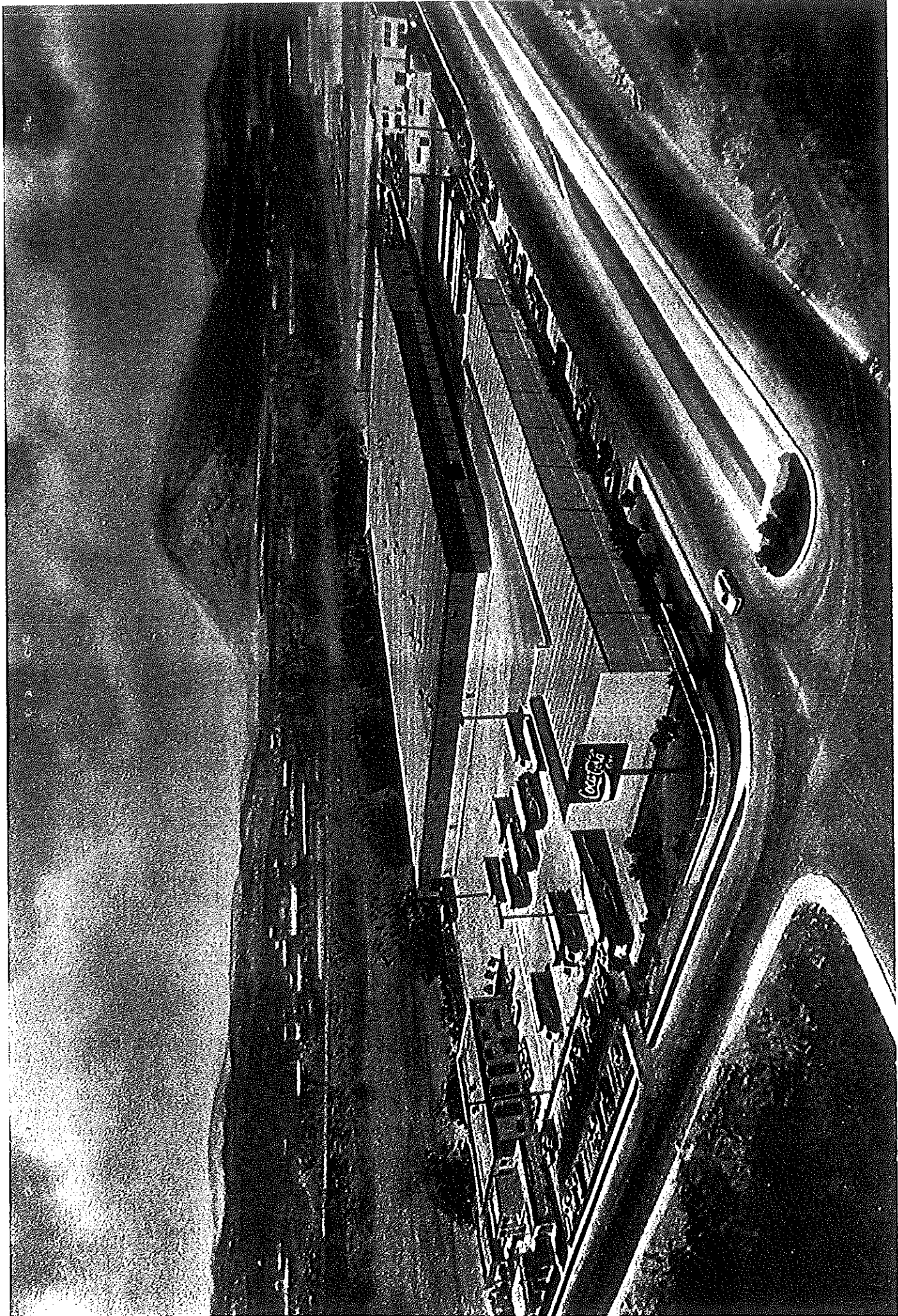
En este caso en particular pudimos observar dos cosas:

Un estudio que basa sus recomendaciones de cimentación sin tomar en cuenta parámetros básicos del suelo como son cohesión y fricción.

Un proyecto que se diseñó muy independiente del lugar donde se iba a realizar.

Erá lógico que al no haber considerado las condiciones prevalecientes del lugar este tuviera problemas durante su desarrollo.

Siempre debemos practicar la interacción suelo-estructura, que en este caso no se estaba presentando y muchas veces nos puede salir contraproducente ya que nos puede conducir en muchas ocasiones hasta la cancelación del proyecto en su totalidad.



PLANTA EMBOTELLADORA LA VICTORIA S.A DE C.V.

8.0 CONCLUSIONES GENERALES.

Se presentan algunas situaciones donde todas las pruebas en suelos, la teoría y los antecedentes que se hayan reunido para un problema particular no nos proporcionan el conocimiento suficiente que satisfaga todos los requisitos y ante esta situación debemos ser extremadamente conservadores.

Así mismo, existen varias condiciones para las cuales es imposible obtener muestras inalteradas debido, cuando menos a razones económicas. Algunas veces podríamos físicamente recuperar una muestra realmente inalterada, pero constaría tanto como el mismo proyecto.

Existen probablemente muchas circunstancias en las que resulta mejor tratar de determinar las propiedades a partir de pruebas de campo a escala natural que atravéz de pruebas muy sofisticadas. Ocasionalmente la importancia de un proyecto es tal que se justifica invertir gran cantidad de dinero para obtener mejores resultados y datos. En la mayoría de los casos debe, sin embargo, establecerse algún límite ya que son muchas las casos donde es prácticamente imposible recuperar muestras inalteradas, trayendo como consecuencia que las muestras que se obtienen no son suficientes y no proporcionan realmente lo que andamos buscando.

Dentro de esta búsqueda de información existen tres aspectos básicos que están presentes en la obtención de los resultados que son: Perforación, Muestreo y Ensaye.

Es frecuente que tengamos que decidir si la perforación, muestreo y ensaye constituyen el procedimiento básico para obtener la información, o si se debe recurrir a cierto tipo de pruebas en el lugar. Es importante considerar que no es conveniente realizar perforaciones, muestreo y ensayes muy elaborados ni tampoco pruebas de campo; sin contar con bases firmes, que permitan definir los problemas que se presuponen puedan resolver mediante estas técnicas.

Esto significa que cualquiera de estos procedimientos debe estar precedido en general por suficientes investigaciones de carácter más general que permitan definir la estratigrafía y las propiedades más probables de los materiales y que se planteen dudas, si las hay, los parámetros a definir en cada investigación en lo que al depósito se refiere.

Cabe hacer mención, que en algunos lugares la estratigrafía y las propiedades generales del sitio en revisión se conocen también que es factible llegar directamente a realizar pruebas de campo como una primera fase de proyecto, pero esto se justifica ya que otras personas antes que nosotros han determinado las propiedades y la estratigrafía del sitio en cuestión. Ahora bien, en sitios donde casi no haya información o no estemos familiarizados, donde no se hayan hecho exploraciones preliminares, sería mejor empezar a atacar el problema con el equipo y técnicas más sencillas que se pudieran conseguir a fin de encontrar lo que hay ahí y obtener una idea más general de sus propiedades. Posteriormente, si no se aclaran las dudas con las propiedades generales, se podrán plantear preguntas específicas de los parámetros del suelo que se relacionen con nuestro proyecto y esto a su vez nos podrá determinar la calidad de pruebas y muestras a realizar.

Es importante señalar, que no se deben realizar investigaciones definitivas del subsuelo después de haber hecho la exploración preliminar previa que indique lo que hay en general.

Debe saberse en que consiste todas las etapas del proyecto que nos concierne, cuales son los problemas específicos y todas las dudas que han de resolverse.

Por tanto para un mismo tipo de depósito pero con distintos tipos de problemas constructivos se podrían llevar a cabo operaciones e investigaciones muy diferentes entre sí. Para un cierto trabajo se podrían recuperar muestras inalteradas, en tanto que para otro sería necesario construir un terraplen de prueba. La decisión sobre estos procedimientos debe hacerse a la medida que se avanza en la obra, un criterio preconcebido acerca de si se deben hacer pruebas de campo u obtener muestras inalteras no es probablemente la mejor manera de atacar el problema o los problemas.

-INDICE GENERAL.

-INTRODUCCION.....	pág. 1
-NATURALEZA DE LAS CIMENTACIONES	2
-CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DEL SUELO.....	5
-TEORIAS DE ANALISIS.....	16
-CAPACIDAD DE CARGA	21
-PARAMETROS PARA LA DETERMINACION DE LOS ASENTAMIENTOS.....	35
-CONSIDERACIONES PRACTICAS PARA CIMENTACIONES.....	45
-ESTUDIO DE UN CASO.....	50
-CONCLUSIONES GENERALES.....	56
-INDICE.....	58
-BIBLIOGRAFIA.....	59

-BIBLIOGRAFIA.

-Manual de Diseño de Obras Civiles, de la Comisión Federal de Electricidad, sección Geotécnia.

 Tomo B.2.5. Instrumentación en suelos.

 Tomo B.1.5. Geotécnia.

 Tomo B.3.3. Cimentaciones.

-Propiedades Geofísicas de los Suelos, de J. E. Bowles, Ed. Mc graw hill.

-Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, de George B. Sowers, Ed. Limusa.

-Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, de Karl Terzaghi y Ralph B. Peck, Ed. El Aténeo S. A.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Segunda Conferencia Nabor Carrillo, por Ralph B. Peck.

-Ingeniería de Cimentaciones, de Ralph B. Peck, Ed. Limusa.

-Ingeniería Geológica, Colección de Ingeniería de Suelos. Servicio de Conservación de Suelos; Departamento de Agricultura de los Estados Unidos.

-Geología para Ingenieros, por F.G.H. Blyth y M. H. de Freitas. Compañía Editorial Continental S. A. de C. V.

-Mecánica de Suelos, por Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Tomo I y II, Ed. Limusa.

-Mecánica de Suelos y Cimentaciones, por Carlos Crespo V., Ed. Limusa.

-Fundamentos de Mecánica de Suelos, por Lambe and Whitman, Ed. Limusa.

-Manual del Ingeniero Civil, Tomo II sección Geotécnia.