

27
29.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

"CONSTRUCCION Y DESCRIPCION DE MODELOS
PARA LA ENSEÑANZA DE MECANICA DE SUELOS"



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

MIGUEL PONCE GALLEGOS

ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ.

SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEX., DICIEMBRE DE 1998.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

269158



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. MIGUEL PONCE GALLEGOS.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud presentada con fecha de 14 de agosto de 1997, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONSTRUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE MODELOS PARA LA ENSEÑANZA DE
MECÁNICA DE SUELOS"

INTRODUCCION.

1. MODELOS DE RELACIÓN AGUA-SUELO.
2. MODELOS DE DEFORMACIÓN DE SUELOS
3. MODELOS DE MOVIMIENTO DE PARTICULAS.
4. OBSERVACIONES DE LOS EFECTOS CAUSADOS EN LOS MODELOS FÍSICOS

CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ, pido a usted tener en cuenta que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como en la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 18 de noviembre de 1998.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

AGRADECIMIENTOS

A mis padres:

Miguel Ponce Arana

Leovigilda Gallegos Valente

Por el cariño y esfuerzo brindado para mi formación profesional.

A mis hijos y esposa:

Martha Torres Miranda

Miguel Antonio Ponce Torres

José Andrés Ponce Torres

Luis Enrique Ponce Torres

Con el respeto y cariño que siento por ellos.

A mis hermanos y familiares:

J. Jesús Ponce Gallegos

Andrés Ponce Gallegos

Ma. Trinidad Ponce Gallegos

Yoselinda Ponce Gallegos

Ma. del Carmen Ponce Arana

Por el apoyo y comprensión brindado.

A la memoria de mis familiares:

Roberto Ramírez Palacios

Ma. Trinidad Torres Ponce

Luis Manuel Guizar Ponce

Quienes siempre tuvieron una frase de aliento para estimular el esfuerzo realizado.

A mi Director de Tesis:

Ing. Celso Barrera Chavez

Quien con su orientación y empeño encauso el desarrollo de la investigación realizada para la elaboración de este trabajo hasta su final, gracias.

A mis profesores:

Quienes en el esfuerzo y dedicación por transmitimos sus conocimientos, hicieron posible concluir mi educación y formación profesional.

A mis compañeros:

Quienes con ellos compartí los momentos de alegría y de tristeza, en el arduo camino de nuestra preparación, y poder concluir nuestro ideal de llegar a convertirnos en profesionistas.

Agradezco también a:

Verónica Oyorzabal P.

Euclides Ponce Avila

Quienes colaboraron con su esfuerzo y empeño en la ejecución y realización de este trabajo de investigación hasta su conclusión.

INDICE

AGRADECIMIENTOS.....	3
<u>INDICE</u>.....	4
INTRODUCCION:	5
CAPITULO I.....	7
MODELOS DE RELACIONES AGUA - SUELO.	8
DRENAJE Y SUBDRENAJE EN CARRETERA	11
DRENAJE SUPERFICIAL.....	13
NECESIDADES DEL SUBDRENAJE.....	13
SUELOS CON AGUA; REGIMEN ESTATICO O FLUJO ESTABLECIDO.....	15
LEY DE DARCY.....	17
VELOCIDAD DE FLUJO.....	18
CARGAS DEL AGUA.....	21
FLUJO BIDIMENSIONAL.....	24
FLUJO BAJO UN TABLAESTACADO.....	25
PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS Y CONDICIONES DE FILTRO.....	28
DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD.....	28
TIPO DE SUELO.....	31
TABLA 1.- RESULTADOS DE PRUEBA DE PERMEABILIDAD.....	32
CONDICIONES DE FILTRO.....	32
MODELO 1.....	36
ARRASTRE E INTRUSION DE MATERIAL.....	36
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.....	39
OPERACION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.....	40
SECUENCIA FOTOGRAFICA.....	43
FALLAS DE TALUDES.....	47
I).- TIPOS Y CAUSAS DE FALLAS MÁS COMUNES.....	49
A).- FALLAS POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL.....	49
B.- DESLIZAMIENTOS EN LADERAS NATURALES SOBRE SUPERFICIES DE FALLAS PRE-EXISTENTES.....	50
C.- FALLA POR MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD.....	51
D).- FLUJOS.....	53
E).- FALLAS POR EROSION.....	53
F).- FALLAS POR LICUACION.....	53
I).- CONSTRUCCION DE TERRAPLENES.....	57
II).- CORTES EN SUELOS EROSIONABLES.....	57
COMPRESIBILIDAD.....	59
CORTES SUJETOS A FLUJOS DE AGUA.....	60
TIPOS DE FALLAS.....	63
PROBLEMA GENERAL DE PROYECTO DE UN TALUD.....	63

PROBLEMAS DE CAMPO	64
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO	70
OPERACIÓN Y FUNCIONAMIENTO.....	70
SECUENCIA FOTOGRAFICA.....	74
MODELO NO. III.....	82
T A B L E S T A C A D O.....	82
FORMA Y MAGNITUD DE LAS PRESIONES SOBRE UNA ENTIBACION	87
METODO DE PROYECTO	90
METODO DE PROYECTO DE MURO DE GRAVEDAD.....	96
DENOMINADA GENERALMENTE "EMPUJE PASIVO"	98
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO	103
OPERACIÓN Y FUNCIONAMIENTO.....	103
S O C A V A C I O N.....	105
TIPOS DE SOCAVACION.....	107
A).-SOCAVACION GENERAL.....	107
B).- SOCAVACION EN ESTRECHAMIENTOS.....	110
C).- SOCAVACION EN CURVAS.....	111
D).- EROSIONES EN MARGENES.....	112
E).- SOCAVACION LOCAL EN PILAS.....	112
1.- PARAMETROS HIDRAULICOS.....	113
2.- PARAMETROS DE FONDOS.....	113
3.- PARAMETROS GEOMETRICOS DE LA PILA	113
4.- PARAMETROS DE UBICACIÓN DEL PUENTE	113
FORMAS DE ESTUDIAR EL PROBLEMA DE LA SOCAVACION.....	119
A).- FISICA DEL ARRASTRE DE SOLIDOS.....	119
B).- TIPOS DE TEORIAS DE SOCAVACION.....	120
C).- TEORIA PARA CUANTIFICAR LA SOCAVACION.....	120
A).- SOCAVACION GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS:.....	123
B).- SOCAVACION GENERAL PARA SUELOS COHESIVOS EN CAUSE DEFINIDOS CON RUGOSIDAD UNIFORME.....	124
C).- SOCAVACION GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS, EN CAUCES DEFINIDOS CON RUGOSIDAD UNIFORME.....	128
HACIENDO UN RESUMEN GENERAL DE LA SOCAVACION:.....	131
A).- LA SOCAVACION GENERAL:	131
B).- LA SOCAVACION LOCAL:	131
C).- LA SOCAVACION POR ESTRECHAMIENTO:	131
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO	132
OPERACIÓN DEL MODELO:.....	133
SECUENCIA FOTOGRAFICA.....	136
C A P I T U L O I I.....	148
MODELOS DE DEFORMACION DE SUELOS	149
ASENTAMIENTO POR DRENAJE.....	149
ENSAYO DE CONSOLIDACION O ENDOMETRICO.....	149
PRINCIPIO DEL EDOMETRO.....	152
CURVAS DE ASENTAMIENTO:	152
LOS ASENTAMIENTOS:.....	154

TEORIA DE LA CONSOLIDACION.....	158
CALCULO DE LAS TENSIONES SEGUN LA TEORIA ELASTICA.....	162
TENSIONES DEBIDA A UNA CARGA PUNTUAL.....	162
METODO SIMPLIFICADO DEL CALCULO DE LAS TENSIONES.....	164
ASENTAMIENTOS POR DRENAJE.....	167
ECUACIONES DE LA CONSOLIDACION.....	167
CONSOLIDACION BIDIMENSIONAL DE UN MATERIAL ISOTROPO Y ELASTICO.....	170
SOLUCION PARA EL CASO DE SOBREPRESION INTERSTICIAL UNIFORME.....	171
DURACION DE LOS ASENTAMIENTOS.....	173
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.....	176
LICUACION.....	179
NATURALEZAS DE LOS SUELOS, FACES Y ESFUERZO.....	179
RELACION DE VACIOS CRITICA Y LICUACION DE ARENAS.....	180
FALLAS POR LICUACION.....	182
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.....	190
ASENTAMIENTOS POR DENSIFICACION.....	195
PRINCIPIOS BASICOS.....	196
CRITERIO DE ROTURA DE COULOMB:.....	196
PRINCIPIOS DE PRESIONES EFECTIVAS.....	197
CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COLOUMB.....	199
APARATO DE CORTE DIRECTO.....	200
<i>a. - ENSAYO CONSOLIDADO SIN DRENAJE.....</i>	<i>200</i>
<i>b. - ENSAYO SIN DRENAJE.....</i>	<i>201</i>
<i>c. - ENSAYO CON DRENAJE.....</i>	<i>201</i>
APARATOS DE CORTE CIRCULAR.....	201
APARATO DE CORTE SIMPLE.....	201
APARATOS TRAXIALES.....	202
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.....	208
OPERACIÓN DEL MODELO.....	209
CAPITULO III.....	211
MODELO DE MOVIMIENTO DE PARTICULAS.....	212
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION.....	212
SEDIMENTACION:.....	214

OBJETIVOS DE LA SEDIMENTACION	215
TIPOS DE CAMARAS DE SEDIMENTACION Y MODOS DE FUNCIONAR.....	215
PLANTA RECTANGULARES DE ESCURRIMIENTO HORIZONTAL	218
CAMARA CIRCULAR DE ESCURRIMIENTO RADIAL.....	218
PRINCIPIO DE LA SEDIMENTACION.....	219
CONSIDERACIONES PRACTICAS PARA EL PROYECTO.....	220
CAMARAS DESARENADORAS.....	221
DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y DE SALIDA PARA CAMARAS DESARENADORAS.....	224
VERTEDOR DE ESCURRIMIENTO PROPORCIONAL.....	224
PROCESO PARA EL PROYECTO.....	225
PROYECTO DE CAMARAS DE SEDIMENTACION.....	226
DISPOSITIVOS DE ENTRADAS Y SALIDAS	227
DEFLEXION	230
DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO	234
OPERACIÓN DEL MODELO	235
CONCLUSION	237
BIBLIOGRAFIA.....	239

FALTAN PAGINAS

De la: 1

A la: 4

INTRODUCCION:

La sección de Geotécnia de la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlan de la U.N.A.M., se ha fijado como propósito que los pasantes de la carrera de Ingeniería Civil, interesados en el área, desarrollen Tesis de trabajos escritos que sean de utilidad en la enseñanza de las diversas materias que la integren.

Con éste fin, se han seleccionado una serie de temas sobre principios básicos, tales como; capacidad de carga, estabilidad de taludes, empujes de tierra, etc....., así como ejercicios analíticos, material audiovisual y en este caso la propuesta para la elaboración de modelos físicos para la enseñanza de la mecánica de suelos, de algunos fenómenos que ocurren en los suelos, tanto como terreno de cimentación, como en estructura formadas con él.

Para cumplir con esta finalidad, para esta tesis se eligió la propuesta y descripción de modelos para la enseñanza de Mecánica de Suelos, basados en la de ocho modelos descritos por E.S. Barber y R.J. Kriser, que como ellos lo señalan, son demostrativos, prácticos de diseño simple, además fácilmente construibles, con materiales económicos de uso comercial.

Siendo la intensión más importante de este trabajo de reafirmar los conocimientos de mecánica de suelos y que sirvan de apoyo para la participación activa de los alumnos de Ingeniería Civil en sus clases teóricas y prácticas de laboratorio, de nuestra escuela, ya que la finalidad es que los alumnos desarrollen los ejercicios que aquí se describen en el laboratorio de clases y obtengan sus propias conclusiones de los efectos que estos fenómenos ejercen en los suelos.

Haciendo una breve descripción de los modelos a desarrollar tenemos: Los correspondientes a la relaciones agua-suelo, se pretende observar los efectos negativos y no deseables del flujo de agua y se representan en los modelos del 1 al 3 correspondientes al arrastre e intrusión de material y con el modelo numero 4 se quiere demostrar el problema de socavación generado por una corriente superficial.

Con relación a los modelos de deformaciones de suelo se quiere demostrar e ilustrar, el asentamiento que puede generarse en un suelo al abatir el nivel de agua freática y bajo el efecto de vibraciones, ilustrándose este efecto en los modelos del 5 al 7.

Con respecto al modelo de movimientos de partículas, se ilustra con el modelo numero 8 referente a la velocidad de sedimentación proceso por el cuál un material suspendido en un liquido se deposita en el fondo de este.

El trabajo consiste en una descripción de la fabricación y funcionamiento de los modelos seleccionados, se incluyen fotografías de fenómenos naturales, y figuras constructivas, de manera que en el caso de considerarlo de utilidad, resulte fácil su representación.

CAPITULO I

MODELOS DE RELACIONES AGUA - SUELO.

CAPITULO 1

MODELOS DE RELACIONES AGUA SUELO.

El flujo de agua a través de los suelos tienen efectos muy importantes en la estabilidad de las obras ya sea que ocurra en el suelo de cimentación o en las estructuras de tierra.

Las vías terrestres y las presas de tierra son las obras en las que el Ingeniero se enfrenta con mayor frecuencia a problemas de flujo de agua y para ambas se han desarrollado técnicas muy especiales que tratan de eliminar ó reducir sus efectos nocivos, tanto en problemas de escurrimientos superficiales como el flujo interno.

Los principales efectos del agua infiltrada en los suelos son; Tubificación, Erosión, Saturación y Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante.

Las bases para un análisis racional de los problemas prácticos que comporta la infiltración del agua a través de los suelos fueron establecidas por DARCY, posteriormente a él se avanza más en este estudio con las investigaciones de P.H. FORCHHEIMER; quién demostró que la función carga hidráulica que gobierna un flujo en un medio poroso es una función armónica, es decir, que satisface la ecuación de LAPLACE.

Desarrollando FORCHHEIMER, las bases para el método gráfico que hoy se conoce con el nombre de método de las redes de flujos.

Que es el arma más sencilla y poderosa de que el Ingeniero dispone para la resolución práctica de los problemas diarios que involucre el flujo de agua en suelos.

Ahora bien las razones convenientes para atraer los problemas a flujo de agua, tal como el análisis de las infiltraciones, el Ingeniero obtiene información fundamental respecto a tres cuestiones transcendentales.

- 1.- El gasto de infiltración en la zona de flujo.
- 2.- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa del suelo .
- 3.- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de materiales sólidos, erosiones, tubificación, etc.

El primer punto es importante por que todo gasto que se infiltre en una cortina ó bordo de tierra representa una pérdida que debe ser cuantificada.

El segundo punto suele ser la más importante de las conectadas con los problemas de flujos de agua en suelos, a lo menos desde un punto de vista práctico.

Cuando el agua fluye, la presión a la que está sujeta es por definición, hidrodinámica y este hecho produce varias repercusiones importantes.

En primer lugar, dependiendo de la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso específico sumergido del suelo por ejemplo: si el agua fluye verticalmente hacia abajo aquel se incrementa en el valor de tal presión, si el flujo ocurre verticalmente hacia arriba se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a la disminución de su peso específico.

En segundo lugar y de acuerdo con la ecuación de COULOM:

$$S = (\Gamma - U) \operatorname{tg} \emptyset$$

El aumento de la presión de agua produce la correspondiente disminución de la presión efectiva y por lo tanto de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, de modo que una estructura que se haya revelado estable, en condición exenta de flujo, deberá ser revisada desde este punto de vista suponiéndola sujeta a flujo, siempre que está condición sea susceptible de presentarse.

El tercer punto, es también de gran importancia práctica pues el agua al infiltrarse a través del suelo puede producir particularmente en ciertas zonas, arrastres de partículas sólidas que, en el caso en que no reciban la debida atención del proyectista ó del Ingeniero de conservación, puede llegar a poner en peligro la estabilidad de la Obra de Tierra, al dejarla materialmente surcado por túneles y galerías formadas por erosión.

El agua del suelo puede clasificarse en tres categorías dependiendo de su movilidad dentro de él.

En primer lugar está el "AGUA ABSORBIDA", ligado a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico, que no se mueve en el interior de la masa porosa y que por lo tanto no participa en el flujo, quedando al margen de este tipo de problemas.

En segundo lugar, aparece el "AGUA CAPILAR", cuyo flujo presenta gran importancia en algunas cuestiones de Mecánica de Suelo, como el humedecimiento de un pavimento por flujo ascendente y otros análogos.

Sin embargo, en la mayoría de los problemas de filtraciones de agua, el efecto del flujo en la zona capilar es pequeña y suele dispersarse en atención a las complicaciones que plantearía al ser tomada en cuenta teóricamente su influencia.

En tercer lugar, existe en el suelo la llamada "AGUA LIBRE Ó GRAVITACIONAL", que bajo el efecto de la gravedad terrestre puede moverse en el interior de la masa sin otro obstáculo que el que se impone su viscosidad y la trama estructural del suelo.

En una masa de suelo, el agua gravitacional está separada del agua capilar por una superficie a la que se denomina Nivel Freático.

Para la finalidad de nuestro estudio, se considera Nivel Freático a la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos en que el agua posee una presión igual a la atmosférica que, en cuestiones de flujo en que se trabaja normalmente con presiones manométricas, se considera igual a cero.

DRENAJE Y SUBDRENAJE EN CARRETERA

Se ha insistido sobre la importancia de las técnicas destinadas a recoger, canalizar y eliminar las aguas susceptibles de perjudicar de cualquier modo una carretera ó una pista de un Aeropuerto.

Las aguas amenazan a estas estructuras de muy diversas maneras, procedentes de las lluvias, se infiltran o discurren por la superficie del terreno.

Las aguas que fluyen superficialmente provocan erosiones en cortes y terraplenes y tienden a correr hacia las cañadas y bajos topográficos.

Al almacenarse se infiltran a través del bordo produciendo en él saturación, que abate su resistencia al esfuerzo cortante y propicia asentamientos, fuerzas de filtración que amenazan su estabilidad y peligro de tubificación.

Las aguas que infiltran en el suelo tienden a brotar en los cortes practicados para alojar las carreteras ó las coronas de los mismos, amenazando la estabilidad de los primeros y el buen comportamiento de los pavimentos que cubren las segundas.

Los problemas de drenaje superficial o subterráneo son de importancia en la construcción de las carreteras y aeropistas y se reflejan quizás más que cualquiera, otros en la duración y buen funcionamiento de estas estructuras, así como en los costos de su conservación.

Para el ingeniero las precauciones de drenajes y subdrenajes son el capítulo fundamental a cuidar en el proyecto y construcción de las vías terrestres, pues una carretera ó aeropista mal drenada están independientemente del cuidado puesto en las demás etapas de su diseño y construcción, inexorablemente condenadas a una rápida destrucción si han de estar bajo la acción de las aguas.

DRENAJE SUPERFICIAL

En las carreteras y aeropistas el drenaje superficial es el destinado a captar y eliminar las aguas que corren sobre el terreno natural o sobre la estructura, procediendo esta directamente de las lluvias, aunque a veces tienen su origen en inundaciones de corrientes pluviales o en manantiales, por su diferencia en cuanto a las obras de defensas recomendables, conviene distinguir el caso de los cortes del de los terraplanes.

En los cortes para carreteras las dos estructuras fundamentales del drenaje superficial son la "CUNETETA Y LA CONTRACUNETETA".

LAS CUNETAS: Son pequeñas zanjas paralelas al eje del camino que se construyen en los bordes de la corona, al pie del talud del corte.

Su función es recoger y eliminar por gravedad las aguas pluviales, que le llegan desde el talud del corte y desde la zona pavimentada del camino, para lograr esta recolección de las aguas la superficie pavimentada deberá tener una ligera pendiente transversal hacia la opuesta.

Generalmente cubre toda la longitud del corte, manteniendo pendiente longitudinal en el sentido del eje del camino y hacia alguna cañada ó baja donde pueda eliminarse el agua sin peligro de erosión.

Como el tramo final de bajada a la cañada tendrá una pendiente excesiva, que dará al agua alto poder erosivo, será conveniente proteger esa zona con una estructura de descarga de mampostería ó concreto, denominado "Lavadero".

LA CUNETETA debe de ir revestida de material impermeable y resistente a la acción de la corriente del agua, para evitar filtraciones hacia los materiales que forman el pavimento ó el terreno de cimentación.

La sección de una cuneta depende de la pluviosidad de la zona, de la longitud del corte y de la pendiente que puede proyectarse.

Solo en caso de cortes practicados en rocas sanas podrá pensarse en dejar sin revestimiento a una cuneta.

LAS CONTRACUNETAS: Son también pequeñas zanjas construidas paralelamente al borde superior del corte, con el objeto de captar el agua que escurre superficialmente del terreno superior y evitar así que llegue al talud y lo erosione.

Estas contracunetas no deben ser profundas y a veces se hacen en sección de zanjas y bordillo para movilizar la excavación.

Si la contracuneta es profunda, la superficie potencial de falla del talud se origina precisamente en su fondo y como además en estas zonas superiores del talud son frecuentes los esfuerzos de tensión, se facilita la creación de grietas, conduciendo esto en fallas de talud con superficies de deslizamiento que tienen en la parte superior localizada en el fondo de la "CONTRACUNETETA".

Esto ocurre sobre todo cuando el talud es relativamente escarbado y esta constituido por material arcilloso.

Es por ello recomendable que las contracunetas se construyan impermeabilizadas y con la particular pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua que captan.

Los remates de las contracunetas a ambos lados d los cortes deben ir también previstos de lavaderos para neutralizar el mayor poder erosivo del agua provocado por el aumento de la pendiente.

En los terraplenes, las principales estructuras de drenaje superficial y auxiliares son las "ALCANTARILLAS", sean de concreto, mampostería o lámina de acero corrugado, los lavaderos y bordillos.

En general las alcantarillas se construyen en materiales rígidos o flexibles y su funcionamiento, en lo que a su relación con el suelo que los cubre y rodea se refiere una alcantarilla insuficiente, hidráulicamente hablando producirá el almacenamiento del agua, aguas arriba del terraplén aún cuando esta agua no llegue a desbordar sobre la corona de dicho terraplén, el almacenamiento

tiende a producir filtraciones al cuerpo del terraplén, con peligro de tubificación, si el material que lo constituye es susceptible o no ha sido bien compactado, siendo zona crítica lo aproximado a la estructura de las alcantarillas ya que se dificulta su compactación.

La filtración del agua saturada, también el terraplén disminuye su resistencia al esfuerzo cortante propiciando así fallas por destizamiento y asentamiento en el propio cuerpo de la estructura de la tierra.

La colocación de la alcantarilla respecto a la dirección del agua que reciben es importante para evitar erosiones que en ocasiones han llegado a destruir obra y terraplén.

Los "BORDILLOS", son pequeños parapetos que se construyen en los bordos de las coronas de los terraplenes para impedir que el agua desborde por los taludes erosionandolos, son particularmente útil, en terraplenes contruidos con materiales arenosos ó arenolimosos.

Se construyen generalmente de SUELO-ASFALTO, en los extremos de los terraplenes interrumpen, y las aguas se canalizan hacia los lavaderos que los eliminan sin peligro.

Los bordillos tienen una utilidad que suelen justificarse ampliamente su costo y se recomienda en caminos aún no pavimentados como estructuras de drenajes provisional.

Los "LAVADEROS", eliminan el agua canalizada por los bordillos y suelen construirse de sección de medio tubo de lamina de acero corrugado o concreto.

En terraplenes muy altos pueden convenir colocarlos longitudinalmente y transversalmente para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre los taludes, formando así una verdadera retícula canalizadora en la superficie de las mismas.

NECESIDADES DEL SUBDRENAJE

La estabilidad de los cortes, terraplenes y pavimentos de una vía terrestre se ve fuertemente influida por los flujos de agua existentes en el interior de las masas del suelo, por lo que la técnica moderna ha desarrollado métodos para controlarla, en forma de reducir a un mínimo sus efectos perjudiciales.

Como es natural, se presentarán condiciones críticas en aquellas zonas en que se unen a una alta precipitación pluvial con características pobres en cuanto a resistencia y deformabilidad de los suelos que constituyen las terracerías de la Obra Vial, su terreno de cimentación y aún su innumerable contorno geológico.

Cuando se construye un corte en una vía terrestre se crea una frontera de esfuerzos exteriores malos, lo que equivale a haber efectuado una descarga en el terreno natural; esta descarga produce disminución de los esfuerzos normales y aumento de los cortantes en el terreno localizados del talud del corte.

La disminución de los esfuerzos normales causa a su vez disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante por lo que todo contribuye a comprometer la estabilidad de la masa del suelo en que ubico el talud.

Además el talud del corte representa también una frontera a la presión atmosférica, por lo que cualquier flujo previamente existente fuera de la masa del suelo tenderá a subir precisamente por esa superficie y por la cama del corte efectuado.

El agua que tiende a salir por el corte produce dos efectos nocivos; genera fuerzas de filtración en el sentido desfavorable y propicia las expansiones volumétricas de la masa de suelos causado en última instancia por la descarga efectuada, todo esto conduce también a que la estabilidad del corte se vea disminuido siendo las etapas más críticas para la estabilidad, las épocas de alta precipitación pluvial o inmediatamente posterior a ellas.

El efecto de los flujos internos del agua no solo afecta a los taludes también es perceptible e importante en los efectuados en rocas fracturadas, estratificadas, en general en todas las formaciones rocosas que ofrezcan una cierta permeabilidad, aunque sea localizada.

Las juntas, grietas y planos de discontinuidad suelen estar rellenos de arcilla, por lo que el agua en estas formaciones produce disminución de resistencia al esfuerzo cortante en los materiales arcillosos de rellenos, lo que sirve de punto de arranque para movimientos de grandes masas de roca.

Los métodos de subdrenajes tienden a controlar el flujo del agua que trata de brotar en el talud ó en las camas de la obra vial, reorientando el flujo de tal forma que la dirección de las fuerzas de filtración cambie y se haga menos desfavorable ó disminuyendo las presiones naturales en zonas convenientes, aumentando así en ellas la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante y restringiendo la posibilidad de cambios volumétricos.

Ahora bien debido a lo anterior y siguiendo un principio bien conocido en la técnica de diseño de pavimentos, puede decirse que en estas estructuras se requiere la "COHESION", en superficies y "PRESION", en las capas colocadas mayor profundidad, ya que es preciso contar con resistencia a la tensión y a los esfuerzos circenses bajo presión normal nula (no hay suelo supreyacente), en las capas inferiores, en que se cuenta ya con confinamiento suficiente, podrá usarse en cambio materiales, friccionantes, que ofrecen buena resistencia en estado natural.

Cuando una carga obra sobre el pavimento transmite esfuerzos normales y cortantes a la base y la sub-base. Si éste está seco y su humedad es baja, estos esfuerzos normales serán tomados directamente por la estructura granular del material y aumentara su resistencia al esfuerzo cortante a la vez que se generan los esfuerzos cortantes debido a la carga, si por el contrario, la base tiene exceso de agua, (material poco permeable), los esfuerzos normales debido a la carga serian tomados parte por el agua, generando presiones de poro, por lo tanto, a la generación de resistencia al esfuerzo cortante en este caso correspondería un estado de esfuerzos y que visto de acuerdo al efecto del agua generaría problemas a la estructura del pavimento, esto es evidentemente una forma muy ineficiente de aprovechar las propiedades mecánicas de los materiales; que conducirán a la falla en muchos casos.

Por eso es incuestionable la necesidad de mantener relativamente poco húmedas las capas granulares inferiores de los pavimentos por lo que las obras de subdrenajes deben estar encaminadas a garantizar esta finalidad.

SUELOS CON AGUA; REGIMEN ESTATICO O FLUJO ESTABLECIDO

El agua intersticial influye sobre el comportamiento del suelo de dos maneras:

- Modificando la forma en que las partículas de suelo se asocian para formar el esqueleto mineral (Interacción Química).
- Influyendo sobre la magnitud de las fuerzas transmitidas a través de dicho esqueleto (Interacción Física).

Dentro del contexto que forman los casos en que las presiones intersticiales en una masa de suelo vlenen determinadas por las que existen en los contornos de dicha masa y son independientemente de las cargas aplicadas.

Estos casos se presentan siempre que las cargas se aplican con suficiente lentitud respecto a la velocidad de consolidación y en un cierto

instante (Suficientemente largo respecto al tiempo de consolidación), después de una aplicación rápida de descarga.

Ahora bien analizaremos las cosas establecidas, se estudia el flujo, los términos; corriente, filtración, escurrimiento, se emplean en diversos países de habla castellana para designar el fenómeno de circulación de agua en un suelo, de fluido (principalmente agua), a través del terreno.

El Ingeniero debe conocer los principios del flujo de fluidos para resolver los problemas correspondientes a:

1. La *velocidad* a que el agua fluye a través del suelo, por ejemplo para determinar el caudal de fugas en una presa de tierra.
2. A la *consolidación* (para calcular la velocidad de asentamiento de una cimentación).
3. La *resistencia* (para el cálculo de los factores de seguridad de un terraplén).

Comprendiendo esto se pretende resaltar la influencia del flujo, sobre el suelo del cual se produce, en particular en lo referente a los esfuerzos efectivos.

En general, todos los poros del suelo están conectados con sus vecinos, los poros aislados son imposibles en una agrupación de esferas, cualquiera que sea la forma de la misma.

Como los poros de un suelo están aparentemente comunicados entre sí, el agua puede fluir a través de los suelos naturales más compactados. Así pues en una columna del suelo, como la que se muestra en la figura No. 1

El agua puede circular del punto *A* *al* *B*, realmente el agua no sigue en este flujo de *A* a *B* una línea recta a velocidad constante si no más bien un camino ondulante de un poro a otro, como el representado por la línea continua de la figura No. 1

La velocidad del agua que fluye en un punto cualquiera de su trayectoria depende del tamaño del poro y de su posición en el mismo. Especialmente de su distancia a la superficie de la partícula de suelo más próxima.

LEY DE DARCY

En 1850 DARCY realizó un experimento clásico y utilizó un dispositivo semejante al que aparece en la fig. 2

Para estudiar las propiedades del flujo del agua a través de un lecho filtrante de arena. Hizo variar las longitudes de la muestra " L " y la presión del agua en las partes superiores e inferiores de la misma, midiendo el gasto " Q " de la arena.

DARCY encontró experimentalmente que " Q " era proporcional a $(H_3-H_4)L$ y que:

$$Q = K \frac{H_3 - H_4}{L} A$$

$$Q = K_i A$$

Donde:

Q.- Gasto (descarga)

K.- Coeficiente de permeabilidad de DARCY (la permeabilidad, los valores dados, muestran una amplia gama de variación desde más de 1 cm./seg. Para la grava hasta menos de 1×10^{-9} cm/seg. Para la arcilla.

H3.- Altura sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.

H4.- Altura sobre el plano de referencia de un tubo a la salida de la capa filtrante.

L.- Longitud de la muestra.

A.- Area total interior de la sección transversal del recipiente conteniendo la muestra.

I.- Gradiente hidráulico

$$I = \frac{H_3 - H_4}{L}$$

Esta ecuación es conocida como la " **LEY DE DARCY** "

Que es válida para la mayoría de los tipos de flujos de fluidos en los suelos.

Excepto que para la filtración de líquidos a velocidades muy altas y la de gases a velocidades muy bajas ó muy altas, la ley de DARCY, deja de ser válida.

VELOCIDAD DE FLUJO

Volviendo a considerar la velocidad a la que una gota de agua se mueve al filtrarse de un suelo se puede comprender al flujo de un fluido.

$$Q/A = K_i$$

$$V = Q/A$$

Cuando " A " es el área total del recipiente en la parte situada por encima del suelo (fig. 2), " V " , es la velocidad del movimiento descendiente de una gota de agua desde la posición 1 a la 2.

Esta velocidad es numéricamente igual a K_i , por lo tanto K puede interpretarse como la velocidad de descarga para un gradiente unidad es decir:

$$K = V/i \quad \text{ó} \quad K = V$$

Para un gradiente igual a uno

De la posición 3 a la 4, una gota de agua fluye a mayor velocidad que de la posición 1 a la 2, ya que el área media de los canales de flujo es más pequeña.

Esta área se representa en la fig. 3

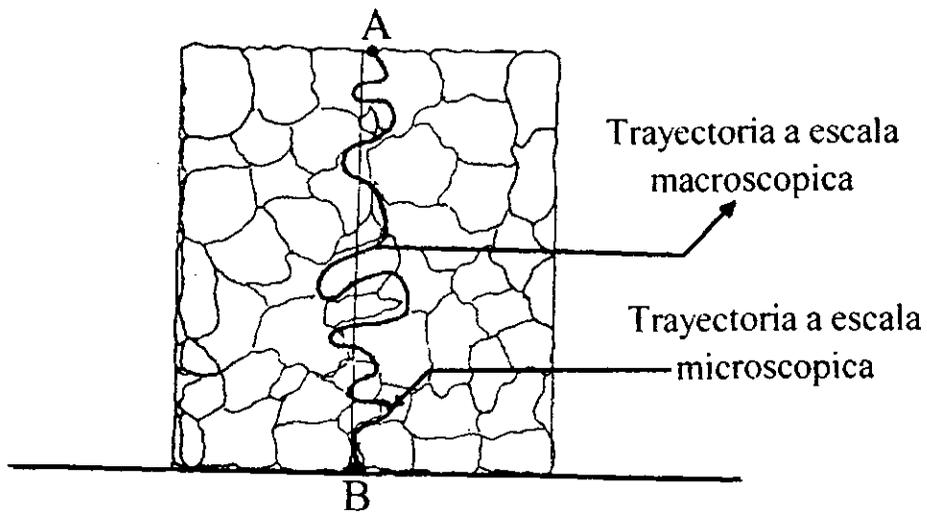


Fig 1 TRAYECTORIA DEL FLUJO DE AGUA EN EL SUELO

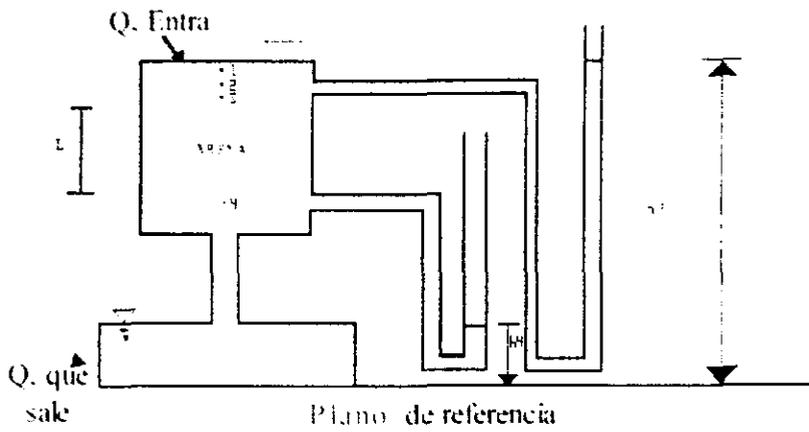


Fig 2 EXPERIMENTO DE DARCY

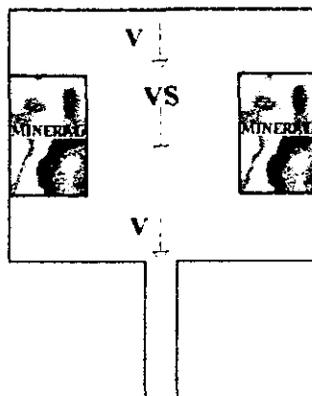


Fig 3 CANAL DE FLUJO

Que es el mismo dispositivo de la fig. 2, separando las partes de minerales y poros. Mediante el principio de "CONTINUIDAD" , podemos relacionar la velocidad de descarga " V " , con la velocidad efectiva media de flujo a través del suelo " Vs " , de la forma siguiente:

$$Q = VA ; \quad Q = V_s A_v$$

$$y \quad V_s = V (A/A_v) = V (A_L/A_sL) = V (v/V_v)$$

Por lo que

$$V_s = V/n$$

La velocidad media de flujo a través del suelo Vs, denominada " VELOCIDAD DE FILTRACION " , es por tanto, igual a la velocidad de descarga dividida por la porosidad:

$$V_s = V/n$$

Por lo tanto

$$V_s = K_i/n$$

Con esta ecuación se obtiene la velocidad media de una gota de agua al desplazarse desde el punto 3 al 4, este en la distancia en línea recta de 3 a 4, dividida por el tiempo necesario para que la gota de agua recorra el camino de 3 a 4 .

Aunque la velocidad de descarga y la filtración son magnitudes ficticias ambas sirven para calcular el tiempo necesario para que el agua recorra una cierta distancia en el terreno.

CARGAS DEL AGUA

En el estudio de flujo de fluidos es conveniente expresar la energía, tanto potencial como cinética, en términos de altura ó cargas, correspondientes a la energía por unidad de masa cuadrada.

Debemos considerar las tres cargas siguientes en los problemas de flujo de fluidos a través de un suelo.

1. CARGAS DE PRESION: (HP); La presión dividida por el peso específico del fluido.
2. CARGA DE ALTURA O GEOMETRICA: (HE): Distancia a un plano de comparación.

3. CARGA TOTAL: (H); Suma de la carga de altura y de presión.

$$H = H_P + H_E$$

Al estudiar el flujo a través de tubos ó canales abiertos debemos considerar también la carga de velocidad.

Entendiéndose que en los suelos la carga de velocidad es demasiado pequeña para tener importancia y por tanto puede despreciarse.

Los ingenieros al estudiar el flujo de agua en tubos y canales definen la carga total como la suma de la carga de velocidad, la carga de presión y la carga geométrica.

Y define la "CARGA PIEZOMETRICA" como la carga de presión más la carga geométrica.

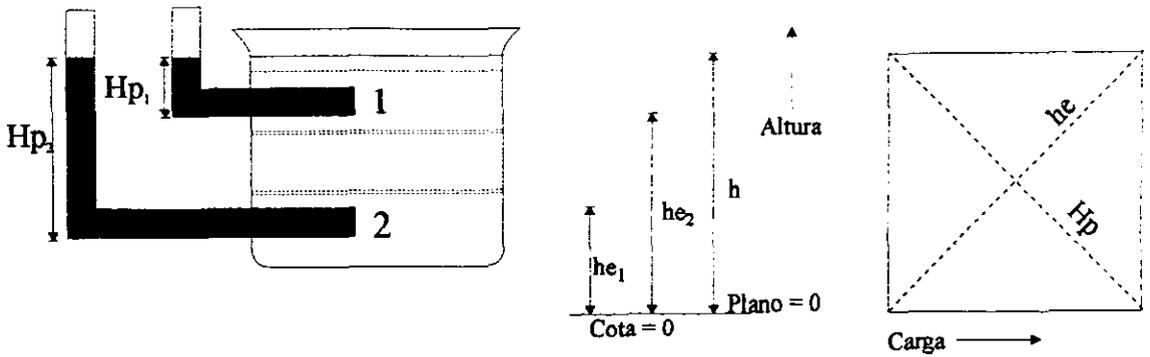
Para la filtración a través de un suelo donde es despreciable la carga de velocidad, la carga total y la piezométrica son iguales.

Como tanto la carga de presión como la altura pueden contribuir al movimiento del fluido a través del terreno, el flujo viene determinado por la carga total, y el gradiente a utilizar en la ley de DARCY, se calcula por la diferencia de carga total.

La importancia y exactitud de este planteamiento puede deducirse de los casos presentados en la fig. 4

La fig. 4, muestra un tubo lleno de agua en estado estático y se han numerado y presentado las cargas de los dos puntos; número 1, la parte superior y número 2, en el fondo del cubo.

Entre los puntos 1 y 2 existe un gradiente de presiones y un gradiente de altura, sin embargo no existe gradiente de cargas totales ya que la carga total en los dos puntos es idéntica e igual a H. Incluso aunque la presión en el punto 2 fuera considerablemente superior a la del punto 1, el agua fluiría del punto 2 al 1; Además tampoco se produciría el flujo del punto " 1 " hacia el 2 aunque la carga de altura en el punto 1 fuera triple que la del punto 2.



(a) EN UN RECIPIENTE

PUNTO	CARGA DE ALTURA	CARGA DE PRESION	CARGA TOTAL
1	he_1	hp_1	$he_1 + hp = h_1$
2	he_2	hp_2	$he_2 + hp = h_2$



(b) EN UN TUBO CAPILAR

PUNTO	CARGA DE ALTURA	CARGA DE PRESION	CARGA TOTAL
1	hc	$- hc$	$hc - hc = 0$
2	0	0	0

Figura 4 CARGAS HIDROSTATICAS

Por lo que:

1. ENERGIA CINETICA = $MV^2/2G$ POR LO QUE = $ML^2 (T^2)/T^2(L) = ML$
2. ENERGIA DE ALTURA = $EH = ML$
3. ENERGIA DE PRESION = $PM/f = MM/L^2 L^3/M = ML$
4. CARGA = ENERGIA/MASA = $ML/M = L$

Donde:

- V. velocidad
- g. aceleración de la gravedad
- M. masa
- L. longitud
- T. tiempo
- P. presión
- ρ . Densidad

Ahora bien la fig. 4b, muestra un tubo capilar en el que se mantiene el agua a una altura H_c .

Al igual que en el caso del cubo no existe un gradiente de carga total.

Estos sencillos ejemplos muestran dos importantes principios:

El flujo entre dos puntos cualesquiera depende solo de la diferencia de carga total.

Puede elegirse un plano de referencia cualesquiera para medir las cargas de altura.

La magnitud absoluta de estas cargas tiene escaso significado; es más interesante la diferencia de carga de altura, la cual es independiente del plano de referencia elegido.

FLUJO BIDIMENSIONAL

Al análisis referido al flujo unidimensional, ahora consideramos al flujo bidimensional, incluyéndose los casos de suelo no homogéneo y anisótropo.

Se considera el siguiente método:

•Se explicará el concepto de red de flujo de forma intuitiva, utilizando un caso d flujo unidimensional como el tratado anteriormente.

•Se da la solución, mediante la red de flujo, de varios problemas bidimensionales.

•Se obtiene la ecuación básica del flujo a través de un suelo (Esta ecuación sirve de base teórica para la red de flujo).

•Se utiliza la ecuación de flujo básico para estudiar la filtración de un fluido a través de un suelo anisótropo.

Analizaremos ahora una red de flujo para FILTRACIÓN BIDIMENSIONAL.

En la que se explica el empleo de las redes de flujo en tres casos que suponen una FILTRACIÓN BIDIMENSIONAL.

- EL PRIMERO.- Filtración bajo un tablestacado.
- EL SEGUNDO.- Filtración bajo una presa de concreto, son casos de flujo confinado ya que las condiciones d contorno están completamente definidas.
- EL TERCERO.- Filtración a través de una presa de tierra es de flujo libre ó no confinado ya que la línea de corriente superior no está claramente definida (Antes de construir la red de flujo).

FLUJO BAJO UN TABLAESTACADO

Para explicar el empleo de las redes de flujo, lo analizaremos en forma analítica y gráfica siguiendo el procedimiento adecuado del siguiente problema, que nos muestra un Tablaestacado hincado en un suelo limoso con una permeabilidad de 3×10^{-5} cm/minuto.

El Tablaestacado es de longitud considerable en dirección perpendicular a la figura por la cual el flujo de agua bajo el mismo, es bidimensional.

Las condiciones de contorno para la filtración bajo el Tablaestacado son:

- Kb. Línea equipotencial de aguas arriba.
- Hl. Línea equipotencial de aguas abajo.
- Beh. Línea de flujo.
- Mn. Línea de flujo.

Dentro de estos límites se ha dibujado la red de flujo que aparece en la fig. 5, a partir de dicha red podemos calcular el caudal filtrado bajo el Tablaestacado, así como la presión intersticial en cualquier punto del terreno y el gradiente correspondiente.

ANALITICAMENTE TENEMOS:

DATOS: Red de flujo de la fig. 5

PROBLEMA: Calcular las presiones intersticiales en los puntos "a" a "i", el gasto de filtración y el gradiente de salida

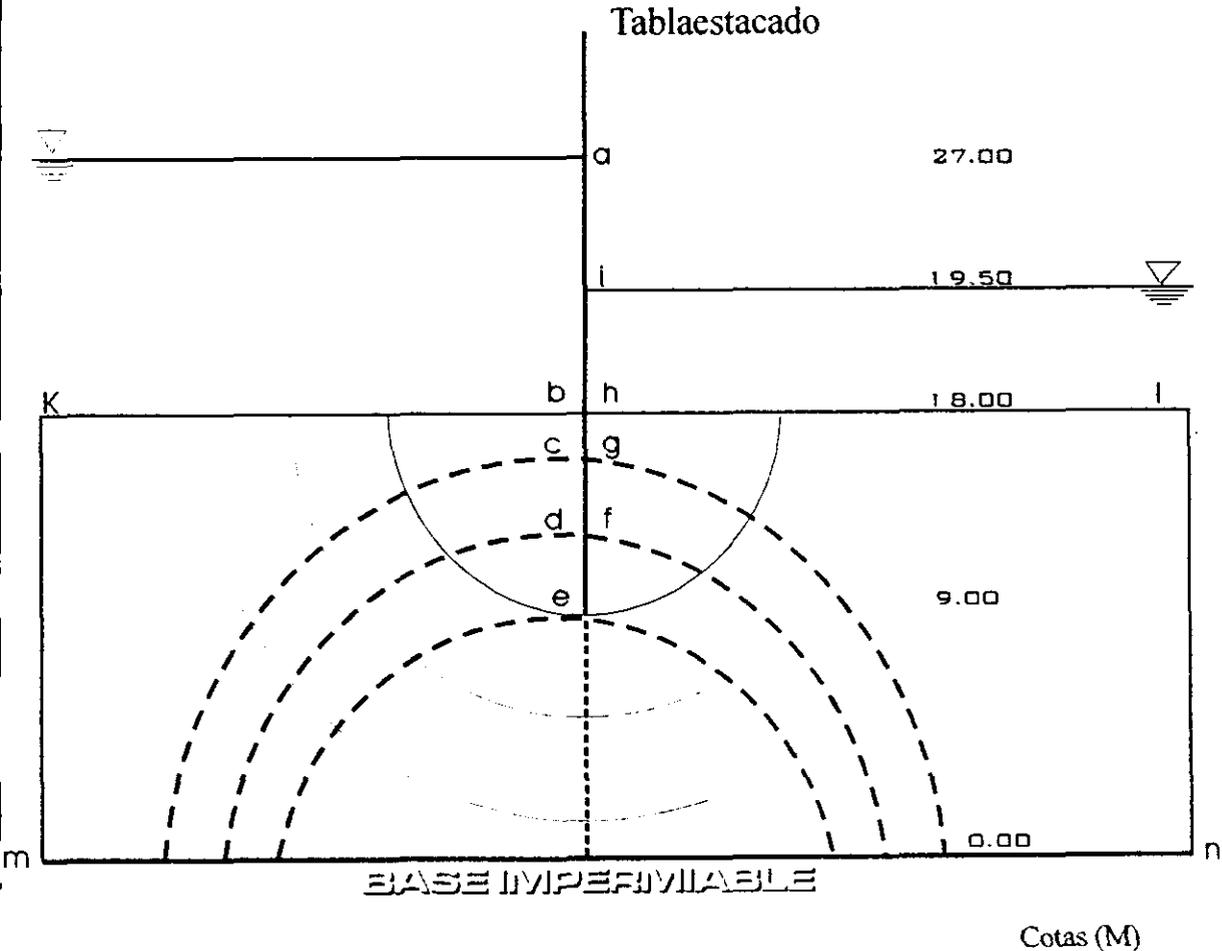
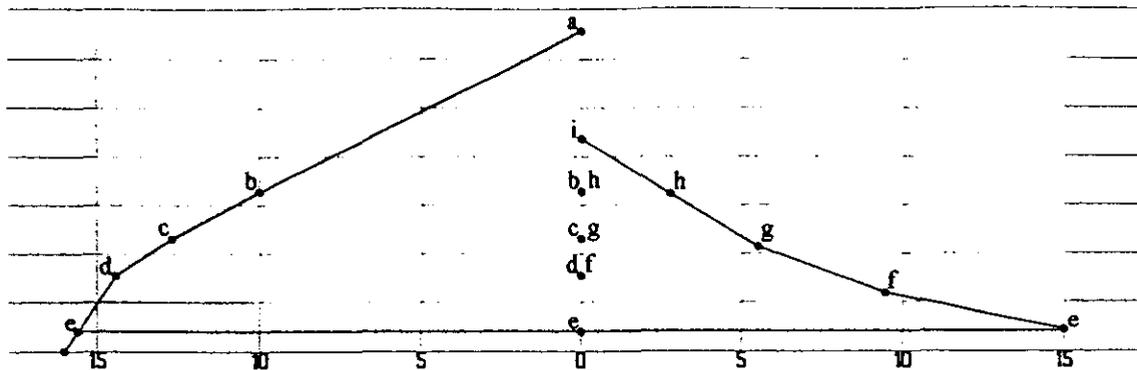


Fig 5 FLUJO BAJO UN TABLAESTACADO



Carga total en d:

$$H = 27 \frac{2}{8} (7.50) = 25.13 \text{ m}$$

Presiones de agua sobre el tablestacado (Ton/m²)

Punto	Carga de altura (M)	Carga total (M)	Carga de presión (M)	Presión de agua (Ton/m ²)
a	27.00	27.00	0.00	0.00
b	18.00	27.00	9.00	9.00
c	14.70	26.00	11.36	11.40
d	11.70	25.12	13.42	13.40
e	9.00	23.25	14.25	14.20
f	11.70	21.37	9.67	9.70
g	14.70	20.44	5.73	5.70
h	18.00	19.50	1.50	1.50
i	19.50	19.50	0.50	0.00

Filtración bajo el tablestacado:

$$Q/L = KH = 3 \times 10^{-5} \text{ cm/min} \times 750 \text{ cm} \times 4/8 = 1125 \times 10^{-5} \text{ cm}^3/\text{min/cm}$$

Gradiente de salida:

$$i = h/\Delta l \approx 7.5/8/3.45 = 0.27$$

Ahora bien la representación de las presiones de agua, como se ha hecho en el ejemplo, sirve para el proyecto estructural del *Tablaestacado* y para estudiar la presión diferencial de agua que tiende a que se produzcan fugas a través de la pared.

La parte crítica frente a una posible ebullición ó sifonamiento; es aquella en la que el flujo en las proximidades de las superficies del terreno es vertical hacia arriba y el gradiente es máximo.

Para el *Tablaestacado*; esto se produce en el punto " h ", el flujo va hacia arriba como indican las líneas de flujos verticales y el gradiente vertical es máximo debido al hecho de que el cuadrado en el punto " h ", es el de menores dimensiones de todos aquellos en los que el flujo es ascensional.

PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS Y CONDICIONES DE FILTRO

Se ha demostrado que la propiedad fundamental del suelo respecto al flujo de agua es la " PERMEABILIDAD ".

Ahora expondremos la forma de determinar la permeabilidad; se comentarán los factores que influyen sobre la misma y por último se consideran los filtros.

Se han incluido los filtros debido a que su comportamiento esta íntimamente relacionado con la permeabilidad.

DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD.

La permeabilidad de un suelo puede medirse en el laboratorio ó en el terreno; las determinaciones de laboratorio son más fáciles de hacer que los realizados insitu.

Debido a la permeabilidad depende mucho de la estructura del suelo y la dificultad de obtener muestras de suelo representativas, suelen ser necesarias determinaciones insitu de la permeabilidad.

Las pruebas de laboratorio permiten estudiar la relación entre la permeabilidad y la relación de vacíos por lo cual se suelen realizar habitualmente cuando no se dispone de medidas de campo.

Entre los métodos utilizados en laboratorio para la determinación de la permeabilidad están:

1. El permeámetro de carga variable.
2. El permeámetro de carga constante.

3. La medida directa ó indirecta mediante una prueba edométrica.

Siendo necesario una permeabilidad relativamente grande, para obtener buena precisión en la prueba de carga variable, esta se limita a suelos permeables.

El grado de saturación de un suelo no saturado varía durante la prueba por la que esta solo debe utilizarse en suelos saturados.

Como las pruebas edométricas se suelen realizar generalmente con suelos plásticos, la determinación de la permeabilidad a partir de esta prueba solo se hace con suelos de permeabilidad a partir de esta prueba solo se hace con suelos de permeabilidad baja.

La prueba de permeabilidad con carga constante, se utiliza ampliamente con todos los tipos de suelos en la fig. 6, se muestra un dispositivo para la prueba de permeabilidad con carga variable.

El coeficiente de permeabilidad puede calcularse a partir de la fórmula:

$$K = 2.3. aL/A (t_1 - t_0) \log_{10} (h_0/h_1).$$

DONDE:

- a** Sección transversal de la bureta.
- L** Longitud de la muestra de suelo en el permeámetro.
- A** Sección transversal del permeámetro.
- t₀** Instante en el que el nivel del agua en la bureta está en h₀.
- t₁** Instante en el que el nivel de agua en la bureta está h₁.
- h₀, h₁** Altura entre los que se determinan la permeabilidad.

Ahora bien para la prueba de permeabilidad con carga constante, el coeficiente de permeabilidad se deduce de la fórmula:

$$K = QL/thA$$

Donde:

- Q. Caudal de agua que se filtra a través del suelo en un tiempo t.
- h. Perdida de carga total.

Estas ecuaciones se han deducido mediante la "LEY DE DARCY", para los casos de flujos presentes en los permeámetros.

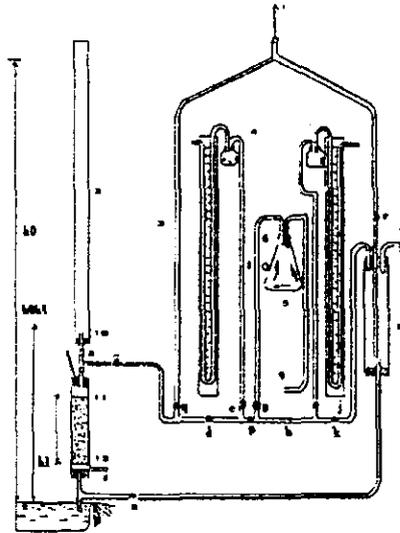
Bien la permeabilidad a la temperatura " T ", K_T, puede reducirse a la correspondiente a 20° C, mediante la expresión.

$$K_{20^\circ C} = \frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}} (K_T).$$

Donde:

- $K_{20^{\circ} C.}$ - Permeabilidad a la temperatura de $20^{\circ} C$
- $K_T.$ - Permeabilidad a la temperatura T .
- $\mu_{20^{\circ} C.}$ - Viscosidad del agua a la temperatura $20^{\circ} C$
- $\mu_T.$ - Viscosidad del agua a la temperatura T .

Como es de saberse que la velocidad de consolidación de un suelo depende directamente de la permeabilidad. Así utilizando las relaciones apropiadas, podemos calcular la permeabilidad a partir de la medida de la velocidad de consolidación.



- | | |
|----------------------------------|--|
| 1. Al depósito de agua destilada | 7. Llave |
| 2. Bureta | 8. Cámara de regulación del Agua destilada |
| 3. Manómetro | 9. A la bomba de vacío |
| 4. Separadores de agua | 10. Termómetro |
| 5. Matraz | 11. Permeámetro |
| 6. Dren | 12. Rejilla |

FIG. 6.- INSTALACION PARA LA PRUEBA DE PERMEABILIDAD CON CARGA VARIABLE.

TIPO DE SUELO

Las siguientes cinco características tienen influencia sobre la permeabilidad:

1. Tamaño de la partícula
2. Relación de vacíos
3. Composición
4. Estructura
5. Grado de saturación

Las ecuaciones anteriores consideran solamente el tamaño de las partículas y la relación de vacíos, mientras que las otras tres características se tratan indirectamente.

es difícil aislar la influencia de cualquiera de las cinco, ya que estas características están estrechamente relacionadas, por que la estructura suele depender del tamaño de las partículas de la relación de vacíos y de la composición.

Las ecuaciones anteriores sugieren que la permeabilidad varia con el cuadrado de un cierto diámetro de las partículas, pero es mucho más razonable una relación entre la permeabilidad y el tamaño de las partículas en los limos y arenas que en las arcillas, ya que en aquellas las partículas son más aproximadamente equidimensionales y las diferencias de estructuras no son tan dispersas.

De allí que HAZEN propone que:

$$K = 100 D_{10}^2$$

Donde:

K.- Viene expresado en cm/seg.

D₁₀.- En cm; los tamaños correspondientes al 10% respectivamente del material que pasa según la curva granulométrica.

En la siguiente tabla se presentan algunos datos de permeabilidad y tamaños de las partículas, así como los valores correspondientes de K/D₁₀.

Como se podrá advertir, los valores de K/D₁₀, varían de 1 a 42 con un valor medio de 16.

SUELO	TAMAÑO	PERMEABILIDAD (H/cm)	K/D210 (1 seg./cm)
Grava gruesa	0.082	1100	16
Grava arenosa	0.020	160	40
Grava fina	0.030	71	8
Grava limosa	0.006	4.60	11
Arena gruesa	0.011	1.10	1
Arena media	0.002	0.29	7
Arena fina	0.003	0.096	1
Limo	0.0006	0.15	42

MEDIA = 16

TABLA 1.- RESULTADOS DE PRUEBA DE PERMEABILIDAD.

La lógica y datos experimentales sugieren que la mayor influencia sobre la permeabilidad se debe a las partículas más finas del suelo.

La ecuación de HAZEN, utilizada D10 como; el diámetro que relaciona el tamaño de las partículas con la permeabilidad.

Esta relación supone que la distribución de tamaños es suficientemente extensa para evitar que las partículas más pequeñas sean arrastradas por las fuerzas de filtración del agua, es decir el suelo debe poseer " ESTABILIDAD HIDRODINAMICA ".

Ahora bien los suelos gruesos uniformes que contienen finos no suelen presentar tal estabilidad.

La filtración en estos suelos, pueden producir un arrastre de los finos y provocar por tanto un aumento de la permeabilidad con la filtración.

CONDICIONES DE FILTRO

Existen ciertos casos en los que las obras de tierra requieren filtros.

En primer lugar, no se puede permitir que el agua brote por el talud de aguas abajo de una presa.

En segundo lugar, no puede permitirse el arrastre de partículas de un suelo a otro ó de un suelo a una estructura de drenaje por el agua recogida.

Si esto sucediera daría lugar a la erosión del suelo con graves problemas de estabilidad para la estructura de tierra.

Dicha erosión se puede evitar por capas seleccionadas de suelo, denominados " FILTROS ".

El proyecto de un filtro adecuado consiste en elegir las dimensiones del mismo y el material para constituirlo de forma que:

1. Existe una pérdida de carga suficiente al atravesar los filtros.
2. No se permite una entrada importante de suelo al filtro.

La selección del mismo, para cumplir la primera condición depende del tipo de suelo y del sistema de filtración de la estructura de tierra considerada.

La *fig. 7*, presenta un diagrama útil, para el proyecto de filtros en la cara exterior de un talud.

Permite además seleccionar combinaciones del espesor del filtro y de la permeabilidad.

La *fig. 8*, se ha deducido de redes de flujo como los dibujados.

Ahora bien las condiciones para que un filtro impida la entrada de partículas son de naturaleza principalmente granulométricas.

Estas condiciones fueron deducidas a partir de las pruebas realizadas por TERZAGHI y ampliadas posteriormente por el CORPS OF ENGINEERS en VICKSBURG.

Las especificaciones sobre filtros resultantes, relacionan la granulometría del material del filtro con la del suelo protegido mediante las siguientes expresiones:

- 1).- $D_{15}(\text{filtro}) / D_{85}(\text{suelo}) < 5$
- 2).- $4 < D_{15}(\text{filtro}) / D_{15}(\text{suelo}) < 20$
- 3).- $D_{50}(\text{filtro}) / D_{50}(\text{suelo}) < 25$

DONDE:

D15, D50 Y D85.- Son los tamaños de las partículas correspondientes a una distribución granulométrica para los porcentajes en pesos del 15, 50 y - 85%, que ponen respectivamente.

Estas presiones solo limitan el arrastre de las partículas de suelo al filtro a una zona en la cara de contacto entre ambos, si no también aseguran que la permeabilidad del filtro es considerablemente mayor que la del suelo.

Así es que los filtros son elementos esenciales en las mayorías de las estructuras de retención de aguas construidas con suelos.

Sirven para obtener la red de flujo deseado y evitar la erosión interna.

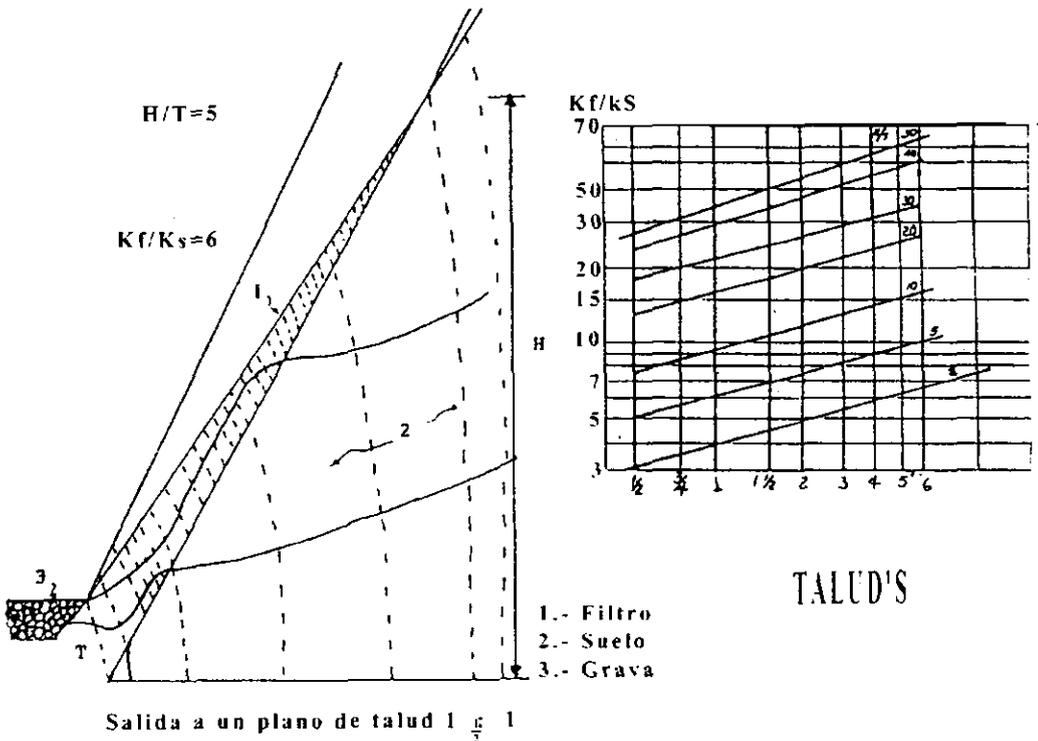
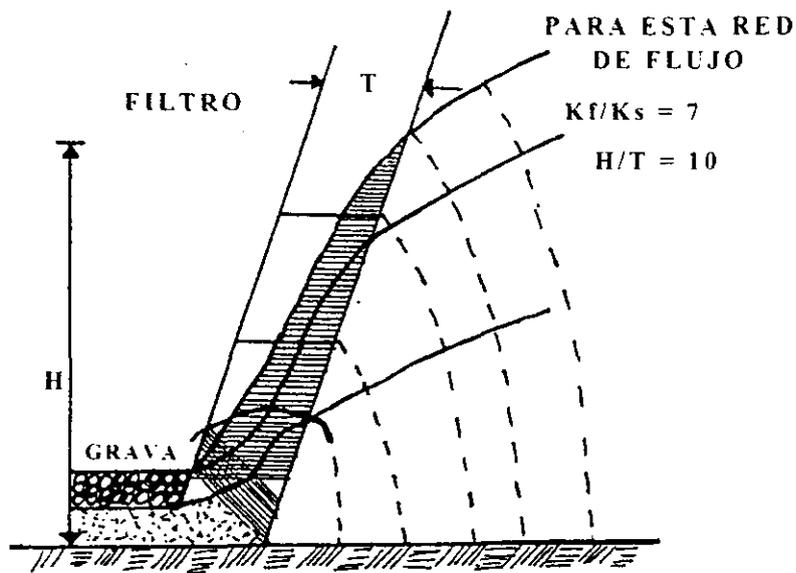


Fig 7 PROYECTO DE FILTROS



SALIDA A UN PLANO DE TALUD 1/2:1

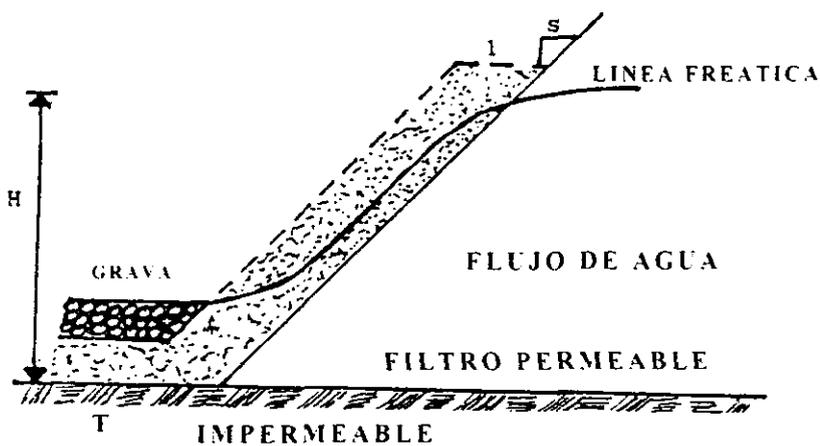


Fig 8 PROYECTO DE FILTROS (SEGUN CADERGREN, 1960)

MODELO 1

ARRASTRE E INTRUSION DE MATERIAL

RESUMEN:

Con esta propuesta de modelo se pretende ilustrar el arrastre de partículas y su intrusión en los suelos más gruesos, que puede provocar el agua al fluir a través de una estructura de tierra, así mismo la efectividad de las obras de drenaje que se construyen para proteger al suelo afectado.

Estas estructuras se diseñan para que capten y eliminen el agua, una sección del modelo reproduce el trabajo de un subdren longitudinal de zanja.

Los subdrenes longitudinales de zanja son muy utilizados en las vías terrestres y aeropistas para protección de las terracerías y los pavimentos.

Como su nombre lo indica, el subdren es básicamente una zanja que se construye de manera que intercepte el flujo de agua; como se indica en la fig 9

En el fondo de la zanja se coloca un tubo perforado para captar y alejar de la obra el agua infiltrada; el resto de la zanja se rellena con material filtrante, excepto material impermeable de manera que se evite la infiltración del agua que escurre superficialmente.

Para que el material filtrante sea eficiente debe llenar las dos condiciones siguientes:

A) Retener las partículas del material por proteger

B) Ser de permeabilidad mayor a la del suelo por proteger, con objeto de facilitar la salida del agua.

Para cumplir con la primera condición, las partículas finas del filtro deben retener a las gruesas del suelo, requiriéndose, que el D_{15} del filtro sea menor que 5 veces al D_{85} del suelo.

La segunda condición se cumple cuando las partículas finas del filtro son mayores que las más finas del suelo.

Ambas condiciones quedan representadas por la expresión:

$$SD_{15} \text{ (SUELO)} \leq D_{15} \text{ (FILTRO)} \leq 5 D_{85} \text{ (SUELO)}.$$

Resumimos las características de un subdrenaje, en la fig 9, ncluyendo la distribución granulometrica del filtro, que corresponda al proyecto tipo de los utilizados en caminos y aeropistas.

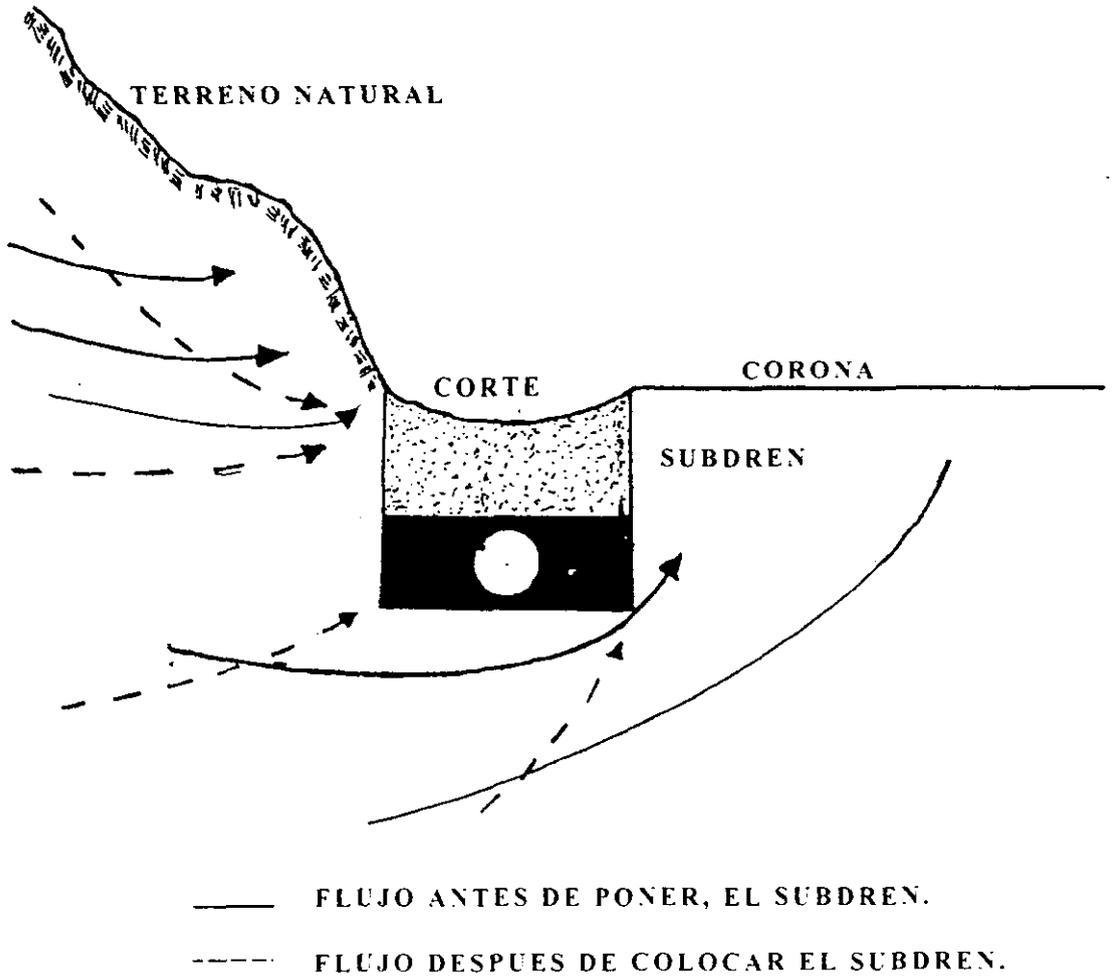
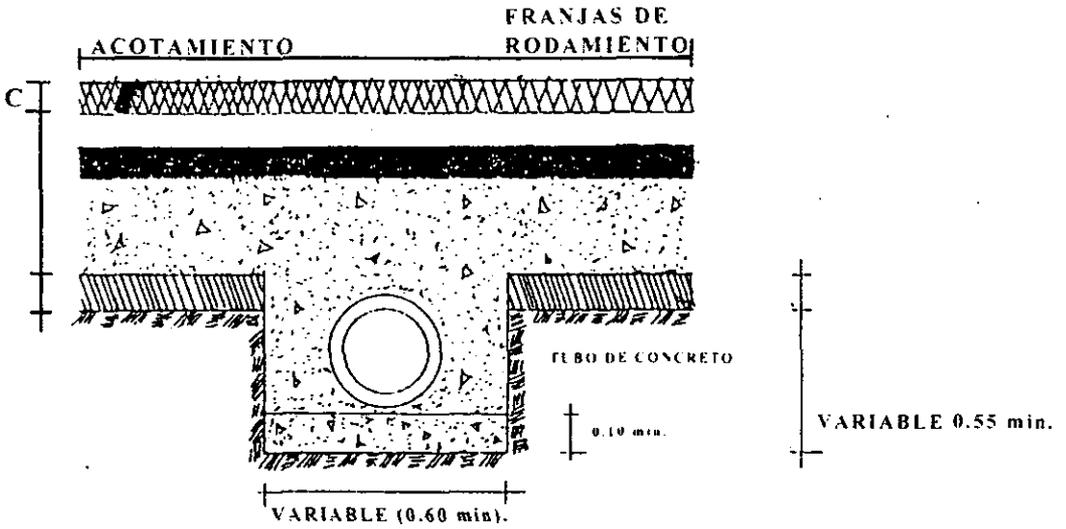
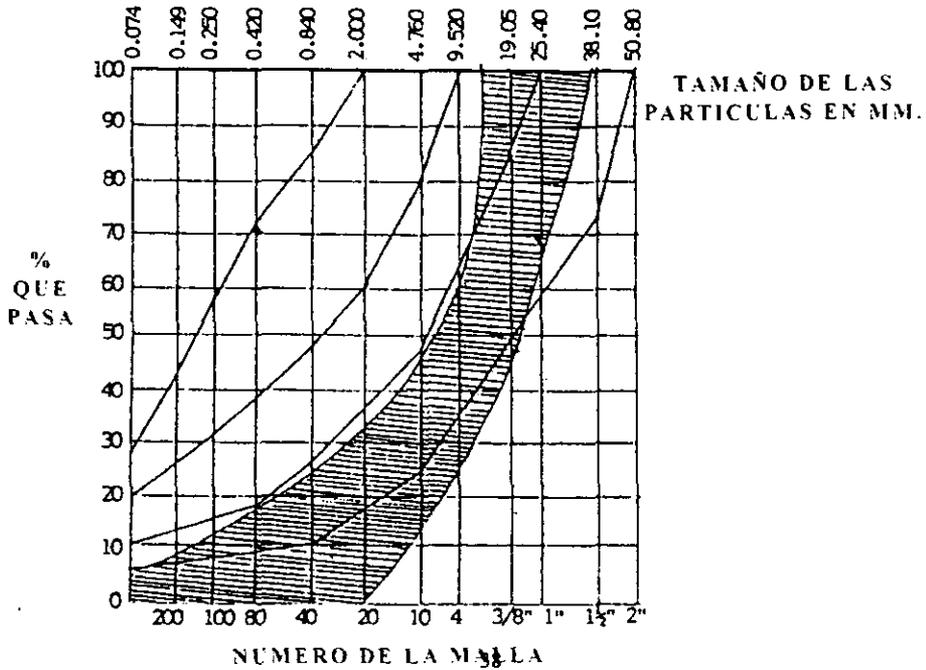
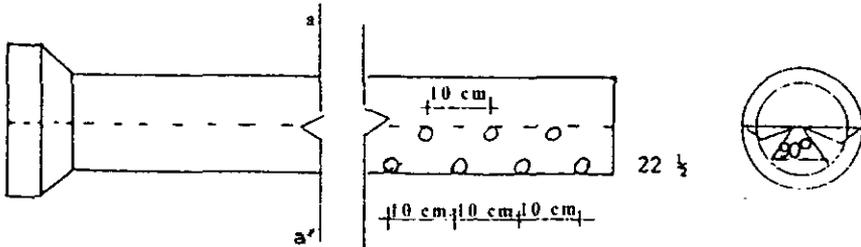


Fig 9.- SUBDREN



DETALLE DEL TUBO DE CONCRETO



NOTAS:

1.- Para el material filtrante podrán emplearse arena y grava, de los bancos de base y carpeta, siempre que llene las características siguientes:

A) La curva granulométrica del material filtrante deberá estar en la zona sombreada de la gráfica de composición granulométrica. Este material deberá cumplir además; $LL \leq 25\%$ $LP \leq 5\%$

B) La plantilla donde descansa el tubo perforado deberá formarse en todos los casos, con el mismo material filtrante del subdren dándole un apisonado energético.

C) El tubo de concreto será de 0.15 cm., de diámetro interior mínimo con perforaciones de 9.5 mm., (3/8"), separados 0.10 cm., centro a centro, según detalle del tubo.

D) Pendiente mínima del tubo será del 2%.

E) El material filtrante se colocará en capas de 0.20 cm., de espesor aproximado, un poco húmedo y apisonado ligeramente para lograr su acomodo.

F) Se deberá prever la colocación de registros, a cada 50 cm., para inspección y limpieza del sistema.

G) Acotaciones en metros, Min. ; significa dimensiones mínimas.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO

El modelo estará formada por una caja de 15 x 35 cm., en planta, por 15 cm., de altura, fabricado con placas de vidrio ó acrílico de 0.32 cm., (1/18"), de espesor.

En una de sus caras largas tienen dos perforaciones mencionada, se colocan dos drenes, formados con tubos de PVC perforados. En las posiciones A-A y B-B se colocan unos separadores de 15 x 15 cm., también de acrílico, para evitar que los suelos usados en el experimento se mezclen.

Para la presentación del fenómeno se utilizan tres materiales:

A) Una arena fina uniforme (*material 1*), como suelo a proteger.

B) Una grava fina (*material 2*), que representa un filtro inadecuado.

C) Una arena bien graduada (material 3), que hace las funciones del filtro, las características granulométricas de los tres materiales están representados por las curvas de la fig. 11

OPERACIÓN DE LA PROPUESTA DEL MODELO

El montaje del modelo se inicia colocando en su sitio los drenes de PVC, en seguida se depositan los materiales 1, 2, y 3, utilizando las placas separadoras, estas se retirarán cuando alcanzan su altura total, unos 12 cm.

El modelo se hace funcionar agregando agua al material 1, el agua debe verterse lentamente y por pausas de manera que no se genere un tirante sobre los materiales, para evitar el arrastre superficial del material por proteger, debe procurarse que el material se sature uniformemente, hasta que se defina un flujo hacia los drenes, cuando esto ocurra se observará:

A) Que el flujo erosiona el material de suelo através de la grava llevándolo hasta el dren.

La grava resulta contaminada y el agua saldrá turbia.

B) Del lado del filtro no se aprecia intrusión del material y el agua saldrá limpia por el dren.

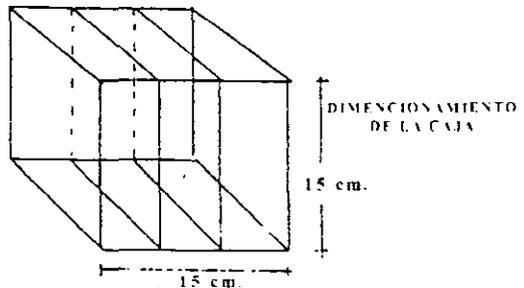
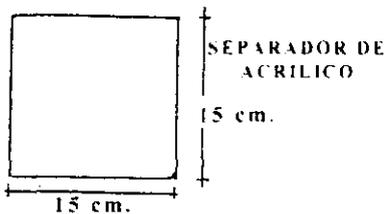
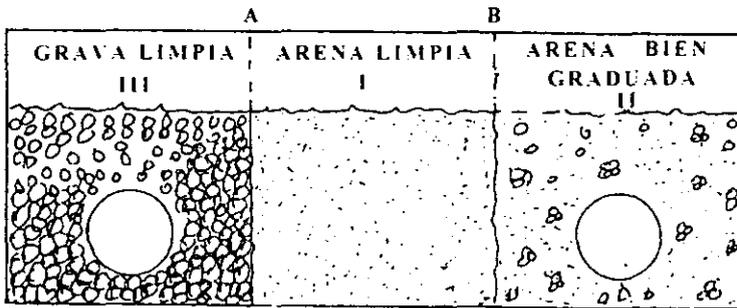
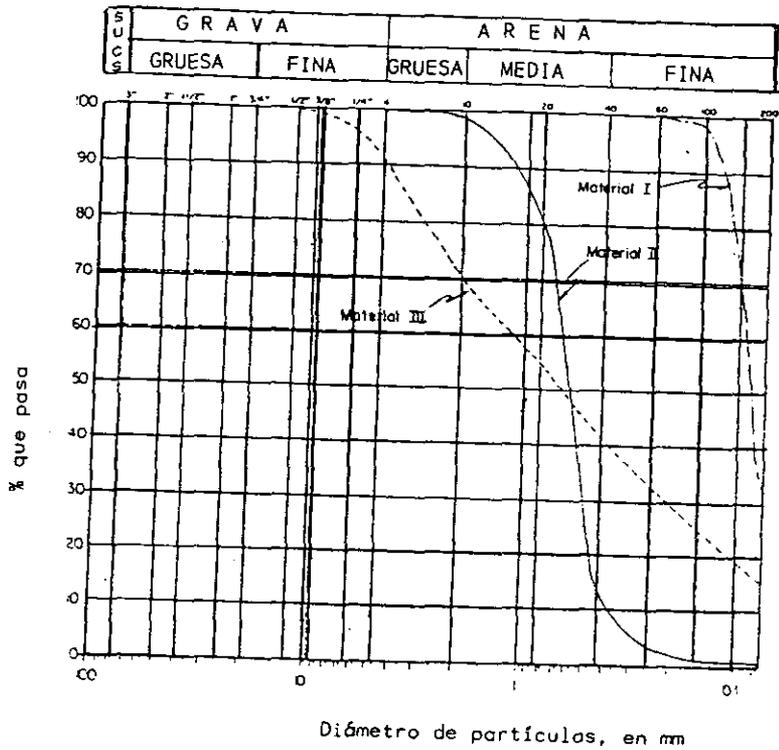
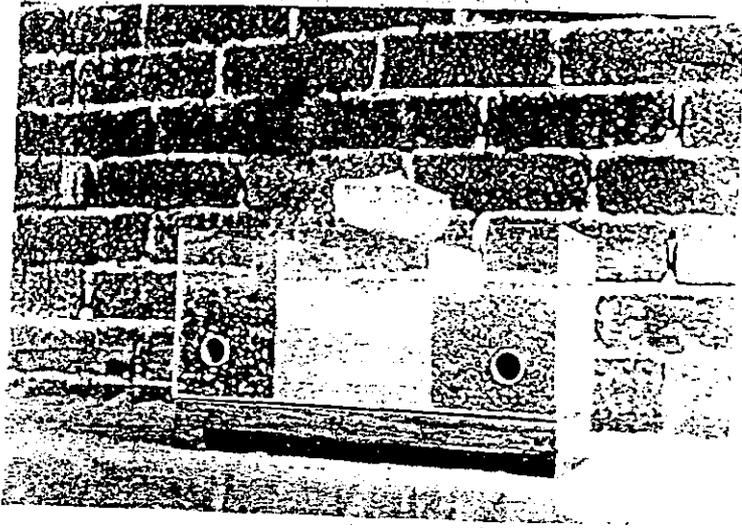


Fig 10 COLOCACION DE MATERIALES

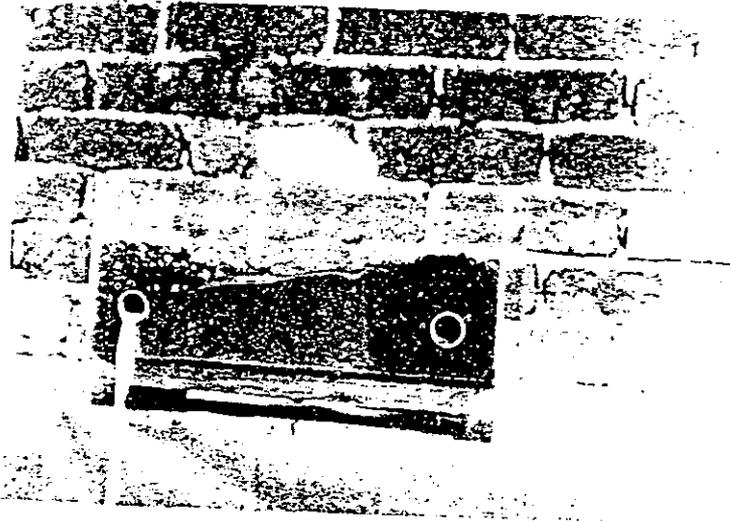


material I suelo por proteger
 material II filtro inadecuado
 material III filtro

Curvas de distribución granulométrica



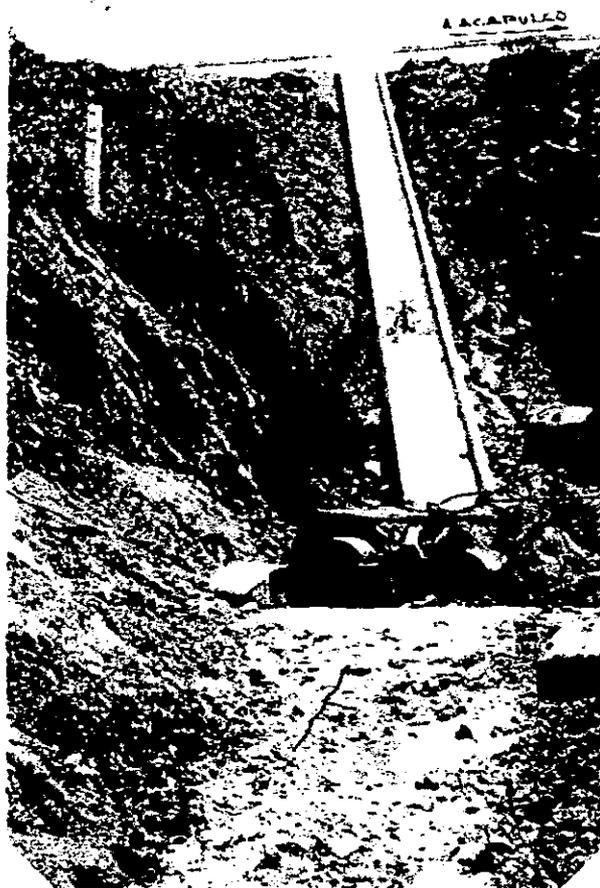
Modelo I, Materiales del experimento colocados.



Vista del modelo funcionando.

SECUENCIA FOTOGRAFICA

FOTO No. 1



EN ESTA FOTOGRAFIA PODEMOS OBSERVAR QUE LA OBRA HIDRAULICA QUE FUE DISEÑADA, PARA LA PROTECCION DE LA ESTRUCTURA DEL TERRAPLEN Y CARPETA ASFALTICA HA SIDO COMPLETAMENTE FALLADA POR LOS EFECTOS DE SOCAVACION LOCAL, PRODUCIENDOSE CON ELLO DESLAVES FUERTES QUE OBSTRUYERON LA OBRA DE DESVIO DE CORRIENTE PLUVIAL QUE EJERCE SU FLUJO EN FORMA DIRECTA AL TERRAPLEN OCACIONANDOLE LOS DAÑOS QUE SE OBSERVAN .

FOTO No. 2

OBRAS HIDRAULICAS DE PROTECCION DE LA ESTRUCTURA DEL TERRAPLEN Y CARPETA DE LA CARRETERA.

PODEMOS OBSERVAR QUE ESTE CONJUNTO DE SISTEMA DE OBRAS HIDRAULICAS DISEÑADO PARA PROTECCION DEL TERRAPLEN Y CARPETA DE LA CARRETERA, PRESENTA VARIAS FALLAS, OCACIONADAS POR LA INESTABILIDAD DEL TALUD U POR LOS DESLAVES OCACIONADOS POR LOS DESLIZAMIENTOS, SOCAVACIONES LOCALES, PRODUCIDOS POR LOS ESCURRIMIENTOS NATURALES DE LAS PRECIPITACIONES PLUVIALES SOBRE EL CORTE DE TALUD.

ESTO OCACIONA INESTABILIDAD EN LOS TALUDES, EFECTOS EROSIVOS Y DE DESTRUCCION DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS HIDRAULICAS Y BLOQUEO DE LOS ESCURRIMIENTOS NATURALES, POR LO QUE SIEMPRE ES CONVENIENTE DESARROLLAR UN PROYECTO MAS SOFISTICADO Y APEGADO A LAS CONDICIONES PREDOMINANTES DEL LUGAR, ASI COMO A LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL SUELO DONDE SE REALIZARAN DICHAS OBRAS.



FOTO No. 3



EN ESTA FOTOGRAFIA PODEMOS OBSERVAR COMO LA OBRA HIDRAULICA, LAVADERO ESTA FALLANDO COMPLETAMENTE DEBIDO A LOS EFECTOS DE LA SOCAVACION.

CAPITULO 1.

FALLAS DE TALUDES

GENERALIDADES

Comprendemos bajo el nombre genético de " TALUDES " cualesquiera superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierras, ya bien sea en forma natural ó consecuencia de la intervención humana en una obra de Ingeniería.

Bajo este punto de vista los taludes los clasificamos en:

- **NATURALES (LADERAS)**
- **ARTIFICIALES (CORTES Y TERRAPLENES)**

Ahora bien considerando el moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación tales como; Canales, Caminos ó Ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción, por medio de bordo.

Han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de suma importancia ingenieril de primer orden.

Tanto el aspecto de inversión como por el de consecuencias derivadas de sus fallas, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado para la determinación de un proyecto.

Obviamente la construcción de estas estructuras es tan antigua como la humanidad misma, sin embargo en casi toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años los TALUDES se manejaron como normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizado de las experiencias adquiridas.

Por lo que al asentarse la expansión del ferrocarril y del canal, así como las carreteras provocaron los primeros intentos para un estudio racional de este campo, siendo esto hasta el advenimiento de la actual mecánica de suelos, siendo

posible aplicar el diseño de taludes, normas y criterios que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivas, obteniéndose experiencias sobre bases

firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras.

Es necesario establecer el hecho de que la determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio material que constituyen a un talud es un problema no resuelto en general en la actualidad, ni aún para casos idealizados como serían los de suponer el material elástico ó plástico.

De aquí que los procedimientos usuales de análisis de estabilidad estructural no pueden utilizarse, por lo que ha de recurrirse al método llamado "ANÁLISIS LIMITE" , que van siendo más frecuentes en todos los campos de la Ingeniería.

La esencia de estos métodos consisten todos en imaginar un mecanismo de "Falla para el TALUD" y en aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, de manera que si con tal resistencia hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse.

En los taludes siempre se han imaginado que la falla ocurre como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta.

Al efectuar el análisis de que la posibilidad de tal deslizamiento, se admita que el suelo desarrolla en todos los puntos de la superficie de falla, la máxima resistencia que se le consideré.

Históricamente en el campo del estudio de los TALUDES existen pioneros de labor muy meritoria;

COLLIN (1845) , habló por primera vez de superficies de deslizamientos, curvas en las fallas de los taludes; e imaginó mecanismos de fallas que no difieren mucho de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño.

Viéndose sus ideas obtenidas de observaciones objetivas, obstaculizadas por opiniones anteriores y contrarias de CH. A. COULOMB, quien preconizó la falla plana de los taludes, hipótesis menos fecunda.

Las ideas de superficies de deslizamiento no plano fueron resurgidas en Suecia (1916), por PETERSON quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo, dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva, siendo impulsadas estas por W. FELLENIUS (1927), uno de los investigadores más importantes del campo de los Taludes.

De aquí el nombre que actualmente reciben, el nombre genérico de "METODO SUECO" a todos aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular.

A través de estos estudios e hipótesis surge lo realizado por RENDULIO, en 1935, proponiendo la "ESPIRAL LOGARITMICA" como trazo de una superficie de deslizamiento más real, siendo rebatida por TAYLOR en 1937, manifestando que esta curva que complica los cálculos, proporciona resultados muy similares a la circunferencia, que en su uso práctico no se justifica.

En la actualidad, la investigación está muy lejos de haber resuelto todos los aspectos del análisis de los Taludes.

Siendo, la teoría de la elasticidad y plástica los que ofrecen perspectivas de interés que se están probando para los mismos fines.

Distinguiendo en forma importante; mientras que los problemas teóricos de la estabilidad de los Taludes distantes de estar resueltos, constituyendo un reto para los investigadores de la mecánica de suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos.

Hoy en día se construyen taludes más importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien son pocos satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica.

Habiéndose realizado un bosquejo generalizado de el estudio de taludes en sus aspectos, históricos y técnicos, procedemos a analizar un estudio de:

I).- TIPOS Y CAUSAS DE FALLAS MAS COMUNES.

Aún cuando las laderas naturales plantean problemas que pueden llegar a ser de vital importancia, se tratan en forma predominante los Taludes artificiales, mencionándose las características más importantes que pueden ser fuentes de preocupación ingenieril en laderas naturales.

Considerándose entonces que los tipos de fallas más frecuentes en Taludes son los que se mencionan como sigue:

A).- FALLAS POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia

abajo; este fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del Talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe.

El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado.

Este fenómeno se manifiesta por una serie de efectos notables tales como; inclinación de los arboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraízan, movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas.

Investigaciones recientes sobre comportamientos triaxiales de suelos arcillosos en pruebas drenadas demuestran que su resistencia es una función del tiempo que dura la prueba, por lo que la curva "ESFUERZO-DEFORMACION", también depende del tiempo que actúe sobre la muestra cada incremento de carga.

Por lo que resumiendo tenemos que:

Para cargas pequeñas con respecto a la resistencia máxima, las diferencias de deformación en tiempos distintos son imperceptibles.

Pero si la carga es una fracción importante de la resistencia, la deformación axial crece mucho, por lo que sí se deja actuar largos periodos de tiempos, el efecto empieza a ser importante cuando la carga aplicada es del orden del 50%, de la resistencia máxima, notándose más para cargas menores.

B.- DESLIZAMIENTOS EN LADERAS NATURALES SOBRE SUPERFICIES DE FALLAS PRE-EXISTENTES.

En las laderas naturales, se encuentran movimientos hacia abajo una costra importante del material, producido por su proceso de deformación, bajo esfuerzo cortante en partes mas profundas, que llegan muchas veces a producir una verdadera superficie de fallo.

Si los movimientos se aceleran se pueden llegar a producirse un deslizamiento de tierra.

Este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera.

Un ejemplo sencillo es el que aparece en laderas formadas por depósitos de taludes sobre otros materiales firmes estratificados, que siguen mas o menos la inclinación de la ladera; observándose con frecuencia superficies de fallas prácticamente planas, que siguen los contactos entre los depósitos de taludes y los materiales mas recientes de apoyo.

Este tipo de fallas se presenta en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo producen deformaciones grandes que llegan a generar la superficie de falla, generándose, la resistencia disponible a lo largo de ella, será la resistencia residual, correspondiente a los materiales en contactos.

C.- FALLA POR MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD.

Estas pueden ocurrir en los taludes por movimientos bruscos, que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de fallas que penetran profundamente en su cuerpo.

Estos reciben el nombre de "DESLIZAMIENTO DE TIERRAS" existiendo dos tipos claramente diferenciados:

En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud.

Esta forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas "POR ROTACION".

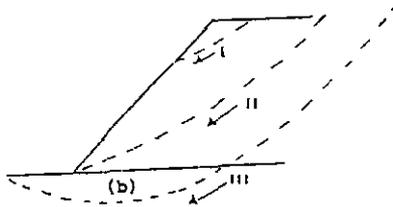
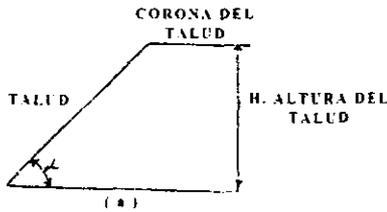
En segundo lugar, tenemos las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en un terreno de cimentación.

Estos planos de fallas débiles suelen ser horizontal o muy pocos inclinados respecto a la horizontal. Estas fallas son las llamadas "POR TRASLACION".

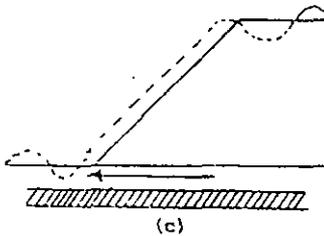
De allí que las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de fallas, por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación

o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (FALLA DE BASE).

Pueden ocurrir también las llamadas "FALLAS LOCALES", que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales.



- I FALLA LOCAL
- II FALLA POR EL PIE DEL TALUD
- III FALLA DE BASE



- a) NOMENCLATURAS
- b) FALLAS POR ROTACION
- c) FALLAS POR TRASLACION SOBRE UN PLANO DEBIL.

Fig 11 NOMENCLATURA Y FALLAS EN EL CUERPO DE UN TALUD

D).- FLUJOS

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejen el fluir de un líquido viscoso.

Estas fallas pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de rocas hasta arcillas francas, sucediendo tanto en materiales secos como húmedos.

E).- FALLAS POR EROSION

Son fallas de tipo superficial provocada por arrastre de viento y agua en los taludes.

Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme.

F).- FALLAS POR LICUACION

Este tipo de fallas ocurre cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más ó menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdidas casi total de resistencia al esfuerzo cortante.

Este fenómeno suele ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

PARAMETROS DE RESISTENCIAS AL ESFUERZO CORTANTE QUE DEBEN USARSE EN LAS DIFERENTES CONDICIONES DE ANALISIS DE ESTABILIDAD.

Analizar cualitativamente los cambios que pueden tener lugar en las condiciones mecánicas de los suelos con los que se construye una cierta estructura, ejemplificando las condiciones a corto y a largo plazo por un terraplén que se construye sobre un terreno arcilloso saturado y blando, por una excavación hecha en el mismo suelo, respectivamente.

Describiendo la secuencia de la figura 12, tenemos:

En la parte (a); aparece el terraplén y una supuesta superficie potencial de deslizamiento.

En (b); se ha dibujado la variación de la altura del terraplén con el tiempo, así como el cambio del esfuerzo cortante medio en dicha superficie de falla.

En (c); de la figura aparece la variación de la presión de poro en un punto "P", de la superficie de deslizamiento supuesta.

Finalmente en (d); indica en forma cualitativa como varia el factor de seguridad del terraplén contra el deslizamiento definido, como se verá; como la relación de la resistencia media del suelo, al esfuerzo cortante medio actuante, ambos medidos a lo largo de la superficie de deslizamiento considerado.

Ahora bien si la construcción se verifica en forma rápida durante el cual no ocurre consolidación apreciable del terreno de cimentación, se tendrá un aumento sostenido de la presión de poro, durante ese lapso hasta un máximo al fin del mismo, la presión de poro, durante ese lapso hasta un máximo al fin del mismo, la presión de poro tendera a disiparse, tratando de volver al valor original que existía en "P".

Las condiciones de seguridad contra el deslizamiento empeoran durante el periodo de construcción, pues durante él aumenta el esfuerzo cortante medio actuante, en tanto la resistencia potencial media a lo largo de la superficie de falla se mantiene la misma.

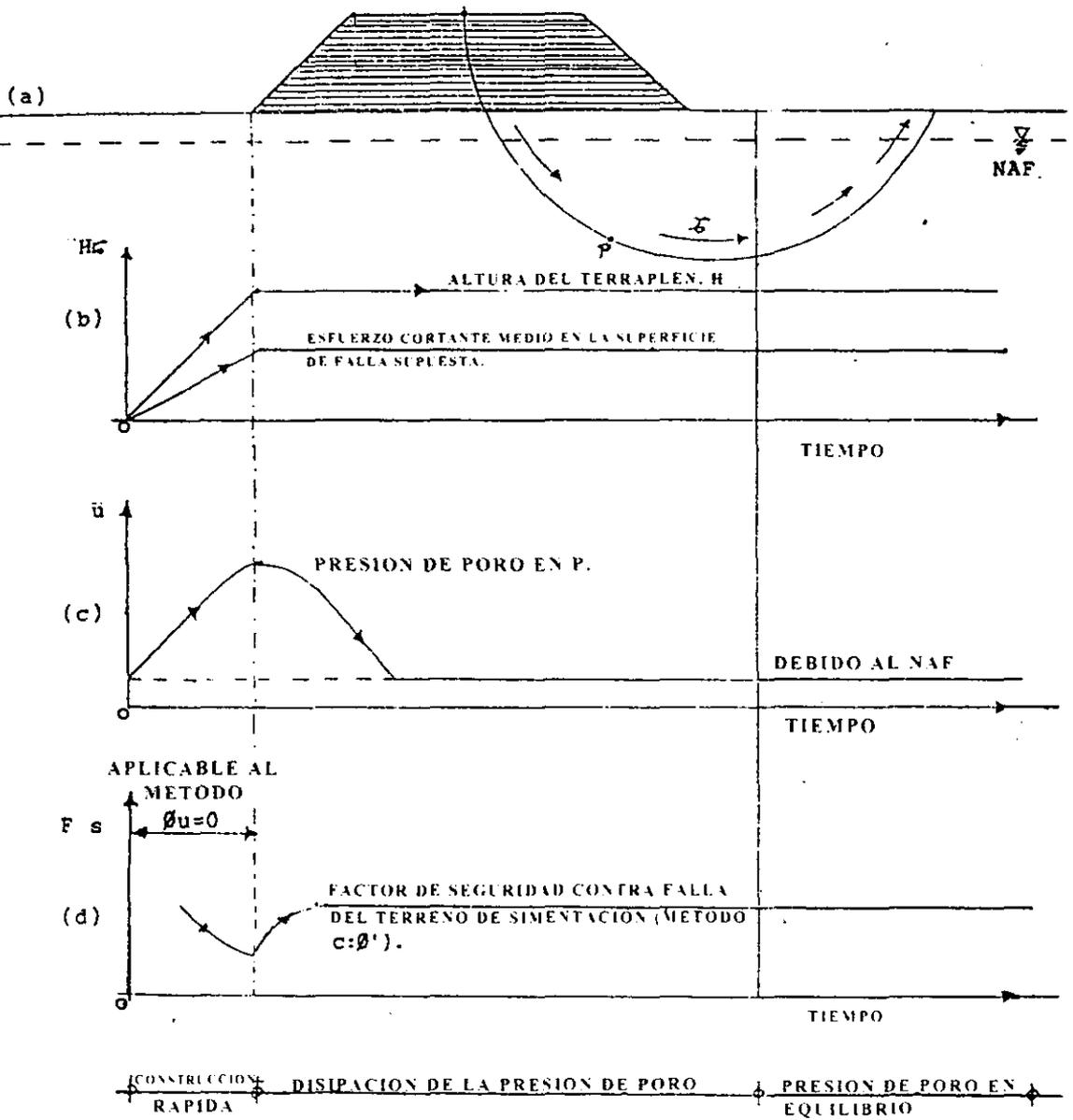


Fig 12.- TERRAPLEN CONSTRUIDO SOBRE ARCILLOSO SATURADO

Así pues a partir del fin de la construcción sobreviene la consolidación del suelo bajo el terraplén, aumenta la resistencia y correspondientemente mejora las condiciones de estabilidad, pues el esfuerzo cortante medio ya no aumenta más.

Observamos que durante el periodo de construcción, la resistencia a considerar es la correspondiente a una prueba rápida donde $(C \neq 0)$ y $\phi = 0$ si deseáramos cuantificar la condición final del terraplén debería considerarse el aumento de la resistencia al corte por consolidación, utilizando parámetros correspondientes a una prueba lenta.

Por lo que en la práctica, es evidente que el momento crítico es al fin de la construcción.

RESUMIENDO:

La acción de los agentes del intemperismo y otras fuerzas naturales, tanto por sus efectos mecánicos como químicos es siempre niveladora, en el sentido literal de que tiende a convertir la corteza terrestre en una superficie horizontal.

Cuando se construyen cortes y terraplenes, el Ingeniero tiene que tomar en cuenta que estas acciones se coordinan contra el y que sus esfuerzos han de dirigirse a contrarrestarlos; solamente con ese transfondo podrá el Ingeniero fundamentalmente utilizar sus métodos de trabajos en estos campos.

Cuando se enfrenta a la construcción de vías terrestres el Ingeniero encuentra problemas de estabilidad de taludes ligado, tanto a la construcción de cortes.

Ambos casos, sin embargo; son esencialmente diferentes, pues mientras los terraplenes se construyen con materiales en los que, por lo menos en principio, se selecciona la calidad, en los cortes, el Ingeniero esta atenido al uso riguroso de los materiales existentes " IN SITU ", con toda la heterogeneidad con que la naturaleza los haya dispuesto; además el terraplén es construido bajo normas, que por lo menos en principio dan lugar a una estructura que por su homogeneidad y control tiene un comportamiento más predecible, en tanto que el corte solo la influencia del constructor es más limitada, especialmente en la distribución de los materiales en su comportamiento mecánico y en la acción de todo un conjunto de factores naturales como el agua, de fundamental repercusión en su comportamiento.

Los principales problemas en la construcción de los tipos de sección que se han mencionado pueden agruparse como:

I).- CONSTRUCCION DE TERRAPLENES

En general y por razones que se han mencionado antes, en la construcción de las vías terrestres la estabilidad de los terraplenes no suelen ser fuente de problemas importantes frecuentes; a ello contribuye también la baja altura que normalmente se requiere en este tipo de estructuras y los procedimientos de construcción en uso, en especial las técnicas de compactación.

Los terraplenes carreteros comunican al terreno de cimentación en la generalidad de los casos presiones, que son fácilmente soportados por este sin problemas de resistencia.

II).- CORTES EN SUELOS EROSIONABLES

Principalmente causa de erosión en los taludes es el agua.

Cuando el corte está constituido por materiales del tipo friccionante, tales como; las arenas, los limos de baja plasticidad o fragmentos de rocas empacados en este tipo de suelos, en zonas de precipitación pluvial de importancia, el agua al correr sobre la superficie del talud, arrastra los materiales deslizable deteriorando el talud y en ocasiones, llegando a producir zonas de futura falla mas o menos localizada.

En suelos arcillosos, la saturación de la arcilla superficial transforma a esta, en un lodo que llega a fluir con las mismas consecuencias.

Los fragmentos empacados en arcillas se derrumban cuando esta disminuye su resistencia al esfuerzo cortante por humedecimiento.

Con estos mecanismos se producen verdaderos deslizamientos del material de corte que invaden la corona del camino perjudicando su drenaje y el funcionamiento general.

Ciertos materiales en contacto con el aire y la humedad ambiente se hidratan disminuyendo su resistencia y produciendo derrumbes locales.

Las morgas son suelos típicos que representan este tipo de fenómenos.

En ocasiones, cambios de temperaturas acentuados producen desprendimientos del material superficial del talud, como consecuencia de los desplazamientos relativos de las distintas capas de los que constituyen, esto acontece en materiales como; esquistos y pizarras principalmente.

En zonas desérticas o en otras muy ventosas la acción eólica puede ser un factor en la erosión de taludes.

Otros grupos de fuerzas, que se desarrollan a lo largo de la superficie de deslizamiento y que dependen de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, actúan oponiéndose al movimiento del talud, las fuerzas aparecen marcadas en la fig. 13, con la letra "R", también pudieran haber fuerzas equilibrantes de otros tipos, como por ejemplo contrapesos al pie del talud.

Los análisis matemáticos de estabilidad consisten esencialmente en valuar los momentos de las fuerzas activas y las resistentes respecto al punto "O", centro de rotación del sistema.

Se define un factor de seguridad que es precisamente la relación entre el momento resistente y el momento rotor, así encontrados; como criterio práctico suele exigirse que dicho factor de seguridad, sea cuando menos igual a 1.5, si bien en la tecnología de carreteras es frecuente aceptar valores menores bajo el impulso de razones económicas o en aquellos casos en que un buen conocimiento de los materiales garantice la precisión de los valores numéricos que se manejen.

Otro criterio para disminuir el factor de seguridad es obviamente la ponderación de circunstancias favorables que pudieran prevalecer un cierto caso.

Así pues realizados los cálculos anteriores, para una cierta superficie de falla supuesta, la fig. 13, nos muestra uno de los infinitos círculos que sería posible trazar.

Surge pues la cuestión de si el factor de seguridad seguiría siendo el deseable para otra superficie de falla; la única forma de dilucidar esta duda es realizar los cálculos con esa superficie de falla.

Llegándose así a un método de tanteos en el que han de estudiarse los suficientes círculos hipotéticos de falla como para estar seguro de que se va valuado el factor de seguridad mínimo posible correspondiente al talud en estudio.

La aplicación de las ideas anteriores tiene como pre-requisito fundamental un amplio conocimiento de la resistencia al esfuerzo cortante del material que constituye el talud, lo que no se logra sin un programa completo de exploración, muestro y de pruebas de laboratorio.

COMPRESIBILIDAD.

A).- TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS.

En este caso el origen del problema esta en la falta de sustentación adecuada en el terreno de cimentación, que se traduce en problemas de estabilidad emanadas de la baja resistencia y en problemas de asentamientos causados por la compresibilidad.

Estos problemas pueden ser graves aún, para terraplenes de relativamente escasa altura (altura de 2.00 mts.)

El problema se agudiza mucho cuando por existencia de firantes de agua, sobre-elevaciones en previsión de futuros asentamientos y accesos a puentes y pasos a desnivel, la altura de los terraplenes es mayor.

B).- TERRAPLENES EN CAÑADAS DE TERRENOS MONTAÑOSOS.

En estos casos dan lugar frecuentemente a terraplenes de gran altura que independientemente de otra consideración constituyen un caso delicado.

El problema consiste en la relación con la superficie y la suficiencia del drenaje de la cañada, su inclinación transversal, los materiales disponibles para construir el terraplén, los métodos constructivos adoptados y la inclinación de sus taludes.

C).- ACCESO A PUENTES Y PASOS A DESNIVEL:

Estos casos conducen también a veces a terraplenes muy altos sobre los que caben los mismos comentarios hechos anteriormente y teniendo además la particularidad del riesgo de falla frontal, lo que les da particularidades específicas.

D).- TERRAPLENES EN LADERAS INCLINADAS:

Los terraplenes se desarrollan sobre terrenos naturales que tienen una fuerte inclinación transversal y en este caso se requiere adoptar para su estabilidad medidas especiales.

Las condiciones se hacen más críticas cuando existen agua, susceptible de humedecer la zona de contacto entre el terraplén y la ladera, con lo que se compromete aún más las condiciones de estabilidad.

E).- CONSTRUCCION DE CORTES:

Como ya se dijo, por su heterogeneidad los cortes presentan problemas, serios en su estabilidad en la construcción rutinaria.

Los principales problemas de tipo especial que se tiene en los cortes contruidos provienen de las siguientes situaciones:

1.- CORTES ALTOS

2.- LADERAS INESTABLES

Con frecuencias es necesario practicar cortes en laderas inestables es decir que presentan movimientos en la dirección de su inclinación.

La inestabilidad puede provenir de un problema de lubricación causado por el agua y en ese caso las áreas en movimiento suelen ser de relativa extensión o pueden provenir de un autentico "CREEP" , generalizado. Que afectara áreas mucho más extensas y masas de suelo mucho más grandes.

El primer caso se tiene cuando existen algún contacto más o menos paralelo a la ladera entre un material superficial y otro mas profundo muy impermeable, de manera que sea propicia la circulación de agua por el contacto, lubricándolo y produciendo un descenso local de la resistencia al corte que hace posible el deslizamiento.

El "CREEP", ó deslizamiento superficial lento y generalizado es debido a la perdida de resistencia de las capas superficiales del terreno.

Evidentemente la inestabilidad de un corte en una ladera inestable es independientemente de la altura del mismo y de la inclinación de su talud.

CORTES SUJETOS A FLUJOS DE AGUA

Por condiciones geológicas que se refieren a la disposición de las cuencas subterráneas, es muy frecuente que el flujo de agua por el interior de las masas de suelo se concentre precisamente en el lugar donde se ha

efectuado un corte en ese caso los materiales que forman el corte quedan sujetos a los dos efectos perjudiciales de dicho flujo:

A).- La disminución de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos por la construcción del corte a causa del abatimiento de los esfuerzos efectivos.

B).- La activación de los empujes hidrodinámicos del agua que fluyen a través de las rocas o suelos que forman el corte.

Estos dos efectos se suman para disminuir la estabilidad de la estructura.

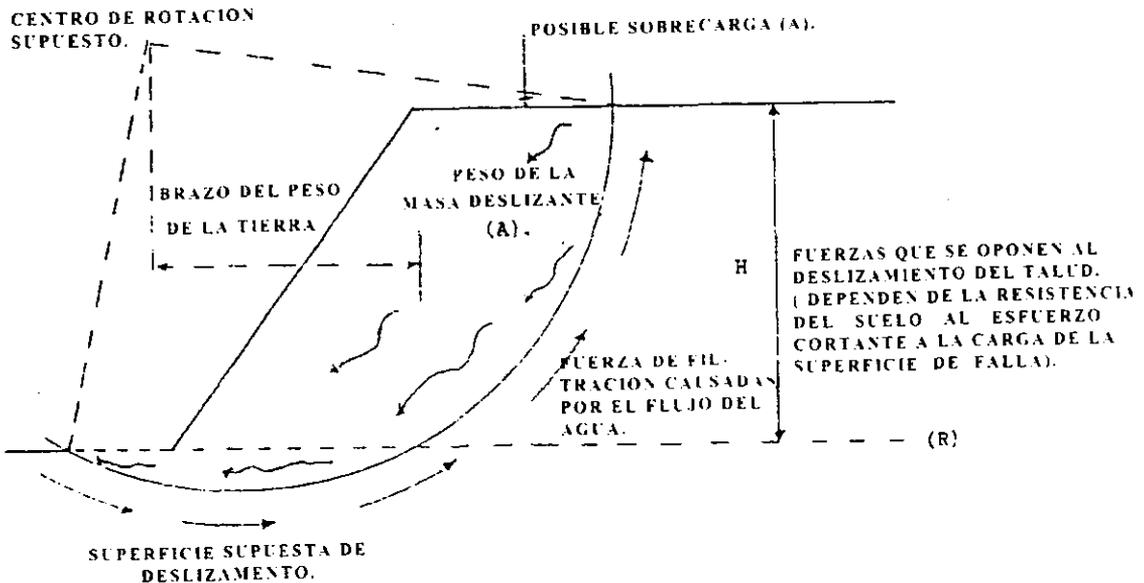


Fig 13.- ESQUEMA DE LAS FUERZAS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.

<p>1.- Talud principal. Superficie derecha en el material inclinado, que define la parte superior del deslizamiento.</p> <p>2.- Talud secundario. Superficie derecha en el material fallado, producido por movimientos diferenciales dentro de dicho material fallado.</p> <p>3.- Cobazo. La parte superior de la masa deslizante.</p> <p>4.- Corona. Material involucrado en la frontera superior del talud principal.</p> <p>5.- Boca. Intersección de la parte inferior de la superficie de fallo con el terreno natural.</p> <p>6.- Pie. Frente del material fallado.</p> <p>7.- Flecos. Fronteras laterales del deslizamiento.</p>	<p>1.- Talud principal. Superficie derecha en el material inclinado, que define la parte superior del deslizamiento.</p> <p>2.- Talud secundario. Superficie derecha en el material fallado, producido por movimientos diferenciales dentro de dicho material fallado.</p> <p>3.- Cobazo. La parte superior de la masa deslizante.</p> <p>4.- Corona. Material involucrado en la frontera superior del talud principal.</p> <p>5.- Boca. Intersección de la parte inferior de la superficie de fallo con el terreno natural.</p> <p>6.- Pie. Frente del material fallado.</p> <p>7.- Flecos. Fronteras laterales del deslizamiento.</p>	<p>1.- Talud principal. Superficie derecha en el material inclinado, que define la parte superior del deslizamiento.</p> <p>2.- Talud secundario. Superficie derecha en el material fallado, producido por movimientos diferenciales dentro de dicho material fallado.</p> <p>3.- Cobazo. La parte superior de la masa deslizante.</p> <p>4.- Corona. Material involucrado en la frontera superior del talud principal.</p> <p>5.- Boca. Intersección de la parte inferior de la superficie de fallo con el terreno natural.</p> <p>6.- Pie. Frente del material fallado.</p> <p>7.- Flecos. Fronteras laterales del deslizamiento.</p>
<p>1.- Talud principal. Superficie derecha en el material inclinado, que define la parte superior del deslizamiento.</p> <p>2.- Talud secundario. Superficie derecha en el material fallado, producido por movimientos diferenciales dentro de dicho material fallado.</p> <p>3.- Cobazo. La parte superior de la masa deslizante.</p> <p>4.- Corona. Material involucrado en la frontera superior del talud principal.</p> <p>5.- Boca. Intersección de la parte inferior de la superficie de fallo con el terreno natural.</p> <p>6.- Pie. Frente del material fallado.</p> <p>7.- Flecos. Fronteras laterales del deslizamiento.</p>	<p>1.- Talud principal. Superficie derecha en el material inclinado, que define la parte superior del deslizamiento.</p> <p>2.- Talud secundario. Superficie derecha en el material fallado, producido por movimientos diferenciales dentro de dicho material fallado.</p> <p>3.- Cobazo. La parte superior de la masa deslizante.</p> <p>4.- Corona. Material involucrado en la frontera superior del talud principal.</p> <p>5.- Boca. Intersección de la parte inferior de la superficie de fallo con el terreno natural.</p> <p>6.- Pie. Frente del material fallado.</p> <p>7.- Flecos. Fronteras laterales del deslizamiento.</p>	<p>1.- Talud principal. Superficie derecha en el material inclinado, que define la parte superior del deslizamiento.</p> <p>2.- Talud secundario. Superficie derecha en el material fallado, producido por movimientos diferenciales dentro de dicho material fallado.</p> <p>3.- Cobazo. La parte superior de la masa deslizante.</p> <p>4.- Corona. Material involucrado en la frontera superior del talud principal.</p> <p>5.- Boca. Intersección de la parte inferior de la superficie de fallo con el terreno natural.</p> <p>6.- Pie. Frente del material fallado.</p> <p>7.- Flecos. Fronteras laterales del deslizamiento.</p>

CLASIFICACION DE DESLIZAMIENTOS



TIPOS DE FALLAS

A continuación se presentan en forma gráfica los tipos de fallas más comunes, a las que se han dividido en derrumbes, deslizamientos, flujos y fallas compuestas.

En la tabla 2, se incluyen las explicaciones correspondientes y los esquemas ilustrativos necesarios. (Se anexa copia).

PROBLEMA GENERAL DE PROYECTO DE UN TALUD.

Como ya se ha indicado el problema de un talud es susceptible de análisis numérico, este se basa prácticamente en todos los aspectos de los métodos actualmente en uso, en las siguientes ideas expuestas en relación a la fig. 13

La principal fuerza que define la tendencia del talud a deslizarse, es el peso propio del material que lo constituye, es evidente que todo intento de estudiar analíticamente el efecto de las diferentes fuerzas que influyen en la estabilidad de un talud, implica un conocimiento preciso de la superficie a lo largo de la cual ocurrirá eventualmente la falla.

Este punto se ha debatido durante muchos años, y los diferentes métodos de que hoy se dispone para él calculo de la estabilidad de un talud, implica un conocimiento preciso de la superficie a lo largo de la cual ocurrirá eventualmente la falla.

Este punto se ha debatido durante muchos años y los diferentes métodos de que hoy se dispone para él calculo de la estabilidad de un talud, se distinguen precisamente por la hipótesis que sobre la superficie de falla en ellos se adopta.

De todos los métodos de uso común, el más popular es el " SUECO ", que supone que el talud tiende a deslizarse sobre una superficie cilíndrica, cuyo trazo con el plano del papel es un arco de circunferencias.

Dicha superficie de falla es, una serie de fuerza encabezados por el peso propio del talud y entre las que figuran las posibilidades de sobrecargas, las fuerzas de filtración provocadas por los empujes del agua que fluyen por los poros del material que constituyen el talud.

" Tratan de provocar el deslizamiento ", éstas son las fuerzas activas y aparecen marcadas en la fig. 13, con la letra "A".

También tiene la mecánica de suelos actual, medios para cubrir de una manera satisfactoria este pre-requisito, los métodos de exploración obtención de muestras inalteradas ó la fabricación de especímenes representativos en el laboratorio y las técnicas de ensaye, para investigación de la resistencia, están lo suficientemente avanzados como para proporcionar datos de proyecto apropiados, sin contar con que la interpretación teórica de los mecanismos de resistencia ha progresado lo suficiente como para que hoy puedan hacerse un uso cada vez más adecuado a las diversas circunstancias de la vida de un talud, de toda la información que pueda extraerse del laboratorio.

Sin embargo, el conocimiento de las propiedades mecánicas de detalle en cada punto de una carretera es precisamente imposible, conocer por lo menos en el grado de aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén.

Es conveniente insistir en que las ideas anteriores se aplican a la obra vial como un conjunto, pero no excluyen la necesidad que plantean algunos cortes y terraplenes especiales de estudios teóricos, realizados con todo detalle.

En las carreteras de la República Mexicana, es común tener un porcentaje elevado de los cortes en rocas, porque lo antes afirmado cobra mayor valor por el hecho de que la hipótesis en que se basan las teorías actuales de la mecánica de rocas, en cuanto a la estabilidad de taludes implica la realización de pruebas, tanto de campo como laboratorio que llevan prácticamente a la posibilidad de su aplicación en la generalidad de los proyectos de los taludes en los cortes.

En los estudios geotécnicos han sido de gran ayuda la geología, que permite hacer estudios de conjunto en las zonas que se consideran críticas, tomando fotografías aéreas de esa zona e interpretándolas con el objeto de detectar fallas, fracturas, etc., y observar los taludes naturales que tienen las formaciones rocosas, con base en esos estudios y en la experiencia tenida, se pueden decidir las características que conviene tenga los taludes.

PROBLEMAS DE CAMPO

Como hemos mencionado, los estudios geotécnicos que se realizan para definir la inclinación de un talud, no pueden ser por razones de orden práctico, demasiado detallado y minucioso, pero aún cuando así lo fuese tampoco sería posible garantizar el que no se presentase ninguna falla.

Lo anterior señala un hecho por demás evidente y es que en lo relativo a problemas de estabilidad de taludes es siempre más económico y conveniente prevenir una falla que corregirla.

No es posible establecer reglas fijas que sirvan para detectar las zonas de estabilidad crítica por las que se desarrollara una obra vial y menos todavía si se toma en cuenta lo somero de los estudios que es práctico realizar, sin embargo existen algunas situaciones que se enlistan de las cuales el Ingeniero deberá concentrar su atención, puesto que muy frecuentemente serán indicativos de problemas de estabilidad, estas situaciones geotécnicas son las siguientes:

1.- Corriente masiva de lava subyugada por orcas fuertemente o por detritus volcánicos pocos consolidados.

2.- Corrientes de lava subyugadas por areniscas fácil erosionables.

3.- Areniscas o caliza subyugadas por lutitas relativamente suaves.

4.- Riscos sujetos a la erosión de olas o de corrientes de agua.

5.- Suelos cohesivos firmes o relativamente firmes subyugados por suelos no cohesivos fácilmente erosionables por agua o viento, por secado excesivo o por fuerzas de filtración de agua proveniente del interior.

Así pues, el Ingeniero de campo debe tener presente que la construcción de la Obra vial modificará las condiciones locales tanto geológicas como hidrológicas, de manera que cuando se juzgue la futura estabilidad de una cierta zona, debe hacerse siempre tomando en cuenta los cambios, mencionándose algunos que son típicos como:

1.- Restricción del flujo de agua por la construcción de bardas en laderas.

2.- Sobrecarga de estratos inclinados en terrenos en laderas.

3.- Aumento de las fuerzas de filtración por cambios en la dirección ó en el carácter del flujo provocado por cortes y terraplenes.

4.- Remoción por corte del material en un largo depósito de talud sobre un manto de roca sana; al pie del corte el material de talud tiende a deslizarse por falta de soporte lateral.

Bien en la estabilidad de taludes debe tenerse siempre en cuenta que la prevención de fallas es en cualquier caso más limpia y económica que su corrección.

La evolución de la técnica en general y de la mecánica de suelos y de rocas en particular, han hecho que hoy se disponga de soluciones económicas apropiadas para casi cualquier caso particular con resultados satisfactorios.

Siendo el drenaje el arma más efectiva para resolver la mayor parte de los problemas ligados a la estabilidad de los taludes.

De lo anterior, al definir al talud como cualquier superficie del terreno inclinado respecto a la horizontal, sin importar cualquiera de los casos, la estabilidad depende principalmente de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales de su cimentación, de las condiciones hidráulicas del terreno y de sus características geométricas.

El propósito de este modelo es demostrar la influencia que tiene el flujo de agua en la estabilidad de un talud, la fig. 14, ilustra un talud sujeto a flujo establecido, representando por la red que se dibuja junto con la superficie potencial de la falla.

En una masa de suelo sujeta a un flujo de agua, la presión intersticial tiene dos componentes; la hidrostática correspondiente al estado de equilibrio y la hidrodinámica ejercida sobre partículas por la resistencia viscosa que estas oponen al paso del agua.

En cada punto de la zona de flujo la fuerza de filtración puede expresarse como empuje que actúa en la dirección del flujo, es decir tangente a la línea de flujo que pasa por el punto considerado.

Su magnitud, como se demuestra enseguida, es función del gradiente hidráulico.

En la fig. 15, se presenta un cuadro de la red de la figura anterior, la presión hidrodinámica (P_d), asociada a él es:

$$P_d = \gamma_w \Delta h$$

Donde:

Δh .- Pérdida de carga en la distancia ΔL ,
las dos en unidad de longitud.

ρw .- Peso volumétrico del agua, en unidades de peso por volumen.

El empuje total producido en el cuadrado, sobre su sección transversal A es:

$$Q = Pd \Delta A = \Delta h \Delta A \rho w$$

Por unidad de volumen, el empuje está expresado:

$$Q = Q / \Delta A \Delta L \zeta \Delta h / \Delta L (\rho w) = c^{\circ} \rho w$$

La fuerza de filtración depende del peso específico del agua y del gradiente hidráulico que prevalece en el cuadrado y es independiente de la velocidad del flujo y de la permeabilidad (K), por lo tanto, es la misma en suelos cohesivos y en suelos friccionantes, aunque en ellos las velocidades de flujo sean diferentes.

La fuerza de filtración es debida a la resistencia viscosa que la estructura sólida del suelo genera en el fluido, por esto el agua consume energía en forma de presión hidrodinámica capaz de vencerla.

Para una superficie de falla propuesta, las fuerzas de filtración que afectan la estabilidad del talud se calculan a partir de la red que gráficamente representa el flujo establecido a través de éste.

De la red, se conoce el gradiente hidráulico y el volumen de cada cuadrado asociado al segmento inestable del talud, la fuerza de filtración aplicada en el centro de cada cuadrado vale:

$$F = i \Delta A$$

Donde:

F.- Fuerza de filtración por unidad de longitud
Del talud.

A.- Area del cuadrado.

Para disminuir el efecto del flujo de agua a través de una masa de suelo se han utilizado varias obras de drenaje o subdrenaje, entre otras los drenes transversales de penetración ó drenes horizontales, en la fig. 16. se aprecian, cuyo trabajo y eficacia trata de ilustrarse con este modelo.

Los drenes están formados por tuberías perforadas que penetran en el terreno afectado, en dirección transversal del talud por proteger, con objeto de interceptar el flujo y abatir la presión del agua.

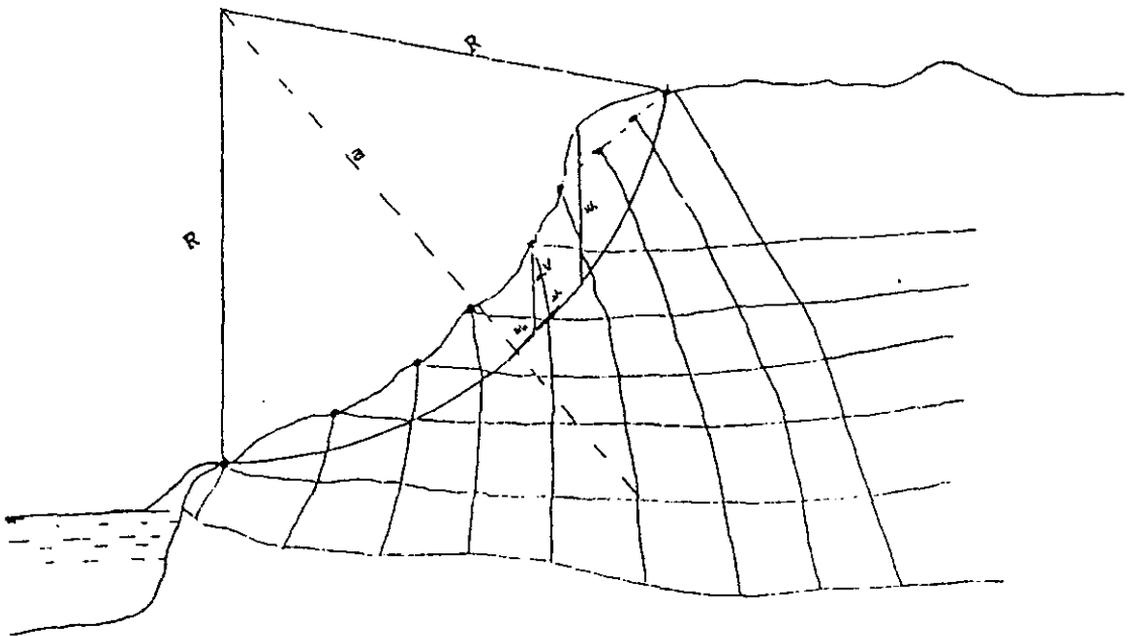


Fig 14.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD SUJETO AL FLUJO ESTABLECIDO.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO

El modelo estará formado por dos cajas de acrílico de 0.32 cm., (1/8") de espesor, con dimensiones de 15 x 30 cm., en planta y 15 cm., de altura y por dos placas de acrílico perforadas en tresbolillo, de dimensiones de 15x15 cm., que actúan como respaldo del talud, según lo indica la fig. 17.

En la base de una de las cajas, se colocarán cuatro "DRENES" formados por tiras enrolladas de una metálica, de 0.42 mm., de abertura (malla no. 40 del U.S. ESTÁNDAR SIEVE SIZE).

En la representación del fenómeno, para formar el talud, se emplea una arena de cuarzo, de las características, granulométricas representada por la curva de distribución granulométrica.

OPERACIÓN Y FUNCIONAMIENTO.

Al iniciarse el montaje del modelo se colocan las placas de acrílico perforados en cada cajón a una distancia previamente señalada (10 cm), en una de ella se colocan los drenes y enseguida se procederá a colocar la arena lentamente para que el talud se llegue a definir estable.

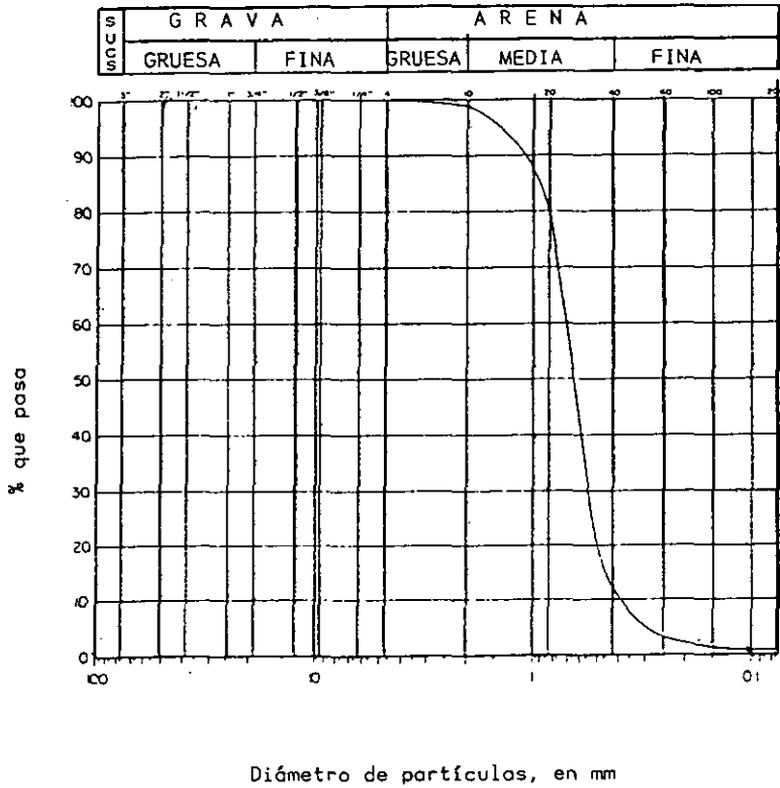
El modelo se hará funcionar vertiendo agua en el espacio que queda en el respaldo del talud, recomendándose un llenado rápido para lograr un frente de agua que alcance la altura de aquel.

Cuando ocurra esto se podrá observar que el talud comenzará a saturarse rápidamente y los drenes puestos en la base del modelo comienzan a funcionar, interceptando el flujo y conduciendo el agua limpia al exterior, satisfaciendo con esto la estabilidad del talud.

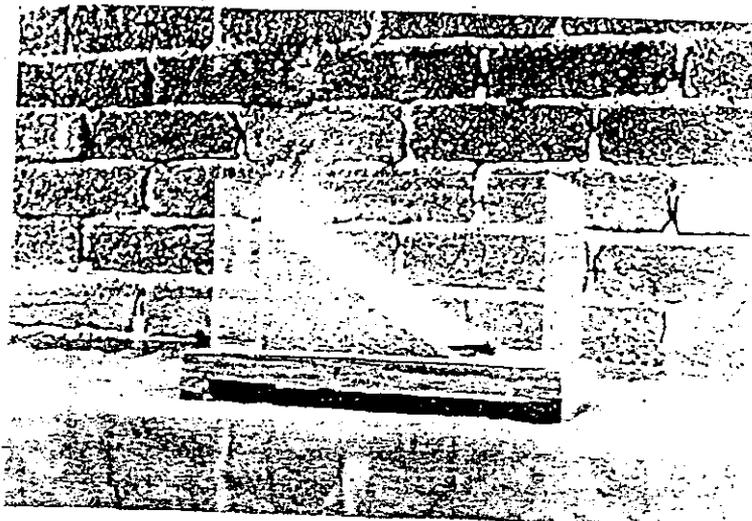
En cambio, en la caja donde no se colocan los drenes al saturarse el talud ocurrirá la falla rápidamente.



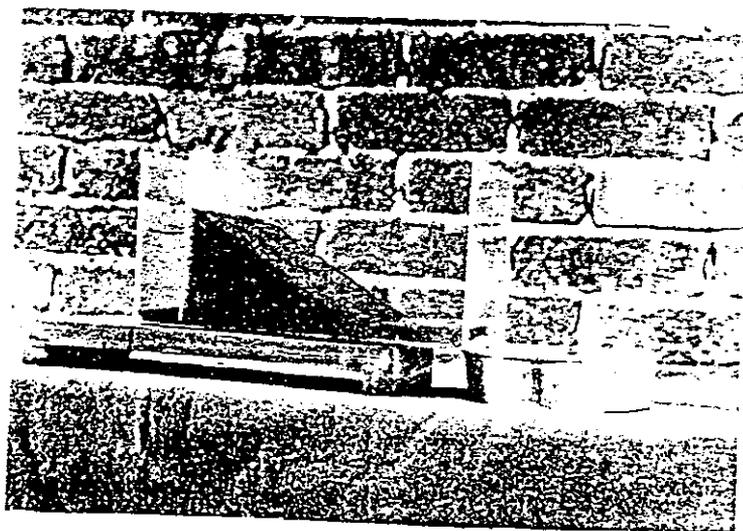
Fig 17.- COLOCACION DE MATERIALES



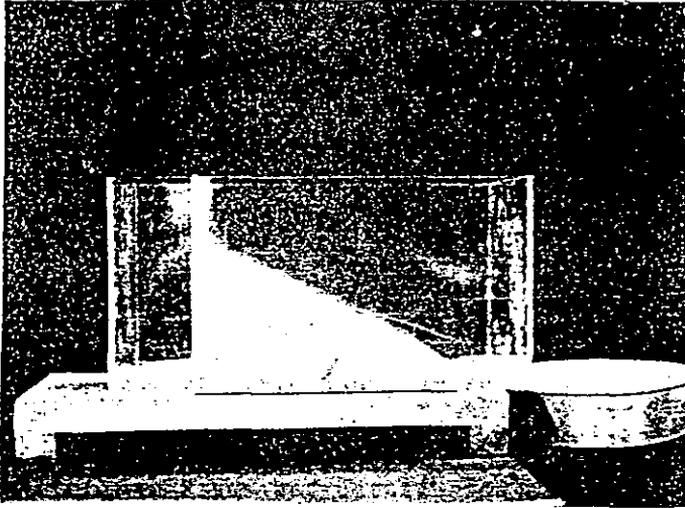
Curvas de distribución granulométrica.



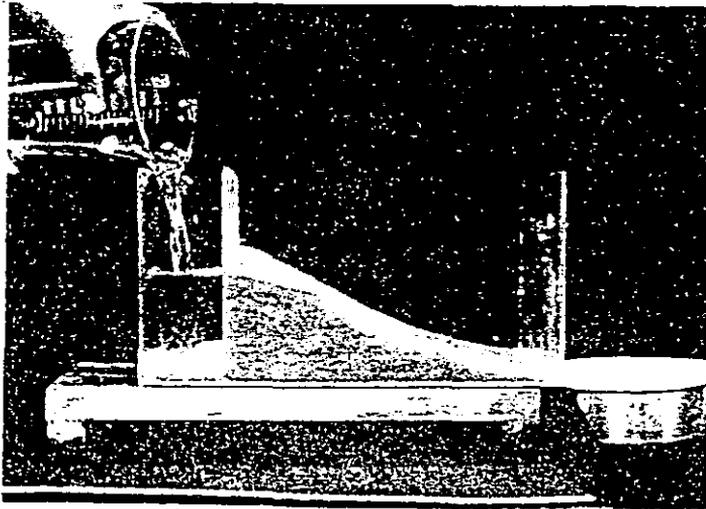
Modelo 2, talud de arena con drenes,
antes de provocar el flujo de agua.



Aspecto del modelo con drenes funcionando,
obsérvandose los tirantes de aguas arriba
y aguas abajo.



Modelo 2, Talud de arena sin drenes,
antes de agregar agua.



Vista del talud fallado, por falta
de drenaje apropiado.

SECUENCIA FOTOGRAFICA

FOTO No. 4



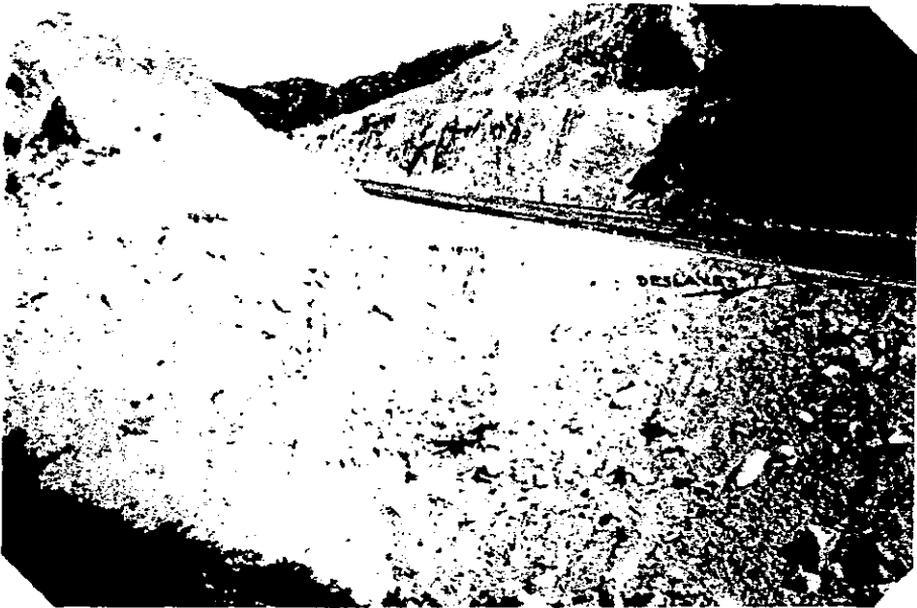
EN ESTA FOTOGRAFIA PODEMOS OBSERVAR EL CORTE DEL TALUD, QUE POR SU INCLINACION Y POR LOS EFECTOS DEL INTEMPERISMO VA PRODUCIENDO DERRUMBES Y DESLIZAMIENTOS DEL MATERIAL QUE LO COMPONE Y QUE ESTE EFECTO PRODUCE AZOLVAMIENTO EN LA CUNETETA QUE SIRVE DE PROTECCION DE LA CARRETERA.

FOTO No. 5

EN ESTA SECUENCIA DE FOTOGRAFIAS PODEMOS OBSERVAR LA CONSTRUCCION DE CORTE Y TERRAPLEN DEL TALUD PARA ALOJAR LA CARPETA ASFALTICA Y LAS OBRAS HIDRAULICAS DE PROTECCION Y DESALOJO DE LAS APORTACIONES PLUVIALES, QUE NOS AYUDEN A DESCARGAR EN FORMA INMEDIATA AL AGUA Y DE ESTA MANERA EVITAR LAS SOCAVACIONES QUE PUEDAN TRANSMITIR EFECTOS NEGATIVOS EN LA ESTRUCTURA DEL TERRAPLEN Y DESTRUYA LA CARPETA ASFALTICA.



FOTO No. 6



EN ESTA FOTOGRAFIA OBSERVAMOS EL DESPLAZAMIENTO O DESLAVE DEL TALUD CONFORMADO HACIENDO FALLAR A LA OBRA HIDRAULICA Y ESTA FALLA ESTA LLEGANDO HASTA LA CORONA DE LA CARPETA ASFALTICA.

FOTO No. 7

EN ESTA SECUENCIA DE FOTOGRAFIAS PODEMOS OBSERVAR COMO EL TALUD DE LA ESTRUCTURA QUE CONFORMA LA CARRETERA, SE PRODUCEN DESLAVES Y DESLIZAMIENTOS DEL MATERIAL QUE LO CONFORMAN, PRODUCIENDOSE FALLAS Y OBSTRUCCIONES EN EL SISTEMA DE OBRAS HIDRAULICAS, DISEÑADAS PARA LA PROTECCION DEL CUERPO ESTRUCTURAL DE LA CARRETERA Y DE DESCARGA INMEDIATA DEL AGUA RECIBIDA, PRODUCTO DE LAS APORTACIONES PLUVIALES, OCACIONANDO CON ELLO FALLAS BASTANTE GRAVES EN LA CONFINACION DEL MATERIAL QUE FORMA LA ESTRUCTURA DE LA CARRETERA OBSTRUYENDO ADEMAS LOS CRUCES DE LOS ESCURRIMIENTOS NATURALES.



14. PUNCO

FOTO No. 8



EN ESTA FOTOGRAFIA PODEMOS OBSERVAR LOS CORTES DE TALUD Y DE LAS PENDIENTES MUY FUERTES QUE EN ELLOS SE DEJARON, LOS CUALES ESTAN PRODUCIENDO DESLAVES Y DESPLAZAMIENTOS DE MATERIALES QUE LO CONFORMAN, OCACIONANDO CON ELLO BLOQUEOS Y TAPONAMIENTOS EN LAS SALIDAS DE LAS OBRAS HIDRAULICAS DISEÑADAS PARA LA PROTECCION DE LOS MISMOS.

FOTO No. 9

A ACAPULCO



EN ESTA FOTOGRAFIA OBSERVAMOS QUE LAS ROCAS QUE CONFORMAN EL TALUD, PRESENTAN UNA FALLA DE DESLIZAMIENTO DE DESLAVE DEL MISMO, EJERCIENDO UN GRAVE RIESGO SOBRE LA OBRA HIDRAULICA DE PROTECCION DEL TALUD QUE PRACTICAMENTE ESTA POR SER BLOQUEADA Y ESTO NO PERMITIRA QUE LA MISMA CUMPLA CON SUS FUNCIONES, PARA LO QUE FUE DISEÑADA Y ESTO PRESENTA UN GRAVE RIESGO, PARA LA ESTRUCTURA DEL CAMINO.

MODELO No. III

T A B L E S T A C A D O

ANTECEDENTES:

Las tablestacas ancladas son estructuras de retención, formadas por una pantalla de elementos de acero ó de concreto reforzado que se empotran, haciéndolas penetrar una cierta profundidad en el terreno de cimentación.

Estas estructuras son utilizadas en instalaciones portuarias, fluviales y marítimas, principalmente para formar muelles dragando el terreno en el frente, hasta alcanzar el calado del proyecto y colocando relleno en el respaldo hasta la rasante de proyecto.

La estabilidad de una tablestaca anclada depende de su empotramiento en el terreno de cimentación y de la capacidad de su sistema de anclaje colocado cerca de su borde superior.

Para determinar la profundidad de empotramiento y con ella la longitud de los elementos y para el diseño estructural de la tablestaca, es preciso conocer las presiones del suelo en magnitud y distribución, las que dependen de la interacción del suelo-estructura, es decir del desplazamiento del terreno y la rigidez del tablestacado.

Así mismo, deberá asegurarse la estabilidad del conjunto.

Por su profundidad de empotramiento, la tablestaca puede ser de apoyo fijo ó de apoyo libre, las primeras se llevan hasta la profundidad tal que se evite una falla por deslizamiento del extremo inferior, y solo puede fallar por flexión ó por deficiencia en el anclaje.

Cuando no se reúne estas condiciones la tablestaca es de apoyo libre.

Las tablestacas pueden ser de dragado ó relleno según el procedimiento constructivo.

En las de dragado, primero se realiza su hincado y después se hace la excavación.

En las de relleno generalmente se trata de ganar terreno y por ello se hincan dejando libre la altura necesaria para rellenar el área hasta la rasante de proyecto.

Con el modelo de este inciso se pretende representar el trabajo de una tablestaca de apoyo libre, cuyo método de análisis se describirá a continuación.

Por eso en la parte (a), de la fig. 18 se muestra una tablestaca anclada con apoyo inferior libre.

Se supone que toda la superficie interior está sujeta a presión activa y que en la parte enterrada de la superficie exterior actúa una resistencia pasiva, también calculable por las teorías clásicas.

En la parte (b), de la misma fig., aparece una tablestaca anclada de apoyo inferior fijo.

Se toma en cuenta que en (b), existe una inflexión en la curva elástica de la tablestaca.

Esquemáticamente se muestran en la fig. 18, los tipos de tablestacados en lo que respecta a sus tipos de apoyo.

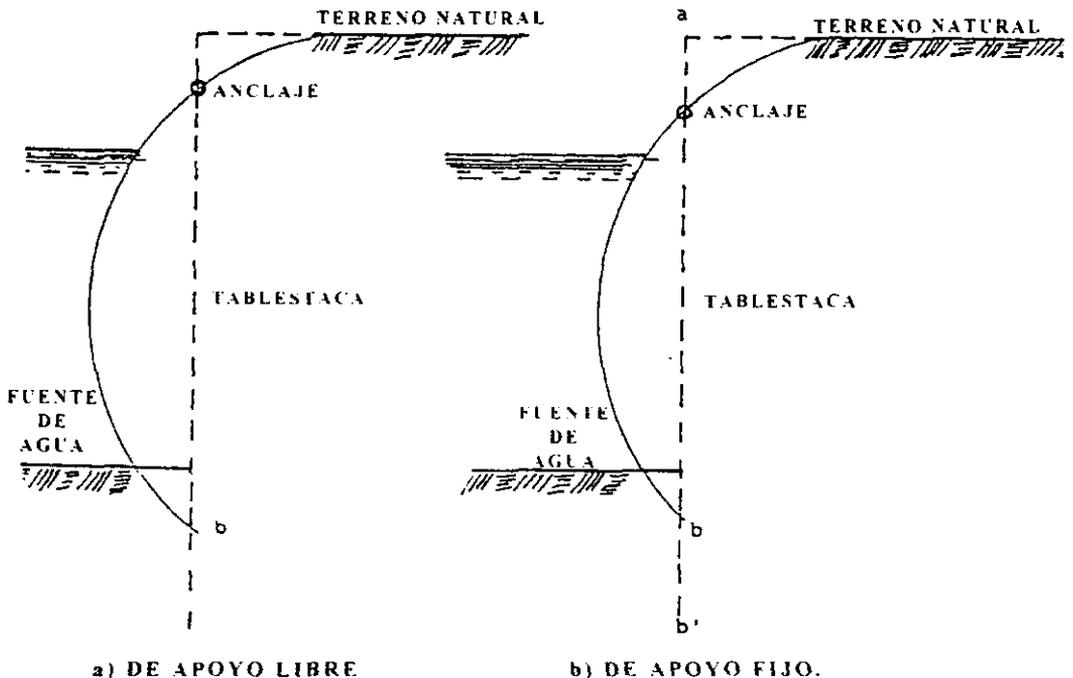
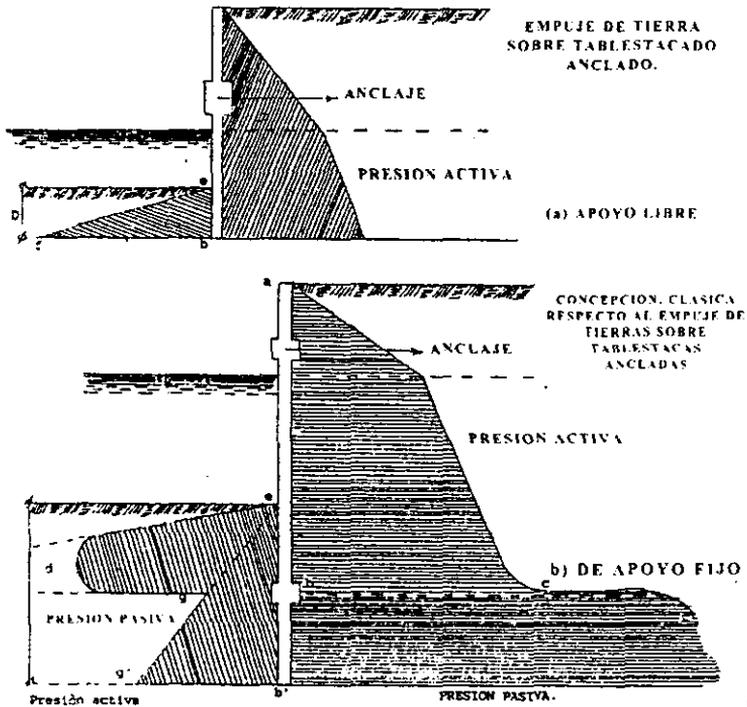


Fig 18.- TABLAESTACA LIBRE

Ahora bien el método de análisis se describe como a continuación se explica:

La presión que actúa en el respaldo es básicamente la propiciada por el estado activo, aún así, su distribución puede distorcionarse grandemente dependiendo del modo de deformarse de la estructura, que se muestra en el siguiente esquema:



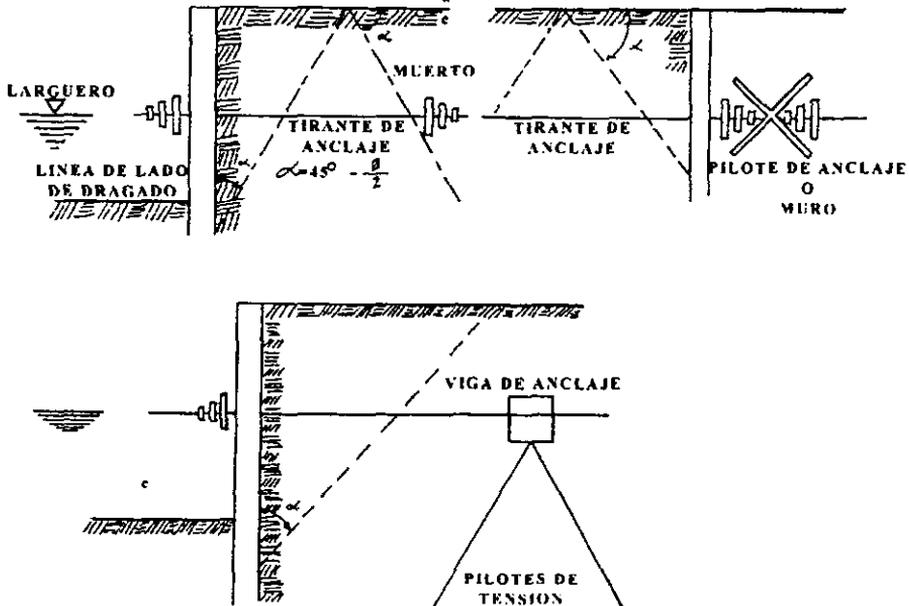
La profundidad de empotramiento queda determinado por la presión pasiva requerida para soportar la estructura.

El empuje pasivo resultante, se afecta por un factor de seguridad, para obtener una "RESISTENCIA DE TRABAJO".

Así la profundidad de empotramiento "D", se determina a partir de la suma algebraica de los momentos de los empujes pasivos y activos igualados a cero.

La fuerza de tensión que se transmite al anclaje debe ser tal que la suma de fuerzas horizontales, también sea igual a cero.

La tablestaca y el muerto de anclaje deben mantener una separación que no permita que las zonas de corte se interfieran, lo que se cumple para las condiciones geométricas ilustrados en la siguiente figura no. 19.



- a).- DE MUERTO O PLACAS.
- b).- MURO ANCLAJE O FILA DE PILOTES.
- c).- VIGA DE ANCLAJE APOYADA EN PILOTES INCLINADOS

Fig 20.- TIPOS DE ANCLAJES PARA TABLESTACADAS.

Ahora bien la justificación para el empleo del empuje activo es el mínimo posible que puede ejercer el suelo sobre un muro de retención.

Se pregunta entonces que, no debería proyectarse el muro para la posibilidad de que existe un empuje algo mayor.

La respuesta por lo siguiente sería que; siempre que el relleno sea un suelo granular seco cuyo ángulo de fricción se conozca, el empuje sobre el muro suele ser igual al valor teórico activo.

Esto se ha comprobado con las pruebas realizadas por TERZAGHI en los años de 1920.

En estas pruebas, se arriestraron los muros frente al desplazamiento horizontal al colocar el relleno midiendo, el empuje sobre el muro.

Como era de esperarse, este empuje fue superior al activo.

Continuándose a proceder en la liberación de los muros permitiéndosele desplazarse horizontalmente o girar.

Después de un desplazamiento de la coronación del muro igual a solamente 0.001 veces su altura.

El empuje descendió a su valor teórico activo.

Este es un desplazamiento muy pequeño (la rotación angular es de solo 0.06), y puede esperarse que un muro de gravedad sufre este giro al colocar el relleno contra el.

Llegándose a concluir que si por alguna causa, el empuje sobre un muro de retención fuera superior al valor activo ello no significaría que el muro corre peligro. Si no por el contrario, significaría que el terreno de la base del muro es mucho más resistente de lo que sería necesario.

Habiéndose resaltado la pequeñez de los desplazamientos del muro, comentemos ahora el valor que pueden alcanzar.

Si un muro de retención tiene 6.00 m., de altura un giro del 1 por 1,000 significaría un desplazamiento horizontal de 6 mm., en la coronación.

En la mayoría de los casos donde se utilizan muros de gravedad (trincheras de carreteras ó ferrocarriles), este desplazamiento carece de importancia.

*Se requiere una deformación horizontal de aproximadamente 0.005, para pasar al estado en reposo al activo.

El ancho horizontal de la cuña deslizante es:

$$H \cot. (45 + \varnothing / 2)$$

Aproximadamente $H/2$

Por ello, el desplazamiento horizontal del muro sería $0.0025 H$ así pues, el comportamiento de la arena en pruebas triaxiales, está en buenas concordancias con los resultados de TERZAGHI.

FORMA Y MAGNITUD DE LAS PRESIONES SOBRE UNA ENTIBACION.

Varias observaciones hechas por TERZAGHI y PECK en 1967, han demostrado que las presiones sobre la entubación (cuando ésta se coloca sobre un suelo arenoso), tiene la siguiente distribución como se muestra en la fig. 21.

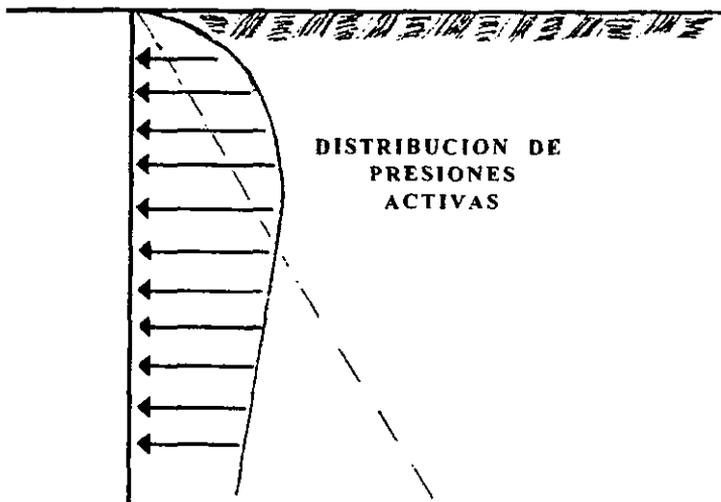


Fig 21.- DISTRIBUCION TIPICA DE PRESIONES SOBRE UNA ENTIBACION.

Advertimos que esta distribución es bastante diferente de la que corresponde al empuje activo.

Además, las medidas han indicado también que el empuje total sobre la entubación puede ser algo superior al correspondiente al estado activo.

El diagrama observado de presiones pueden comprenderse si tenemos en cuenta la forma en que el suelo se deforma al avanzar la excavación. Como se muestra en la fig. 22.

El puntal superior, una vez instalado y encajado contra el larguero, no permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto.

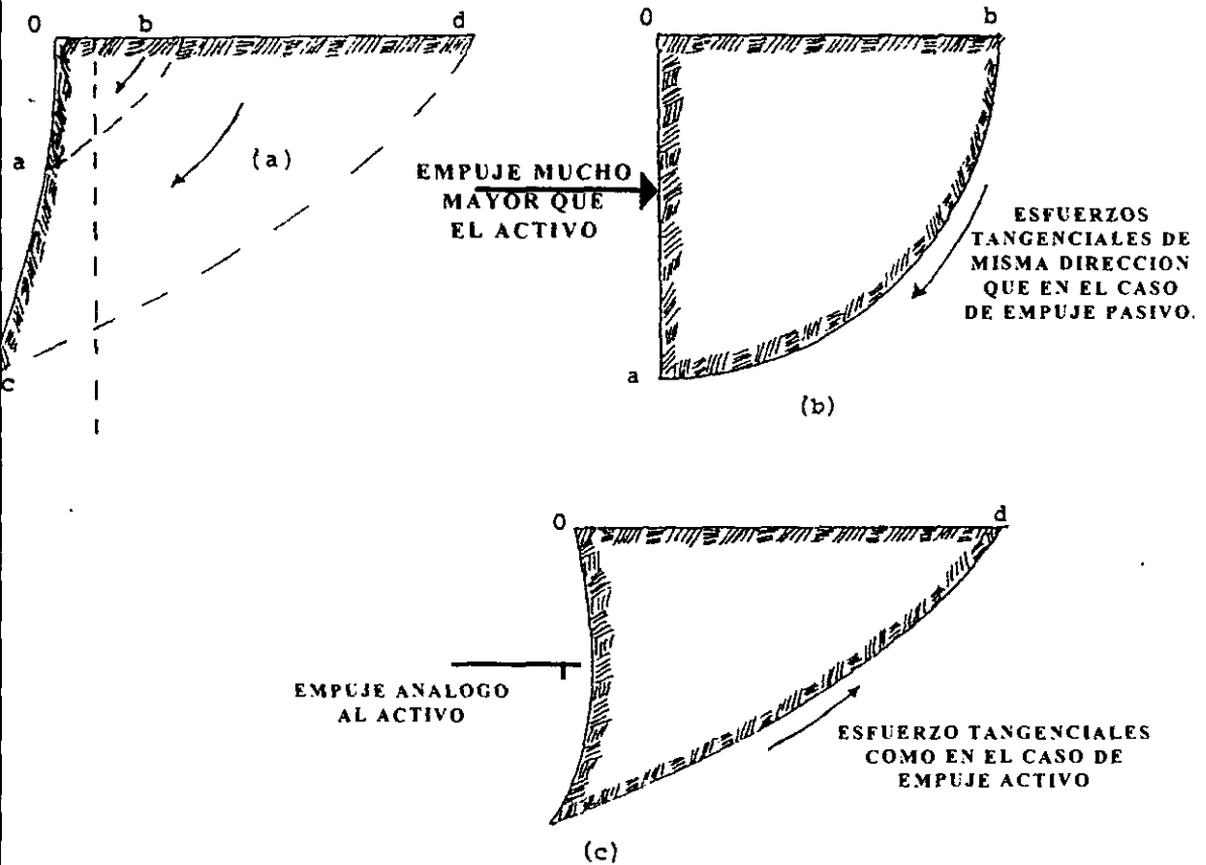
Al llegar la excavación a un nivel algo más bajo, el suelo tenderá a desplazarse hacia fuera hasta que a su vez, se coloque el puntal siguiente.

El esquema general de desplazamiento del suelo es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior de la entubación.

El suelo en las proximidades del punto superior no puede desplazarse hacia fuera, lo que sería necesario para movilizar completamente la resistencia al corte del suelo.

Siendo por el contrario el suelo en posición más baja ejerce una fuerza del tipo de tracción sobre el terreno superior.

COMO SE MUESTRA EN LA Fig 22



- a).- DESPLAZAMIENTO DEL TERRENO.
- b).- ESFUERZOS SOBRE LA CUÑA OAB.
- c).- ESFUERZOS SOBRE LA CUÑA OCD.

Fig 22.- ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTO EN EL INTERIOR DEL TERRENO

De aquí que el suelo de las proximidades de la parte superior de la entubación se encuentre en un estado más próximo al pasivo que al activo.

Aunque la distribución de presiones sobre una entubación es bastante diferente que en el caso clásico de empuje activo, no es cierto, necesariamente que el empuje total sobre el muro difiera grandemente del correspondiente al empuje activo.

En cuanto se moviliza completamente la resistencia al corte a lo largo de la base de la cuña de falla, el empuje total ejercido contra el suelo por la estructura de retención es el mismo, bien se trata de un muro de gravedad ó de una entubación.

Sin embargo, el modo de deformación del suelo modificará en cierto modo la posición de la superficie crítica de falla teórica, y por lo tanto, el empuje variará algo según el sistema de sostenimiento.

El empuje total sobre una pared entibado podrá ser de un 10 a 15%, mayor que el existente sobre un muro de gravedad.

Así el estado de esfuerzos en el suelo detrás de una excavación entibada se ha descrito frecuentemente como correspondiente a un estado de arqueo activo.

METODO DE PROYECTO

A fines de proyecto, se suele suponer que la distribución de presiones sobre una entubación es la que aparece, en la fig. 23, la cual nos da referencias de la distribución de presiones utilizadas para el calculo.

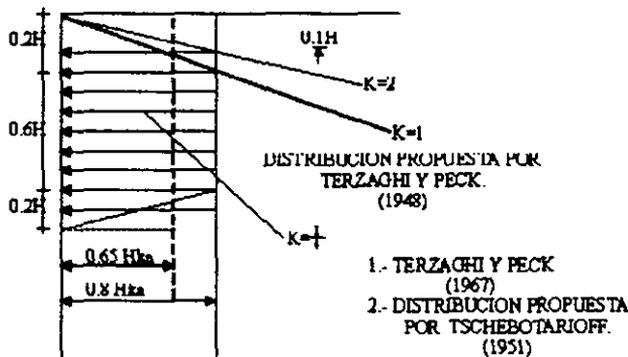


Fig 23.- DISTRIBUCION DE PRESIONES UTILIZADAS PARA EL CALCULO DE ENTUBACIONES

Ahora bien la forma de calcular las cargas sobre los puntales a partir de esta distribución se indica en la fig. 24, que a continuación mostramos y lo explicaremos con el siguiente problema analítico.

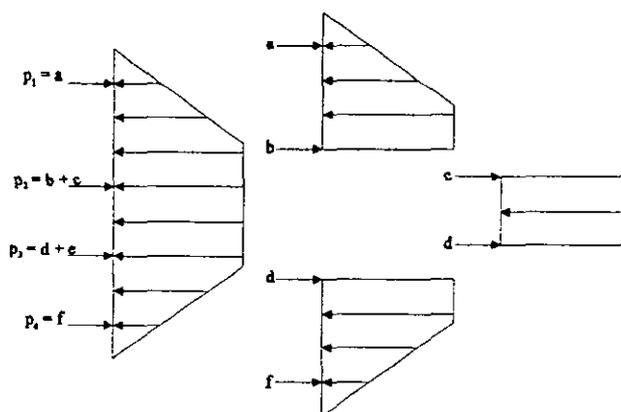


Fig. 24, CALCULO DE LAS CARGAS SOBRE LOS CODALES O PUNTALES.

De acuerdo con la distribución de presiones propuestas por TERZAGHT Y PECK, (1948), el empuje total es de $0.64 H^2ka$, es decir un 28%, mayor que el empuje activo.

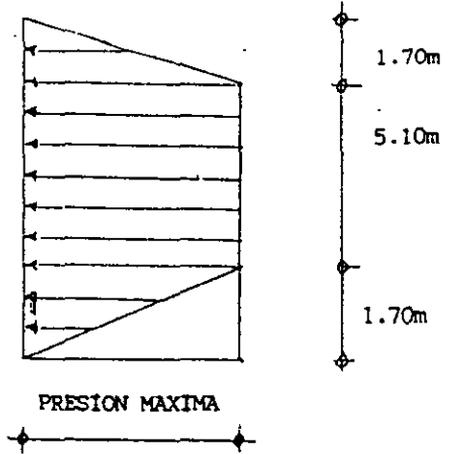
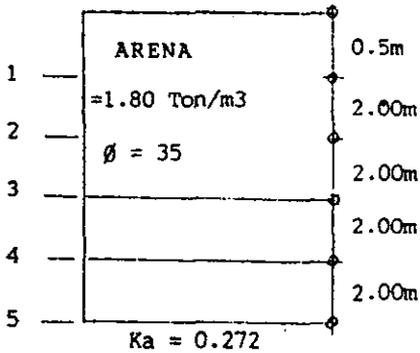
Así pues la distribución de presiones propuestas supone que el empuje total puede superar al activo.

A continuación realizamos un ejemplo analítico por calcular las presiones ó cargas sobre los puntales.

PROBLEMA:

Calcular las cargas sobre los puntales.

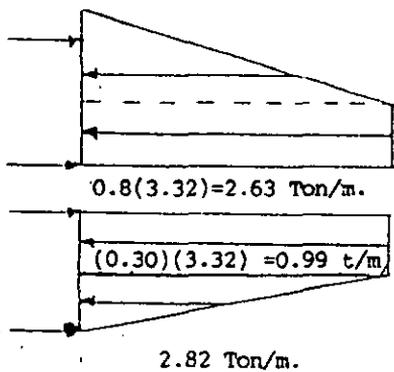
DATOS: La excavación y sistema de entubación son indicados en las anteriores figuras.



De acuerdo a tablas el valor de; $K_a = 0.272$ $p_{max} = (0.272)(1.80)(8.5)(0.80) = 3.32 \text{ Ton/m}^2$.
 La presión máxima = $(0.272)(1.8)(8.5)(0.8) = 3.32 \text{ Ton.m}^2$.

De la figura obtenemos:

$$1/2(3.32)(1.10) = 2.82 \text{ Ton/m.}$$



1.14 $P_1 = 2.82(1.36) + 2.65(0.40) = 3.84 + 1.06$
 $P_1 = 2.45 \text{ Ton./m.}$

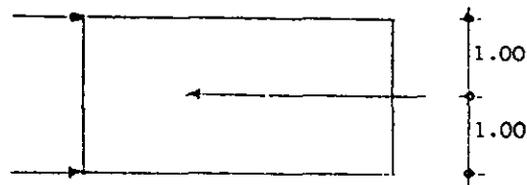
0.96 $B = 2.62 + 2.38 - 2.45 = 3.02 \text{ Ton./m.}$

0.40 $C = D = 3.32$

0.15 $2(3.32) = 6.64 \text{ Ton./m.}$

0.74 $(2) P_5 = 0.99(0.15) + 2.82(0.86) = 0.15 + 2$
 $P_5 = 1.28 \text{ Ton./m.}$

1.14 $E = 2.82 + 0.99 - 1.28$
 $= 2.59 \text{ Ton./m.}$



Superponiendo resultados:

$P_1 = 2.45 \text{ Ton/m.}$
 $P_2 = 3.02 + 3.32 = 6.34 \text{ Ton/m.}$
 $P_3 = 2(3.32) = 6.64 \text{ Ton/m.}$
 $P_4 = 3.32 + 2.59 = 5.91 \text{ Ton/m.}$
 $P_5 = 1.28 \text{ Ton/m.}$

Ahora bien si los puntales están situados a intervalos de 2.00 m., según el muro, las cargas correspondientes son:

$$P1 = 2.45 \times 2 = 5 \text{ Ton.}$$

$$P2 = 6.34 \times 2 = 12.68 \text{ Ton.}$$

$$P3 = 6.64 \times 2 = 13.28 \text{ Ton.}$$

$$P4 = 5.91 \times 2 = 12.00 \text{ Ton.}$$

$$P5 = 1.28 \times 2 = 2.60 \text{ Ton.}$$

Los puntales deben dimensionarse con un factor de seguridad, apropiado para el material que los constituya.

Sin embargo existe una segunda razón y más importante por la cual el empuje total de proyecto es superior al activo.

La distribución real de presiones variará de una sección a otra, según lo apretado que esté cada puntal en su sitio.

La curva de presiones representa una envolvente de las diversas distribuciones reales posibles, como los puntales se rompen por pandeo, es importante que no estén sometidos a presiones excesivas.

No es admisible suponer que si un puntal está muy cargado y comienza a fallar, el exceso de presiones se transmitirá simplemente a un puntal adyacente.

Si el puntal comienza siquiera a flexar, su capacidad de soporte de carga puede reducirse prácticamente a cero, con lo cual todo el sistema de entubación estará comprometido.

El empleo de la envolvente de todas las posibles curvas de distribución de presiones asegura que cada puntal estará dimensionado para la máxima carga que puede corresponderle.

Sin embargo la suma total de las cargas sobre todos los puntales será sin duda inferior a $0.64 H2ka$.

Los dos puntos principales a considerar en el proyecto de una entubación son:

- a).- Los puntales superiores* estarán sometidos a cargas mucho mayores de las que podrían deducirse a partir del caso ordinario de empuje, activo.

b).- Los puntales a compresión constituyen un sistema en equilibrio inestable que puede fallar en cuanto comienza a ceder elásticamente.

Por consiguiente el diseño en equilibrio limite no constituye un método adecuado para un sistema frágil de ese tipo y por el contrario, un muro de gravedad en su sistema dúctil, en que puede producirse grandes desplazamientos de la cimentación sin pérdida de resistencia de la misma.

Por lo que puede decirse que un tablestacado anclado resiste lateralmente por su penetración en el terreno de cimentación y por un sistema de anclaje en la parte superior del mismo.

El tablestacado debe proyectarse para los momentos flectores y esfuerzos cortantes que se desarrollarán bajo estas cargas.

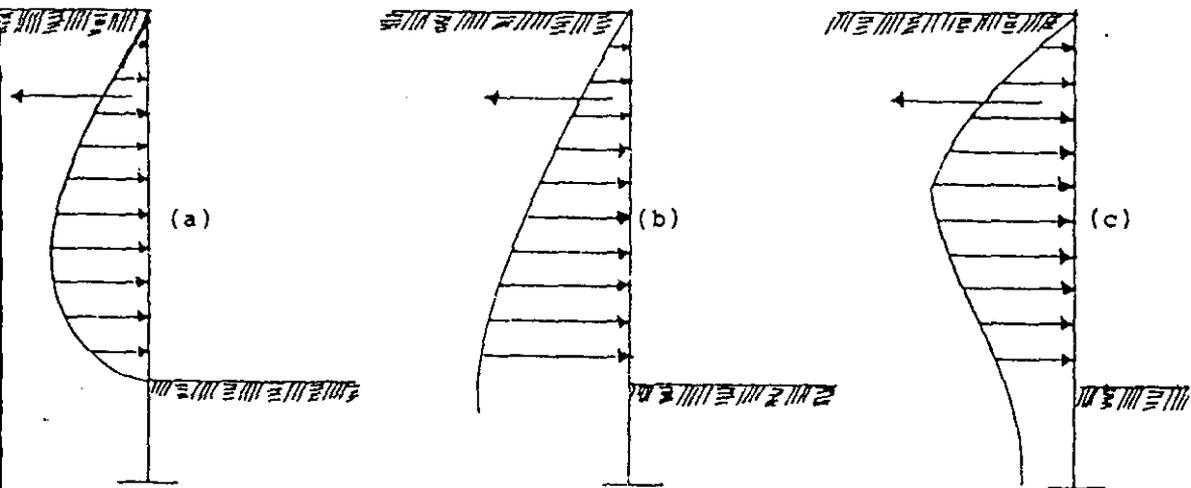
El sistema de anclaje debe poder absorber las fuerzas laterales necesarias para sostener el tablestacado.

Los tablestacados anclados suelen utilizarse para formar diques ó muelles, ya que los terrenos blandos que generalmente sirven de base a estas estructuras costeras son incapaces de soportar el peso de muros de gravedad masivos y por está razón, el empleo de tablestacados anclados suele ser más barato que el cimentar un muro de gravedad sobre pilotes.

El dimensionamiento de los tablestacados anclados es un problema complicado.

La distribución de las presiones ejercidas por el relleno dependerá en gran parte por la forma en que se construya la pared anclada.

TSCHEBOTARIOFF (1951), ha indicado que deben distinguirse los tres casos que se representan en la fig. 25



- a) . - Relleno de trasdos.
- b) . - Excavación con una deformación normal del anclaje.
- c) . - Excavación con un anclaje rígido.

FIG. 25.- RELACION ENTRE EL METODO DE CONSTRUCCION Y DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE UN TABLESTACADO ANCLADO.

Si el relleno se coloca después de construir el tablestacado, las presiones sobre el mismo aumentaron linealmente con la profundidad hasta el punto de empotramiento, de acuerdo con las teorías clásicas de empuje activo.

Si el tablestacado se hince en un terreno horizontal, y a continuación se excava a un lado del mismo, las presiones serán más ó menos uniformes con la profundidad, a no ser que el anclaje sea extraordinariamente rígido.

Si el anclaje es muy rígido, la distribución de presiones será semejante a la que existe sobre una pared apuntalada.

Este caso puede producirse si se emplea un tirante de anclaje muy rígido ó si un cable corto se une a un bloque de anclaje muy pesado.

Ahora bien, por otro lado, la magnitud del momento flector máximo del tablestacado está muy influenciada por la distribución de presiones sobre la parte empotrada, siendo la distribución de presiones en esta zona bastante compleja.

Este efecto no puede calcularse a partir de una teoría sencilla, aunque las complicadas teorías de HANSEN pueden resultar útiles.

En general se requieren datos de pruebas y la experiencia real para su dimensionamiento correcto.

A menudo se utiliza una placa maciza ó "muerto", para anclar el tirante.

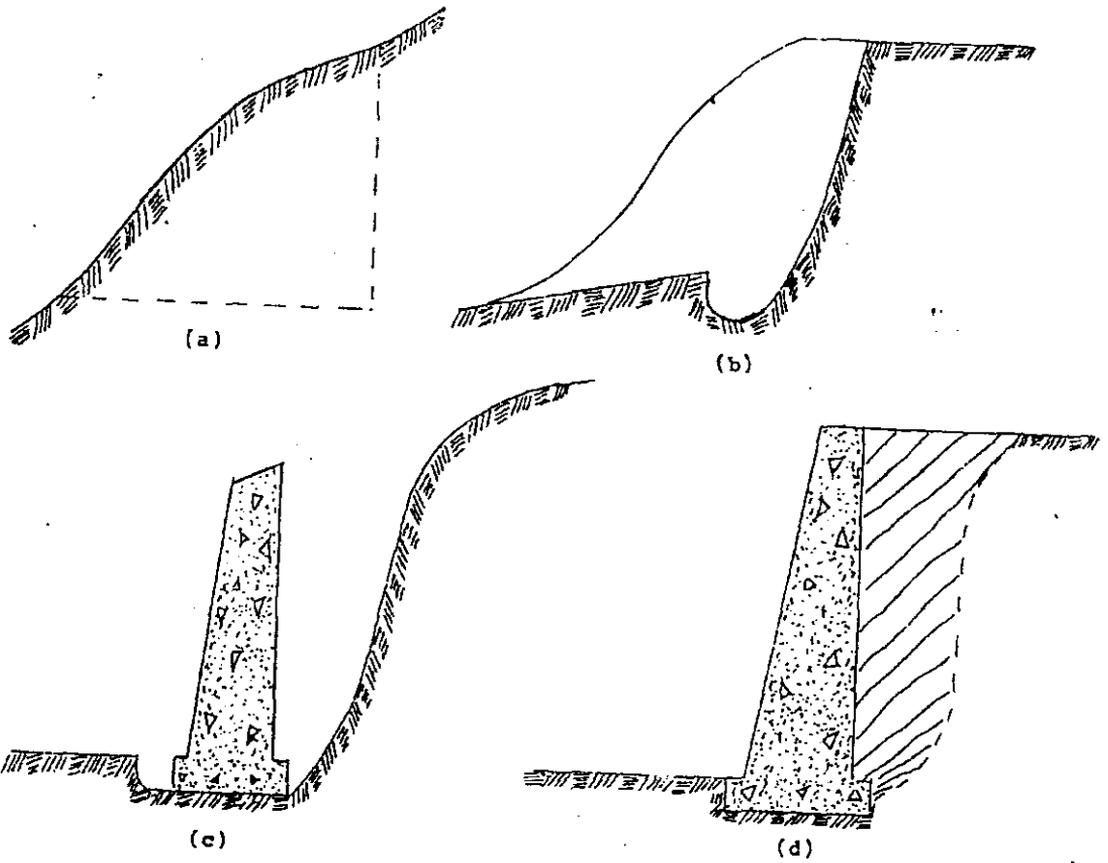
El proyecto de este anclaje constituye un interesante problema de determinación de la resistencia pasiva.

METODO DE PROYECTO DE MURO DE GRAVEDAD.

El muro de gravedad se suele utilizar para formar la pared permanente de una excavación, siempre que las condiciones de espacio hagan impracticables el formar un talud.

Para construir el muro, se forma un talud provisional al borde de la excavación, se construye el muro y a continuación se rellena el espacio comprendido entre el trasdos o respaldo del muro y el talud provisional.

Como se muestra en la figura 26.



Fases de la construcción de un muro típico de gravedad.

- a) Excavación prevista.
- b) Excavación realizada.
- c) Construcción del muro.
- d) Vertido del relleno.

Fig 26.- ESTRUCTURA DE RETENCION COMUN (Muro de gravedad)

Por consiguiente la fuerza sustentante soporta el peso del muro más las componentes verticales de las demás fuerzas.

El empuje activo que se desarrolla al colocar el relleno y cuando actúan otras fuerzas de sobre cargas sobre la superficie del terreno, tiende a empujar el muro hacia el exterior.

Este movimiento hacia fuera contrarrestado por la resistencia al deslizamiento en la base del muro y por la resistencia pasiva, el suelo situado por delante del pie del muro.

DENOMINADA GENERALMENTE "EMPUJE PASIVO".

El empuje activo también tiende a volcar el muro en torno a su pie. Este vuelco es por el peso del muro y la componente vertical del empuje activo.

Así pues, el peso del muro es importante por dos conceptos.

- 1.- Se opone al vuelco
- 2.- Da lugar a una resistencia al deslizamiento en la base.

Por esta razón un muro de este tipo se denomina "MURO DE GRAVEDAD", ó "MURO QUE RESISTE POR SU PESO".

En la fig. 27, se muestra en forma general, las fuerzas que actúan sobre un muro de gravedad.

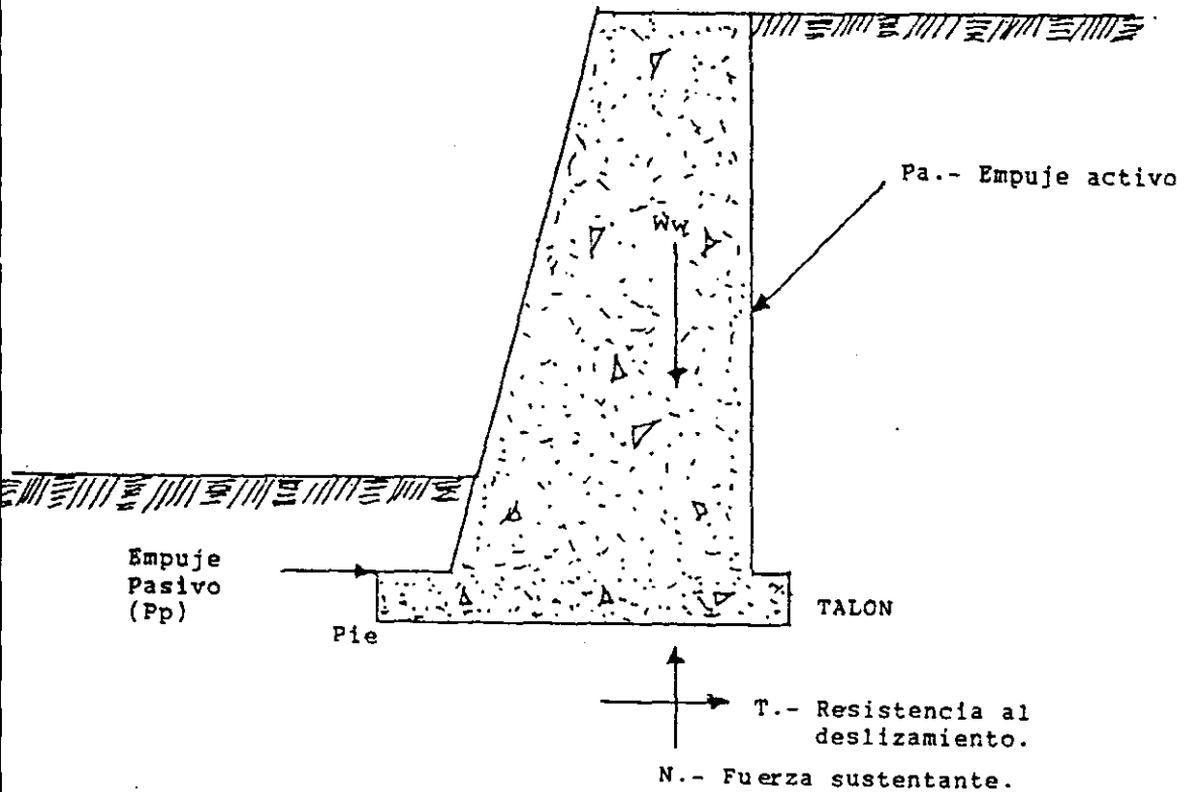


Fig 27.- MUESTRA EN FORMA GENERAL, LAS FUERZAS QUE ACTUEN SOBRE UN MURO DE GRAVEDAD

$$K_a = \frac{\rho h_a}{\rho v} = \frac{\rho 3p}{\rho 1f} = \frac{1 - \text{Sen } \varnothing}{1 + \text{Sen } \varnothing} = \text{an}^2 (45 - \varnothing / 2)$$

$$K_a = 1 - \frac{\tan x}{1 + \tan X} \text{ (coeficiente de presión activa).}$$

$$K_p = \frac{\Gamma h_e}{\Gamma v} = \frac{\Gamma 1f}{\Gamma 3p} = \frac{1 + \text{Sen } \varnothing}{1 - \text{Sen } \varnothing} = \text{Tan}^2 (45 + \varnothing / 2)$$

$$K_p = 1 + \frac{\tan x}{1 - \tan x} \text{ (Coeficiente de presión pasiva)}$$

Tabla de valores de K_a y K_p , para estados de Rankine con esfuerzos geostáticos.

\varnothing	K_a	K_p
10	0.703	1.42
15	0.589	1.70
20	0.490	2.04
25	0.406	2.46
30	0.333	3.00
35	0.271	3.66
40	0.217	4.60
45	0.171	5.83

Una forma de calcular el empuje activo, suponiendo la zona activa es un triángulo ó cuña y que todos los puntos del interior de la misma se encuentran en el estado activo de Rankine.

En la zona de Rankine, la presión horizontal a una profundidad "Z" vale:

$$\Gamma H = K_a \rho Z$$

Donde:

ρ .- Peso específico del suelo.

Z.- Profundidad bajo la superficie del terreno.

K_a .- Coeficiente de presión activa.

Las presiones horizontales sobre el muro aumentan linealmente con la profundidad, por lo que el empuje total sobre el muro será:

$$P_a = 1/2 \rho H^2 K_a.$$

Siendo:

H.- Altura del muro

Pa.- Empuje activo horizontal.

El empuje total resultante (Pa), actuará en un punto situado a un tercio de la distancia desde la base a la coronación del muro.

Ilustrado en la fig. 28

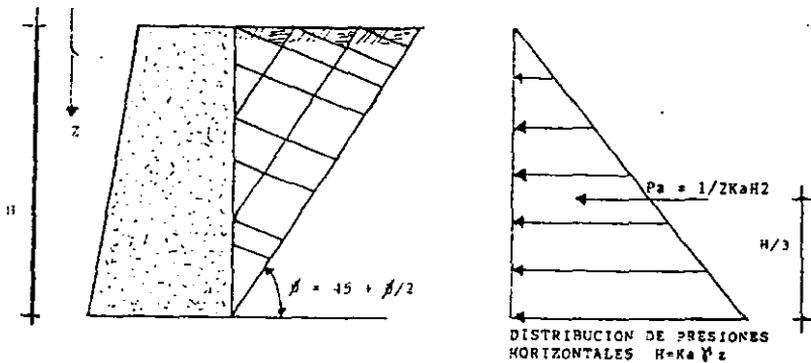


Fig 28.-DIAGRAMAS DE EMPUJES.

Los métodos clásicos de diseño de tablestacados que se han mencionado brevemente, contiene la hipótesis básica de que basta un movimiento ínfimo en la estructura, para las presiones de la tierra se reduzcan a sus valores extremos y que los movimientos subsecuentes ya no tienen influencia en estas presiones.

Estas observaciones hechas por Terzaghi, el mínimo coeficiente activo de presiones de tierras (K_a), corresponde en arenas compactas a un valor de deformación de la tablestaca; "d", de 0.0005, definiendo a "d", como la relación entre el desplazamiento de la corona del muro por giro en torno al Pie y su altura no enterrada.

Este valor permaneció constante en las pruebas de referencia hasta ($d=0.002$), la deformación posterior de la estructura hizo que (K_a), aumentara tendiéndose al valor de (K_a), mínimo para arenas sueltas.

RESUMIENDO:

Las tablestacas ancladas son estructuras de retención, formadas por una pantalla de elementos de acero ó de concreto reforzado que se empotran, haciéndolas penetrar en una cierta profundidad en el terreno de cimentación.

Estas estructuras son utilizadas en instalaciones portuarias, fluviales y marítimas, principalmente para formar muelles, dragando el terreno en el frente, hasta alcanzar el calado del proyecto y colocando rellenos en el respaldo hasta la rasante del proyecto.

La estabilidad de una tablestaca anclada depende de su empotramiento en el terreno de cimentación y de la capacidad de su sistema de anclaje colocado cerca de su borde superior.

Para determinar la profundidad de empotramiento y con ello la longitud de los elementos y para el diseño de la tablestaca, es preciso conocer las presiones del suelo de magnitud y distribución, las que dependen de la interacción suelo-estructura, es decir del desplazamiento del terreno y la regidez del tablestacado.

Así mismo deberá asegurarse la estabilidad del conjunto.

Por su profundidad de empotramiento, las tablestacas pueden ser de: Apoyo fijo ó Apoyo libre.

Las primeras hasta una profundidad tal que se evite una falla por deslizamiento del extremo anterior y solo puede fallar por flexión ó por deficiencia en el anclaje.

Cuando no reúne estas condiciones la tablestaca es de apoyo libre.

Las tablestacas pueden ser de dragado o relleno, según el procedimiento constructivo.

En las de dragado primero se realizan su hincado y después se hace la excavación, en las de relleno generalmente se trata de ganar terreno y por ello se hincan dejando la altura necesaria para rellenar el área hasta la rasante del proyecto.

La presión que actúa en el respaldo es básicamente la propiciada por el estado activo; Aún así su distribución puede distorcionarse grandemente dependiendo del modo de la estructura.

La profundidad de empotramiento queda determinado por la presión pasiva requerida para soportar la estructura.

El empuje pasivo resultante se acostumbra a afectar por un factor de seguridad, para obtener una "resistencia de trabajo".

Así la profundidad de empotramiento, se determina a partir de la suma de los elementos de los empujes pasivo y activo igualados a cero.

La fuerza de tensión que se transmite al anclaje debe ser tal que la suma de fuerzas horizontales también sea igual a cero.

La tablestaca y el muerto de anclaje deben mantener una separación que no permita que las zonas de corte se interfieran.

Ahora bien los comentarios anteriores se refieren al cálculo de presiones para el diseño de la tablestaca.

Sin embargo, el análisis completo debe incluir la revisión de la estabilidad de todo el conjunto frente a la falla general.

La superficie de deslizamiento podría pasar a través del relleno de tierra y bajo el extremo inferior del tablestacado.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO

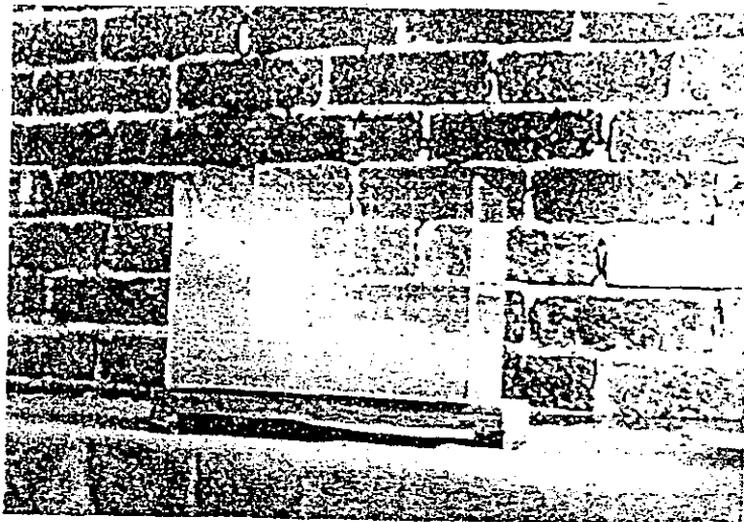
El modelo consiste en una caja de acrílico de 10x30 cm., en planta, altura de 15cm. Y espesor de 0.32cm., (1/8"), además de una placa adicional de 20x15cm., que hará las veces de tablestaca.

El material utilizado como relleno es una arena de sílice fina, con porcentaje de finos de 32, que corresponden al grupo SP-SM de sistema unificado de clasificación de suelos.

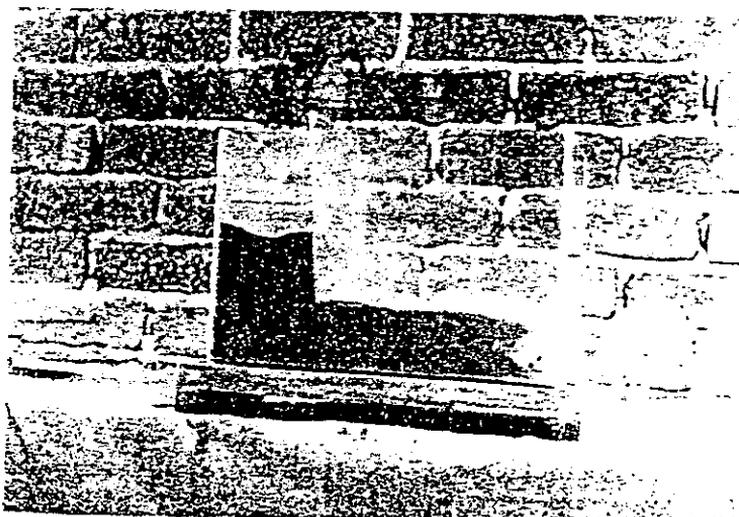
OPERACIÓN Y FUNCIONAMIENTO.

Se coloca la arena hasta una altura del orden de 7cm., en toda la caja y se introduce la tablestaca unos 2cm., En la arena, a una distancia aproximada de 10cm., con respecto a la pared.

En el espacio vacío en el respaldo, se coloca más arena hasta unos 5cm., arriba del nivel anterior.



Vista del Modelo 3, con el suelo y la tablestaca, antes de la reproducción del fenómeno.



Tablestaca fallada, por falta de empotramiento.

A continuación se hace funcionar el modelo vertiendo agua en el respaldo de la tablestaca hasta formar un tirante de agua. A medida que la arena se satura, se observará la formación de líneas de flujo en el lado de la "excavación", poco antes de saturarse totalmente la arena ocurrirá la falla de la tablestaca, con un giro hacia el frente.

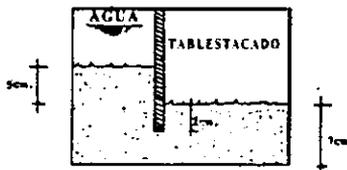


Fig 29.- TABLESTACADO

SOCAVACION

ANTECEDENTES:

Hablaremos de un nuevo fenómeno que afecta algunas estructuras en su cimentación, de una forma especial de erosión, este fenómeno no puede ser determinado con precisión.

Por lo consiguiente entendemos por "SOCAVACIÓN", el desgaste superficial del cause de un río que se produce cuando ocurre una avenida.

Esto es debido a que durante una creciente aumenta la velocidad del agua y por lo tanto su poder erosivo o capacidad de arrastre de los materiales del cause.

La intensidad del fenómeno en cada punto depende de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo.

Para fines de cálculo los criterios más usuales consideran como características del material el diámetro medio, en el caso de suelos friccionantes y el peso específico seco, en suelos cohesivos.

La magnitud de la socavación es principalmente importante conocerla para el proyecto de puentes y algunas estructuras fluviales.

Ya que este fenómeno cuando ocurre deja a la cimentación sin un punto de apoyo.

En este caso deben distinguirse cinco tipos diferentes de erosiones, cada una igualmente importante para determinar la profundidad máxima de socavación total.

Este fenómeno de la erosión consiste en tres fases:

- A).- Desprendimiento de las partículas .
- B).- Transporte aun cuando sea un movimiento muy pequeño.
- C).-Deposito que se produce al disminuir la velocidad del agente erosivo.

La socavación típica; es una forma de erosión en la que las partículas que se mueven constituyen la base ó el apoyo sobre el que gravitan otros materiales, que pueden ser naturales o artificiales.

La socavación puede ser producida por cualquier de los agentes erosivos, que son:

- A).-Aguas superficiales.
- B).-Aguas subterráneas.
- C).-El hielo.
- D).-Olas y corrientes costeras.
- E).-El viento.
- F).-El hombre y los animales.

Para el estudio del drenaje, la socavación producida por las corrientes superficiales es la más importante.

Ahora bien la socavación en las vías fluviales pueden producirse en el lecho del cause o bien en las márgenes.

Al presentarse una avenida en un río los materiales de acarreo que yacen en el lecho son removidos y transportados en suspensiones ó por arrastre para ser depositados aguas abajo al crecer la velocidad de la corriente, ese es un fenómeno típico de erosión, que con el aumento de velocidad, del agua y del tirante, el movimiento de las aguas se incrementan, provocando en las partículas sueltas debajo de la superficie en un estado de suspensión o inestabilidad, que hace que no puedan soportar ninguna carga.

Este fenómeno del subsuelo en el lecho del río es una socavación.

Este fenómeno, en los márgenes de los ríos se presenta cuando éstas son elevadas y el agua erosiona en la base, produciendo cavemas ó ahuecamientos que eventualmente provocan un derrumbe ó un deslizamiento en ese bordo.

La socavación se presenta principalmente en la parte exterior de las curvas de los ríos con cause definido ó bien cuando su erosión descendente descubre un estrato fácilmente erosionable en la base de una o de ambas márgenes.

Suele presentarse en la naturaleza como un fenómeno natural, en cuyo caso denomina "SOCAVACION NATURAL".

Cuando es alterada ó provocada por una estructura construida por el hombre, se denomina "SOCAVACION INDUCIDA".

TIPOS DE SOCAVACION.

Una vez analizado los antecedentes del fenómeno de la socavación procederemos al estudio y análisis de su clasificación conforme a su tipo.

a).-SOCAVACION GENERAL.

Se entiende por socavación general el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad.

Es un desgaste superficial que se produce a todo lo largo de un cause durante una avenida, se debe a la capacidad que tiene la corriente para arrastrar el material sólido del fondo, que es levantado y mantenido en suspensión durante un cierto tiempo y que vuelve a depositarse al ir disminuyendo la corriente.

Una vez que el nivel de agua ha descendido, el perfil del fondo recupera prácticamente su forma y posición salvo en algunos lugares donde el cauce principal puede haber cambiado de lugar.

Gráficamente lo mostramos a continuación.

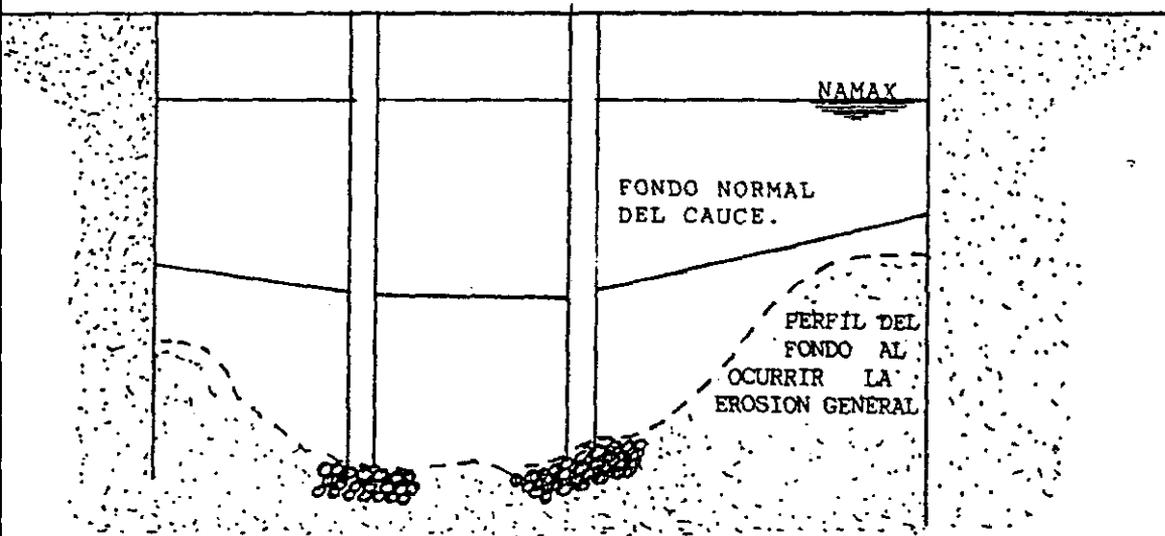


Fig 30.- SOCAVACION GENERAL.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio.

Entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección.

En avenida, aumenta la velocidad del agua y por lo tanto la capacidad de arrastre.

Esta posibilidad de arrastre de los materiales de fondo, es dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar partículas específicas que constituyen el fondo en cuestión.

Para suelos sueltos, no es la velocidad la que inicia el movimiento de algunas partículas de fondo, si no la velocidad mayor, que mantiene en movimiento generalizado en suelos cohesivos, si no aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La primera velocidad mencionada depende de las características hidráulicas del río; como pendiente, rugosidad y tirante.

La segunda velocidad depende de las características del material del fondo y del tirante, como características del material se toma el diámetro medio; en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico, en el caso de los suelos cohesivos.

La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

Para lo cual se presenta la siguiente tabla de las velocidades necesarias para ello.

TABLA 3.- VELOCIDADES MEDIAS NECESARIAS PARA PRODUCIR DESGASTES, (M/SEG).

SUELO	PROFUNDIDAD DE LA CORRIENTE (M).			
CONGLOMERADO, MARGA PIZARRA CALIZA POROSA, CONGLOMERADO COMPACTO	0.4	1.00	2.00	3.00
	2.0	2.5	3.00	5.50
CALIZA LAMINADA, ARENOSA O MASIVA ARENISCA, CALIZA MUY COMPACTA, MARMOL GRANITO, BASALTO, CUARCITA.	3.00	3.5	4.00	4.50
	4.00	5.00	6.00	6.50
	15.00	18.00	20.00	22.00

El valor erosivo de la corriente se debe tanto a la velocidad del agua, como al poder abrasivo de los materiales sólidos arrastrados; siendo este la causa principal de la socavación.

Un hecho observado es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, del tamaño de los limos y las arcillas, este hecho se atribuye a la disminución en este caso del grado de la turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y de su viscosidad.

b).- SOCAVACION EN ESTRECHAMIENTOS

Se entiende como tal a la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce.

Su efecto es importante en puentes, debido a que por razones naturales y de economía en sus construcciones se busca las mencionadas reducciones.

Analizando esto y los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente:

1.- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.

2.- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua; hacia abajo ó arriba del puente.

Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad, por consiguiente la capacidad de transportar sedimentos.

Originándose un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce, y siendo posible un ensanchamiento del cauce, hasta aumentar el área hidráulica, semejante a la sección del cruce con cualquier otra del río, y restablezca el equilibrio de la corriente.

C).- SOCAVACION EN CURVAS.

Cuando un río describe una curva, existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a fluir más aprisa que los situados más hacia el interior, por consiguiente la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros, es mayor que las de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior.

Su efecto es importante y debe tomarse en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río ó en el diseño de enrocamientos de protección de los mismos lugares.

Tiene gran influencia en la divagación de corrientes, por que al disminuir la velocidad en el entrados de la curva aumenta el depósito en esta zona y por ello disminuye la zona útil para el flujo del agua, en tanto que en el extrados, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

La socavación bajo un puente construido en una curva estable puede cuantificarse con los métodos para el cálculo de la profundidad de socavación general y a la vez conociendo el perfil actual del río.

Conforme a la forma de las curvas que tienden a formar los ríos, se dividen en tres grupos:

- 1.- Ríos con meandros de llanuras.
- 2.- Ríos sin meandros.
- 3.- Ríos con cauces errantes.

Ahora bien, en los primeros se agrupan aquellos ríos en cuyas plantas se aprecia la formación de curvas pronunciadas y regulares.

Dentro del segundo grupo, se presentan con formas muy irregulares y con muy diversos radios de curvaturas.

Los ríos con cauce errantes son aquellos en que se forman islas que los bifurcan; están distribuidas en forma muy irregular y pueden haber más de una en una misma sección, frecuentemente representan bancos de arenas o playones de grava y boleó, que avanza hacia aguas abajo, sobre todo en avenidas.

Presentándose en donde el río pierde su capacidad de arrastre en relación con la de depósito.

d).- EROSIONES EN MARGENES.

Es la que las aguas de una corriente producen en los materiales térreos deleznable ó solubles que forman sus orillas.

Su efecto es peligroso en crecientes, por el aumento de poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad.

La erosión de márgenes es causa de divagación y si se produce en estratos susceptibles situados bajo otros que no lo son, producirá embovedamiento causante de inestabilidad en los taludes de la propia margen.

Presentándose éstos en ríos encañonados y también en las corrientes marinas que bordean zonas costeras altas.

e).- SOCAVACION LOCAL EN PILAS.

Al colocar una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de estas y por consiguiente en su capacidad para producir arrastre sólido.

Por lo que, si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila, una socavación local.

Es de vital importancia el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este objeto erosivo, ya que reviste su importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria, conllevará la destrucción total de la estructura ó a determinar profundidades antieconómicas y excesivas, que complican los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten el uso de parámetros que influyen en la socavación local al pie de las pilas de puentes como:

1.- PARAMETROS HIDRAULICOS

- A).- VELOCIDAD MEDIA DE LA CORRIENTE.
- B).- TIRANTE FRENTE A LA PILA.
- C).- DISTRIBUCION DE VELOCIDADES.
- D).- DIRECCION DE LA CORRIENTE RESPETO AL EJE DE LA PILA.

2.- PARAMETROS DE FONDOS.

- A).- DIAMETROS DE LOS GRANOS.
- B).- DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA.
- C).-FORMA DE LOS GRANOS.
- D).-GRADOS DE COHESION O CEMENTACION.
- E).-PESO ESPECIFICO SUMERGIDO.
- F).-ESTRATIFICACION DEL SUBSUELO.

3.- PARAMETROS GEOMETRICOS DE LA PILA

- A).-ANCHO.
- B).-RELACION LARGO-ANCHO
- C).-PERFIL DE LA SECCION HORIZONTAL.

4.- PARAMETROS DE UBICACIÓN DEL PUENTE.

- A).-CONTRACCION EN LA SECCION.
- B).-FORMA DEL RIO EN PLANTA.
- C).-OBRAS DE CONTROL DE GASTOS QUE SE HAYA CONSTRUIDO.
- D).-AGUAS ARRIBA O AGUAS ABAJO.

En las figuras mostradas a continuación, se muestran esquemáticamente las trayectorias del agua y de las partículas de suelo alrededor del obstáculo, la forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

Es interesante además señalar que para una misma pila colocada den el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo lugar de la pila. Depende de la velocidad del agua y del esviajamiento de la pila.

SOCAVACION EN PILAS RECTANGULARES

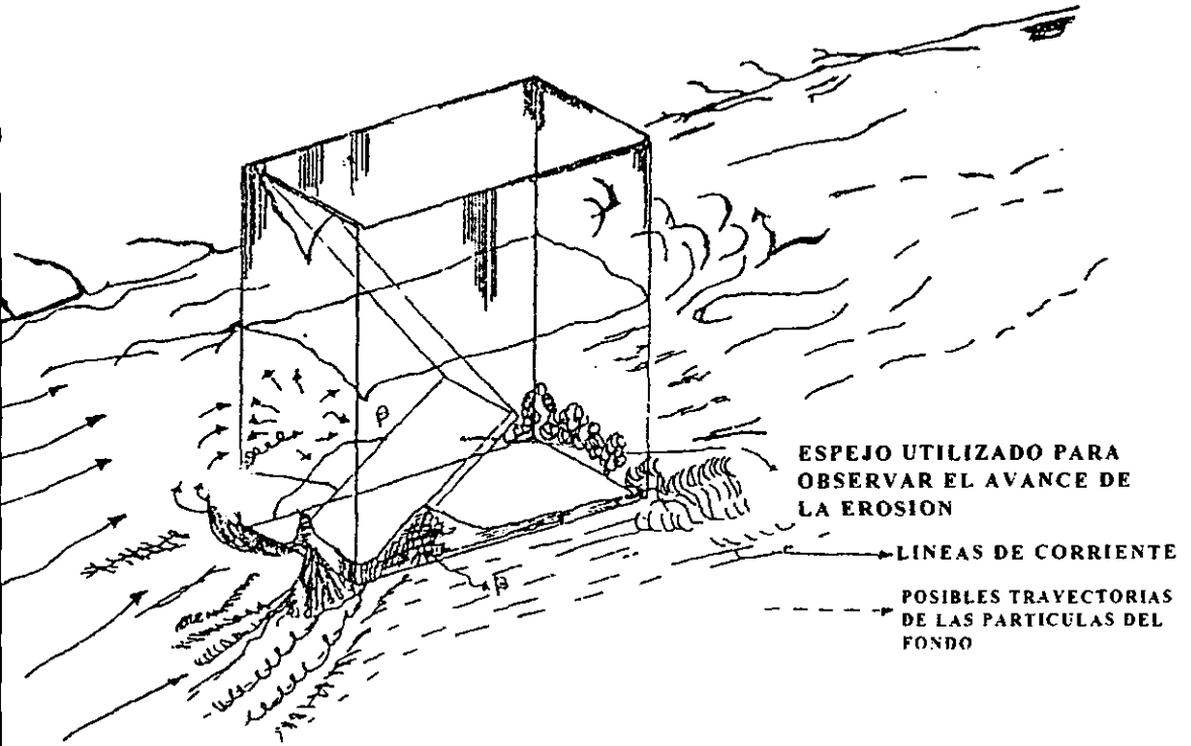


Fig 31 ESTADO INICIAL DE SOCAVACION

En una pila rectangular se inicia en las esquinas debido a dos vertices de eje vertical que ahí se presentan.

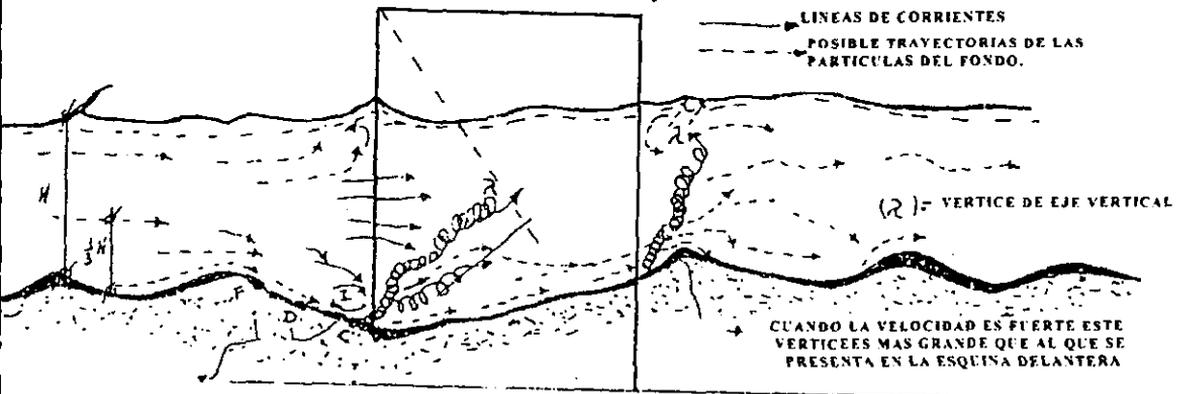
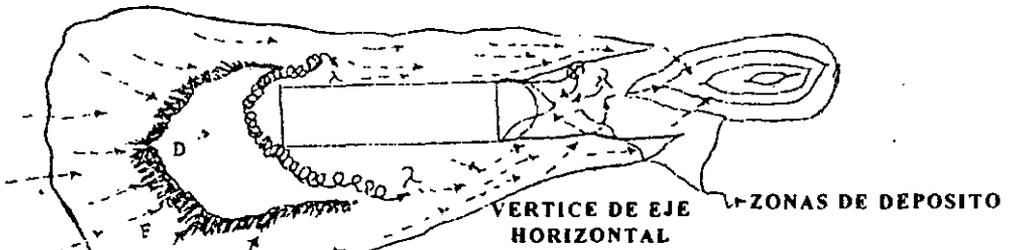


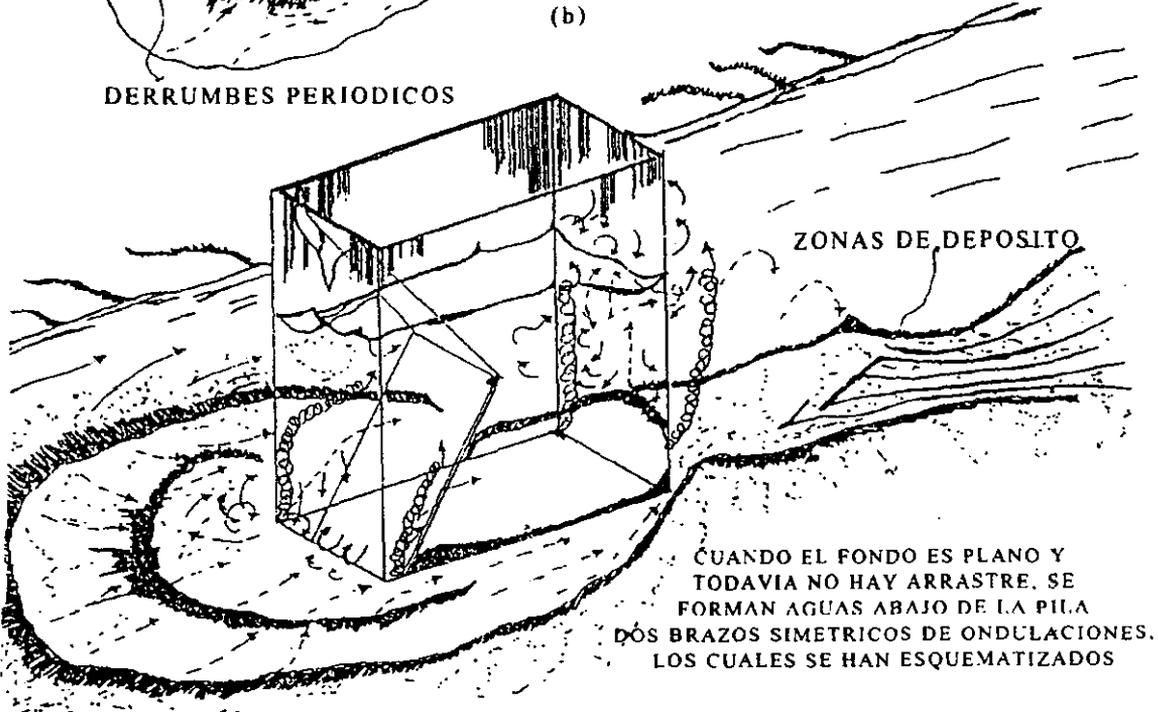
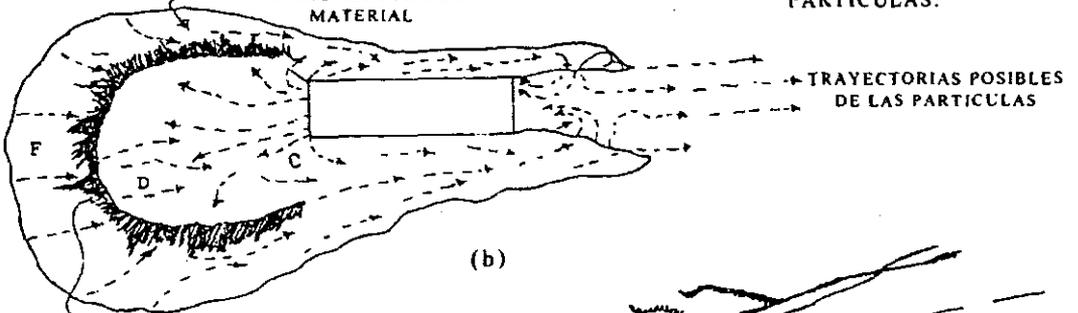
Fig 32 EN LA ZONA "D", SE JUNTAN LAS PARTICULAS QUE VIENEN DE DIRECCIONES OPUESTAS.



(a)

EL TALUD "F" CORRESPONDE AL DEL REPOSO DEL MATERIAL

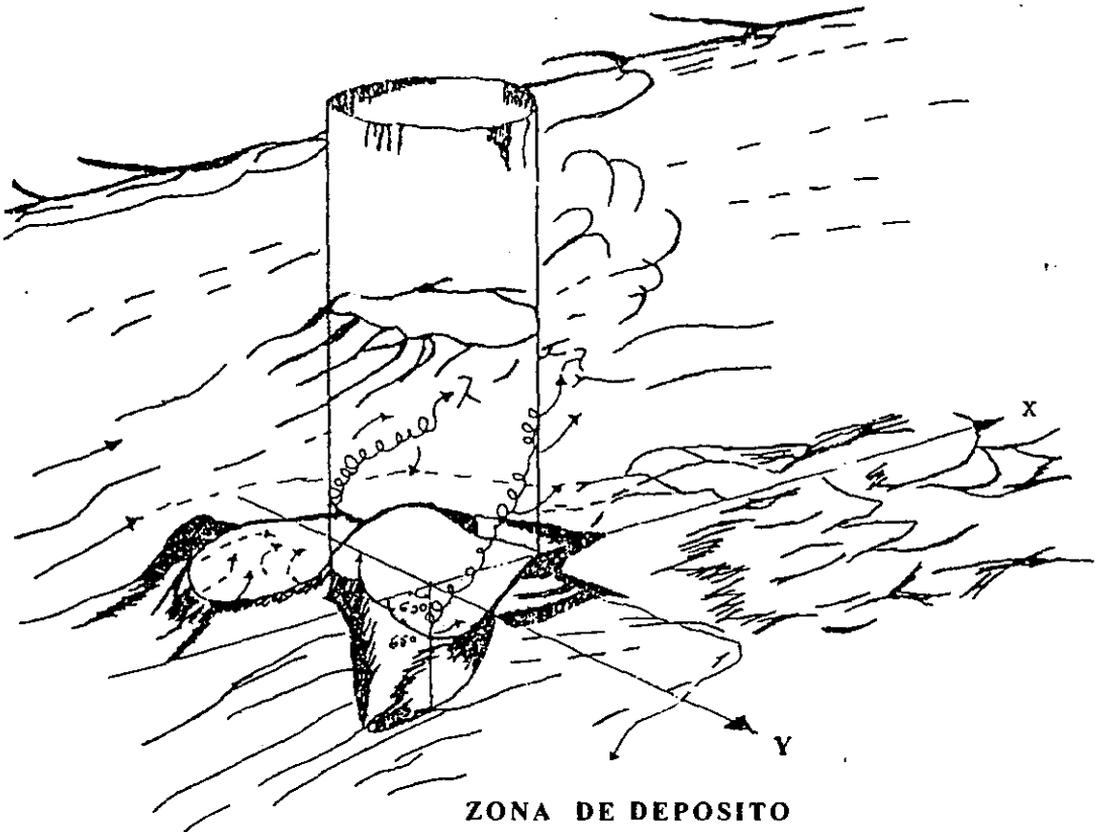
— LINEAS DE CORRIENTE.
 - - - TRAYECTORIAS DE LAS PARTICULAS.



CUANDO EL FONDO ES PLANO Y TODAVIA NO HAY ARRASTRE, SE FORMAN AGUAS ABAJO DE LA PILA DOS BRAZOS SIMETRICOS DE ONDULACIONES, LOS CUALES SE HAN ESQUEMATIZADOS

Fig 33.- ESTADO AVANZADO DE SOCOVACION.

SOCOVACION EN FILAS CIRCULANTES

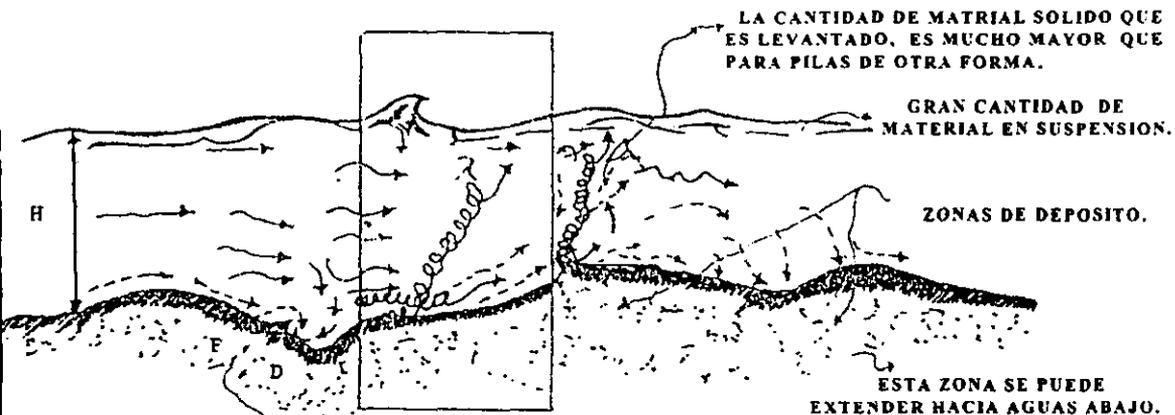


ZONA DE DEPOSITO
A MEDIDA QUE AUMENTE LA VELOCIDAD DEL
TIEMPO, SE PUEDEN CORRER HACIA
AGUAS ABAJO HASTA JUNTARSE.

Fig 34.- ESTADO INICIAL DE LA SOCAVACION:

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (eje X).

Los vértices que ahí se presentan, se conservan hasta obtener la erosión máxima.



LA INCLINACION EN "F" CORRESPONDE AL TALUD DE REPOSO DEL MATERIAL.
 EL TALUD EN "F" ES MENOS INCLINADO QUE EN "D".

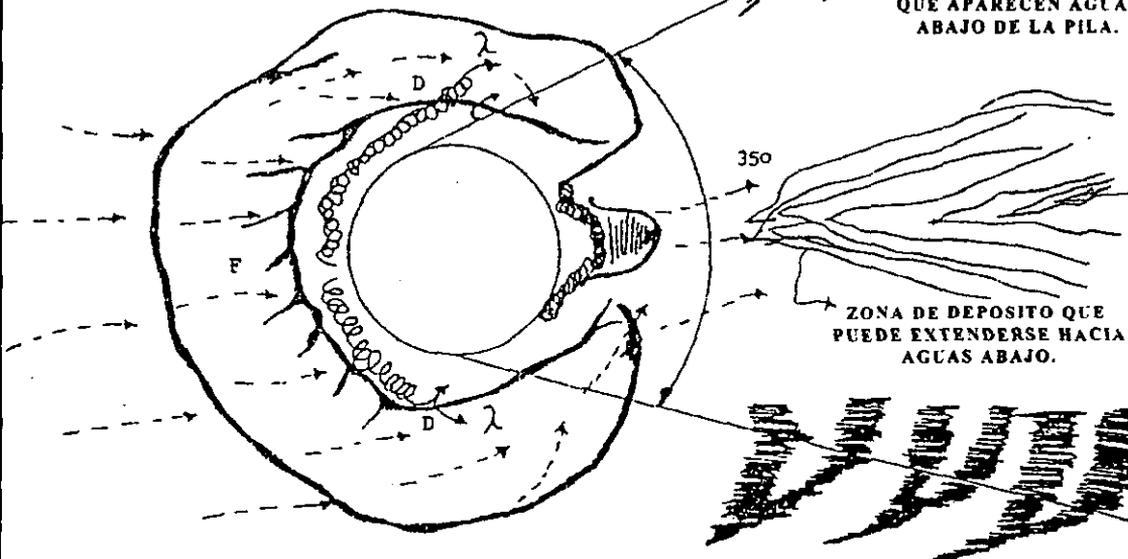
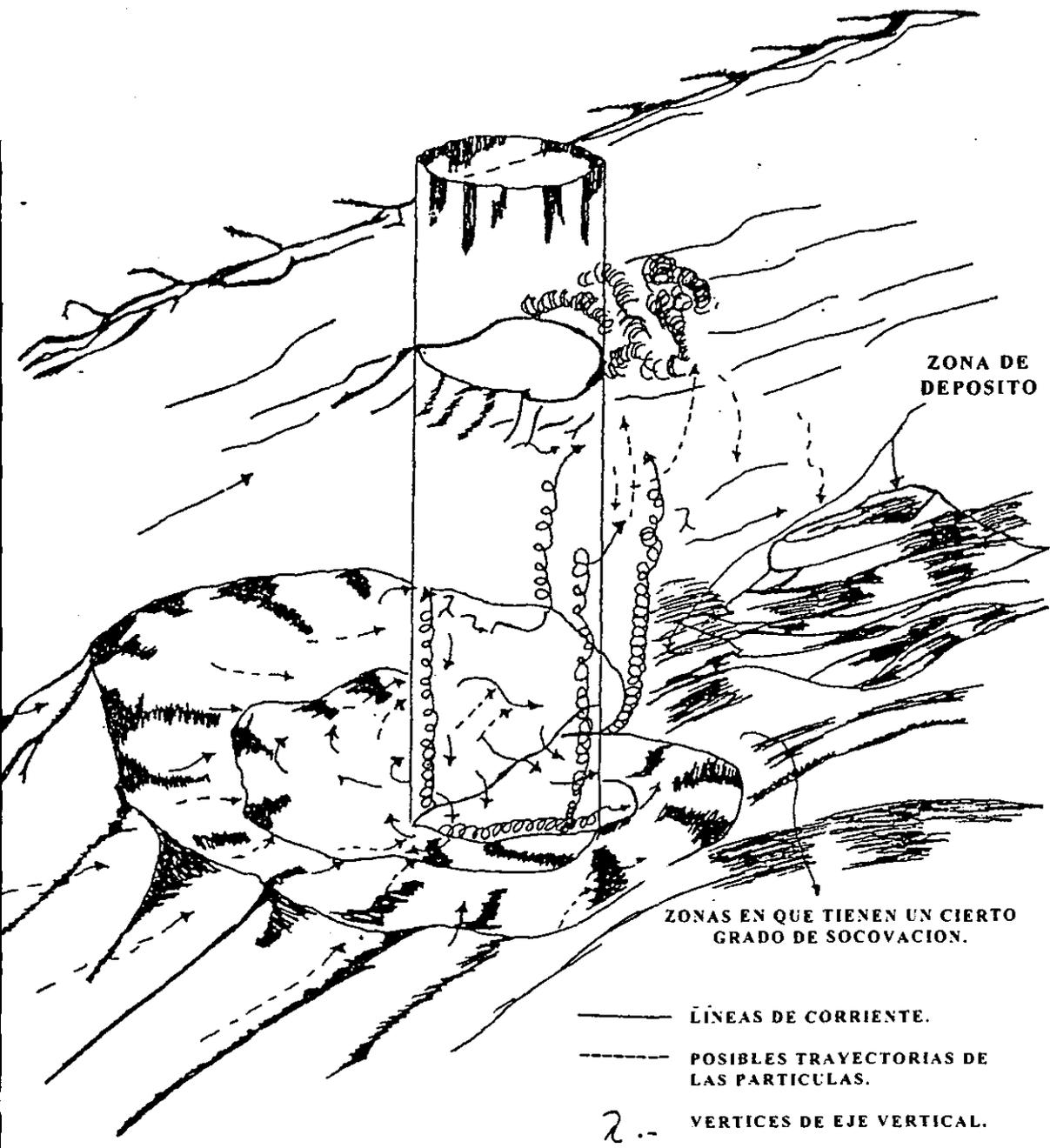


Fig 35 ESTADO AVANZADO DE SOCOVACION.

CUANDO TODAVIA NO HAY ARRASTRE AGUAS ABAJO DE LA PILA, SE FORMAN DOS BRAZOS DE RIZO, LOS CUALES FORMAN ENTRE ELLOS UN ANGULO DE 30° A 40° SI LA VELOCIDAD ES MUY BAJA, UNA VEZ QUE SE HAN FORMADO, LOS DOS BRAZOS TIENDEN A SER PARALELOS.



ZONA DE DEPOSITO

ZONAS EN QUE TIENEN UN CIERTO GRADO DE SOCOVACION.

- LÍNEAS DE CORRIENTE.
- - - POSIBLES TRAYECTORIAS DE LAS PARTICULAS.
- λ - VERTICES DE EJE VERTICAL.

Fig 36.- LAS PARTICULAS QUE RESVALAN Y CAEN DE "F" Y LAS QUE SON LEVANTADAS DE "C", SE JUNTAN EN LA ZONA "D" DE DONDE PERIODICAMENTE SE PRESIPTAN SOBRE "C".

Así, su movimiento es en zig-zag hacia los lados, hasta que son arratrados y sacados del hoyb que aquí aparece

FORMAS DE ESTUDIAR EL PROBLEMA DE LA SOCAVACION

INTRODUCCION:

Se pueden distinguir dos tipos de materiales sólidos de sedimentos, de acuerdo con su posición o manera en que son transportados.

Así el material formado por partículas mayores y que son arrastradas o rodadas por el lecho del cauce se denomina "arrastre de fondo", contrariamente, a las partículas menores que una vez alzadas del fondo o arrastradas de los taludes laterales, pueden permanecer en suspensión durante considerables periodos de tiempo y ser transportados a grandes distancias, denominándose "arrastre en suspensión".

El problema general del transporte de sólidos se ha estudiado bajo dos aspectos diferentes.

EL PRIMERO.- Estudia a el fenómeno desde el punto de vista teórico racional, tratando de encontrar a través de las matemáticas las fuerzas y factores mecánicos capaces de levantar una partícula sólida sumergida del fondo del cauce y mantenerla en suspensión, o capaces de alcanzar partículas por el lecho de la corriente.

EL SEGUNDO.- Estudia a este desde un enfoque fundamentalmente experimental, observando el comportamiento de corrientes en el laboratorio.

Aún cuando ambos análisis han proporcionado varios e interesantes intentos de soluciones practicas, ninguna ha conseguido un reconocimiento tan amplio y universal.

A).- FISICA DEL ARRASTRE DE SOLIDOS.

La forma natural de la superficie de un cauce erosionable puede ser llana o estar formadas por una serie de relieves; medanos y risaduras, todos ellos en los ríos van desplazándose lentamente en el sentido de la corriente.

Los cauces que producen y regulan el régimen de estos pequeños relieves están entre los mas intrincados problemas de la moderna hidráulica fluvial.

El movimiento de estas formaciones presentan características como la velocidad con que se desplazan, no es la misma que la de las partículas que las forman, siendo mayores estas.

Otras de las características es el perfil que adquieren, que es de forma triangular, con pendiente suave del lado aguas arriba y fuertemente del lado aguas abajo.

Ahora bien al elevarse la velocidad, de una corriente por encima de la típica, las irregularidades del fondo se hacen menos escarpadas y desaparecen dejando un lecho suave.

En general, la información sobre bancos médanos en un río con aluviones obtenida, cubre una gama tan amplia de velocidades, esparcimientos y tipos que se ha de llegar necesariamente a la conclusión de que hay varias clases de ondulaciones móviles de materiales granulares del fondo de los cauces de los ríos las cuales están superpuestas una sobre otras, de la misma manera que lo hacen las olas en la superficie del mar.

En algunos casos se han registrados la existencia de "antimedanos", que son formaciones que en lugar de desplazarse en el sentido de la corriente, lo hacen en sentido contrario.

B).- TIPOS DE TEORIAS DE SOCAVACION.

Los tipos de teorías de socavación pueden agruparse en dos:

- 1.- Las especulativas o racionales.
- 2.- Las que son productos de observaciones de laboratorio.

Ahora bien, las primeras tratan de llegar al establecimiento de expresiones que explican al fenómeno, partiendo de hipótesis racionales y que incluyan los parámetros o variables que el investigador considera más significativo.

La segunda; parte de un experimento de laboratorio cuyos resultados deducen formulas y sus respectivos campos de aplicación.

En la actualidad esta teoría ha dado mejores resultados y por lo tanto es el más aplicable.

C).- TEORIA PARA CUANTIFICAR LA SOCAVACION.

- 1.- SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE.

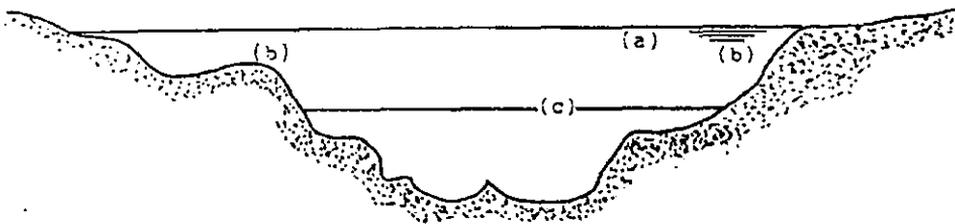
Para determinar la socavación general se seguirá el criterio propuesto por L.J. LJSCHTUAN-LEBECHSU.

La aplicación de este método se hará una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos.

LA PRIMERA clasificación atiende a un criterio en el que se define si existe un cauce principal diferenciado, en que haya un arrastre de fondo constante.

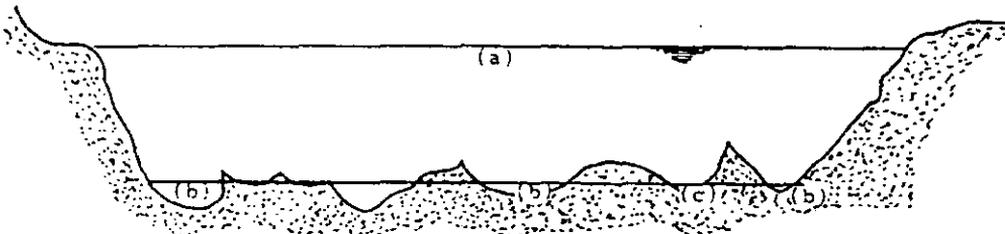
Contrariamente, el río discurre por una superficie casi plana en la que aparezcan varias veces al mismo tiempo, por lo que la capacidad de arrastre sólido será comparativamente menor.

Por lo que ilustraremos como sigue:



- a).- NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARIAS
- b).- CAUCE DE AVENIDAS, EN OCASIONES CUBIERTAS CON VEGETACION.
- c).- NIVEL DE AGUAS MINIMAS ORDINARIAS.

Fig 37.- SECCION DE UN RIO CON CAUCE PRINCIPAL DEFINIDO.



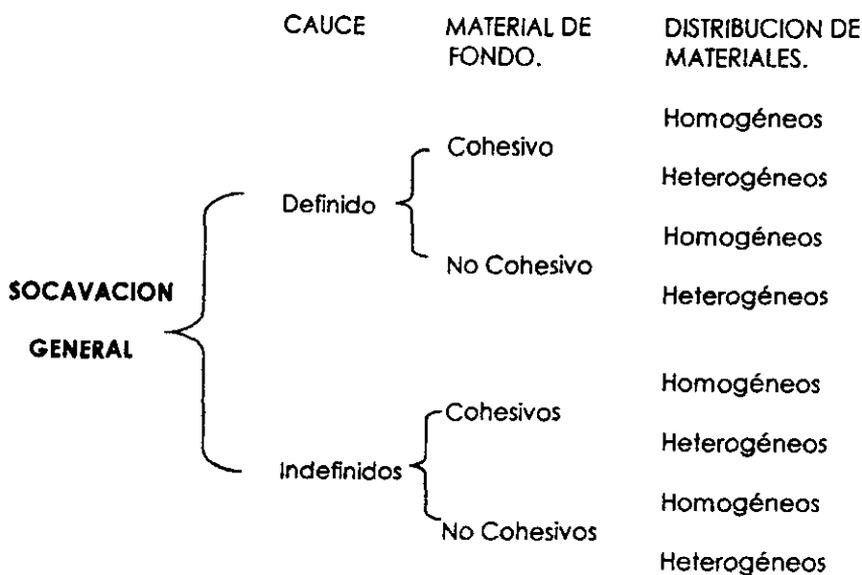
- a).- NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARIAS
- b).- NIVEL DE AGUAS MINIMAS.
- c).- POSIBLE CAUCE PRINCIPAL.

Fig 38.- SECCION DE UN RIO CON CAUCE PRINCIPAL INDEFINIDO.

SEGUNDA: Una segunda clasificación de los cauces. Toma en cuenta la naturaleza de los materiales de su fondo conviniendo distinguir los cohesivos, como limos plásticos y arcillas; y los no cohesivos o friccionantes, como limos no plásticos, arenas o gravas.

TERCERA: Finalmente, conviene distinguir los cauces en que la distribución de materiales en el fondo sea homogénea (un solo material), o heterogénea (bolsas o estratos de varios materiales).

Resumiendo, podemos llegar al cuadro sinóptico que a continuación exponemos:



Describiremos a continuación los criterios de cálculo para cada condición.

A).- SOCAVACION GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS:

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale agua abajo y el aportado.

Su determinación se hace con el criterio, que al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce; el aumento trae consigo un aumento de capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se degrada el fondo.

Al aumentar el gasto aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, hasta llegar a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir está, se reduce paulatinamente al valor medio de la velocidad de la corriente y por consecuencia la capacidad de arrastre, iniciándose así la etapa de depósito.

Este equilibrio existe entre la velocidad media de la corriente, llamada "velocidad real", (V_r) y la velocidad media de la corriente que se requiere para que un material sea arrastrado, llamada "velocidad erosiva" (V_e).

Al tratarse de un suelo cohesivo es aquella capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas.

Por consiguiente la erosión cesa cuando:

$$V_e = V_r$$

La velocidad real está dada principalmente en función de las características hidráulicas del río.

- 1.- Pendiente
- 2.- Rugosidad
- 3.- Tirante

La velocidad erosiva, en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente.

Para la determinación de la profundidad de la erosión, en causas definidos o indefinidos, se distinguirán dos casos diferentes; según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cauce.

B).- SOCAVACION GENERAL PARA SUELOS COHESIVOS EN CAUSE DEFINIDOS CON RUGOSIDAD UNIFORME.

El inconveniente mayor es calcular la erosión máxima general que puede presentar una sección al pasar una avenida con gasto de diseño (Qd), el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno.

Ahora bien la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco.

En este caso el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, esta dada por la expresión:

$$V_e = 0.60 \rho_s^{0.18} B H_s \quad (M/seg) \text{---} (1).$$

Donde:

ρ_s .- Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s (Ton/M³).

B .- Un coeficiente de peso, que depende de la frecuencia con que se repita la avenida que se estudia y cuyo valor esta consignado en tablas.

H_s .- Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de "Ve", se requiere para arrastrar y levantar el material (m).

X_1 .- Es un exponente variable que esta en función del peso volumétrico " ρ_s ", del material seco en Ton/M³ lo encontramos en tablas.

En este mismo cuadro se indica el valor de la expresión $1/(1+X)$, que será necesaria en expresiones posteriores.

Así como el valor del exponente "X", cuando el material del fondo no es cohesivo, es este caso "x", es función del diámetro medio de los granos.

TABLA DE VALORES (4).

PROBABILIDAD ANUAL (%) DE QUE SE PRESENTE EL GASTO DE DISEÑO.	COEFICIENTE β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA (5): VALORES DE "X" Y 1/(1+X), para suelos Cohesivos y no cohesivos.

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
ρ_s	x	1	ρ_s	x	1	d mm	x	1	d (mm)	x	1
		$\overline{1+x}$			$\overline{1+x}$			$\overline{1+x}$			$\overline{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.51	0.57	1.28	0.37	0.73	0.51	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.46	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.99	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.64	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	10000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

La variación de la velocidad media real (V_r), de la corriente, en función de la profundidad y para cada punto de la sección se obtiene analizando una franja vertical de la sección transversal.

La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Tómese la franja de espesor AB, y en forma hipotética considere que el fondo se encuentra en su nivel inicial antes de que se produzca la erosión.

El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según MANING por:

$$Q = M/\delta S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad (1)$$

$$Q = M \propto H_m^{5/3} B_e \quad (2)$$

Donde:

B_e .- Es el ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal, es decir, del ancho total se descuenta el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es 0° .

H_m .- Tirante medio de la sección original, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e .

$$H_m = \text{Area Hidráulica} / B_e \quad (3)$$

$$\propto = Q / H_m^{5/3} B_e \quad (4)$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse " H_e " y alcanzar un valor cualquiera " H_s ", la velocidad disminuye a un valor " V_r ", en función de la velocidad y el tirante, ΔQ en la franja, AB está.

$$\Delta Q = V \Delta A = 1/\Gamma S H_o^{5/3} \Delta B$$

Donde:

ΓS .- Es la pendiente hidráulica.

H_o .- Profundidad de la erosión.

n .- Coeficiente de rugosidad de Maning.

Como se considera una rugosidad constante, en toda la sección el valor de $1/S$ es constante, para cualquier punto de la sección y denominara α entonces:

$$\Delta Q = \alpha H_o^{5/3} \Delta B.$$

El valor de α puede ser expresado en forma general como una función del tirante medio "Hm", antes de la erosión de la velocidad ,media en toda la sección y del gasto de diseño de; Qd+, ya que:

$$Qd = 1/n S^{1/2} Hm^{5/3} B_e$$

Ahora bien cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente la corriente del agua forma vértices cerca de las pilas y estribos del puente. Por lo que afectaremos el valor de "Qd", de un coeficiente "M", llamado de contracción, el cual se encuentra tabulado en la tabla (5).

Por lo que:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B$$

Igualando esta expresión con:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} B$$

La velocidad real es:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de "Vr", velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y "Ve"; velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales.

$V_e = V_r$ ∴ Es la ecuación de equilibrio.

**C).- SOCAVACION GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS, EN CAUCES
DEFINIDOS CON RUGOSIDAD UNIFORME.**

El estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos gruesos (arenas, guijarros), "Vr", tiene el mismo valor que en el caso anterior:

$$V_r = \alpha \frac{H_o^{5/3}}{H_s}$$

En cambio "Ve", está expresado por:

$$V_e = 0.68 B \text{ dm}^{0.28} H_s^x$$

Donde:

Hs.- Tirante para el que desea conocer "Ve", en metros.

X.- Es el exponente variable que depende del diámetro del Material y que se encuentra en la tabla (4).

dm.- Es el diámetro medio en (mm), de los granos del fondo
Obtenido según la expresión;

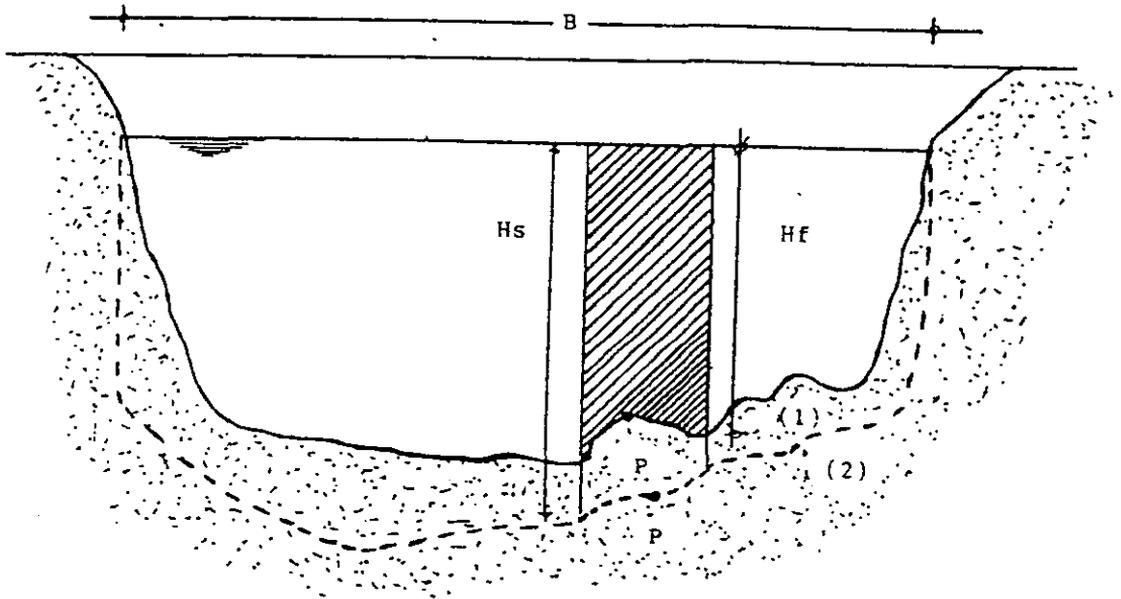
$$dm = 0.01 E d_i P_i$$

DONDE:

d_i .- Es el diámetro medio en mm., de una fracción en la Curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

P_i .- El peso (%), de esa misma porción comparada
Respecto al peso total de la muestra.

Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales
ante sí.



**Fig 39 VARIACION DE LA VELOCIDAD MEDIA REAL DE LA CORRIENTE
CON LA PROFUNDIDAD**

- 1.- Perfil antes de la erosión.
- 2.- Perfil de equilibrio al terminar la erosión.

TABLA NO. (6)

COEFICIENTE DE CONTRACCION "M"

Velocidad media En la sección M/seg.	Longitud libre entre dos pilas (claros), en metros.												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.98	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

HACIENDO UN RESUMEN GENERAL DE LA SOCAVACION:

La socavación es un fenómeno natural que afecta principalmente al cauce de ríos y arroyos, pero no se limita a estos debido a la remoción del material del fondo ó de las orillas, ocurriendo en cualquier corriente o masa de agua en movimiento, tales como la de una corriente costera, un estero o la de una canal.

La socavación adquiere su importancia dentro de la Ingeniería Civil, de sobremanera que en las vías terrestres a causa de la frecuente necesidad de cruzar corrientes de agua, principalmente ríos y esteros, por medio de puentes que normalmente tienen apoyos en el seno de la corriente.

Lo que produce una preocupación debido a tres formas importantes de tipos de socavación, que afectan predominantes a los puentes.

a).- LA SOCAVACION GENERAL:

Es el espesor del fondo del cauce en que los materiales allí existentes pueden ser puestos en suspensión por una eventual creciente.

En rigor esta forma de socavación es independiente de la presencia de ningún puente y es la que ocurrirá en el río antes de construir el cruzamiento.

Por eso cualquier apoyo de un puente debe quedar, por principio, cimentado bajo la profundidad de la socavación general.

b).- LA SOCAVACION LOCAL:

Es la que se produce en la vecindad de las pilas de un puente situadas en la corriente, como consecuencia de la distorsión de las trayectorias de flujo, causadas por la propia pila.

Si este fenómeno progresa lo suficiente, hasta alcanzar profundidades abajo del nivel de desplante de la pila ocurrirá el colapso total de ésta.

c).- LA SOCAVACION POR ESTRECHAMIENTO:

La socavación por Estrechamiento del cauce, producido por invasión de éste por los terraplenes de acceso a la estructura de cruce.

Este estrechamiento produce una reducción del área hidráulica del cauce, con el correspondiente aumento de la velocidad y de poder erosivo del agua.

Por ello es que la erosión del fondo de un cauce, en cualquiera de las tres modalidades principales citadas con anterioridad o en otras quizá menos importantes pero que también pueden presentarse, como la socavación en curvas o en las márgenes, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección hidráulica y la capacidad que tenga para remover material de esa sección.

Así es que en las avenidas aumenta la velocidad del agua, y por ende la capacidad del arrastre.

De allí que la posibilidad de arrastre del material del fondo depende de la relación entre la velocidad de la corriente y la necesaria para arrastrar el material existente.

Por ello la velocidad del agua depende de las características hidráulicas del río y de la intensidad de la avenida, en tanto que la velocidad de erosión depende de las características del material del fondo y del tirante hidráulico.

Como característica del material del fondo se han considerado hasta hoy, el diámetro medio de las partículas; en el caso de suelos friccionantes y el peso específico seco, en el caso de suelos cohesivos.

Las cuales resultan propiedades muy pobres para representar la resistencia del suelo al embate erosivo de las aguas.

Por ello éstas son razones por la que los intentos hasta ahora generados para establecer un modelo matemático del fenómeno de la socavación resultan débiles y las formulas a que en esos modelos se llegan, tienen con frecuencia serias discordancias con la realidad medida.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO

El modelo consta de una caja de 20 x 20 cm., en planta y 20cm., de altura, es de placa de acrílico de 0.32 cm. (1/8"), de espesor, con una tapa de madera perforada al centro, donde se coloca un rotor como lo indica la fig.40

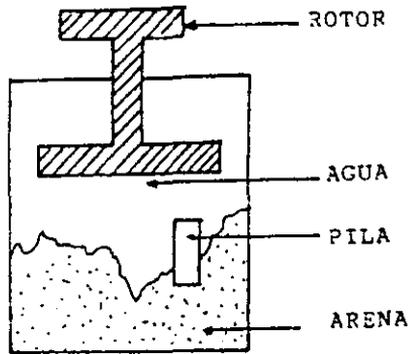


Fig 40.- SOCOVACION

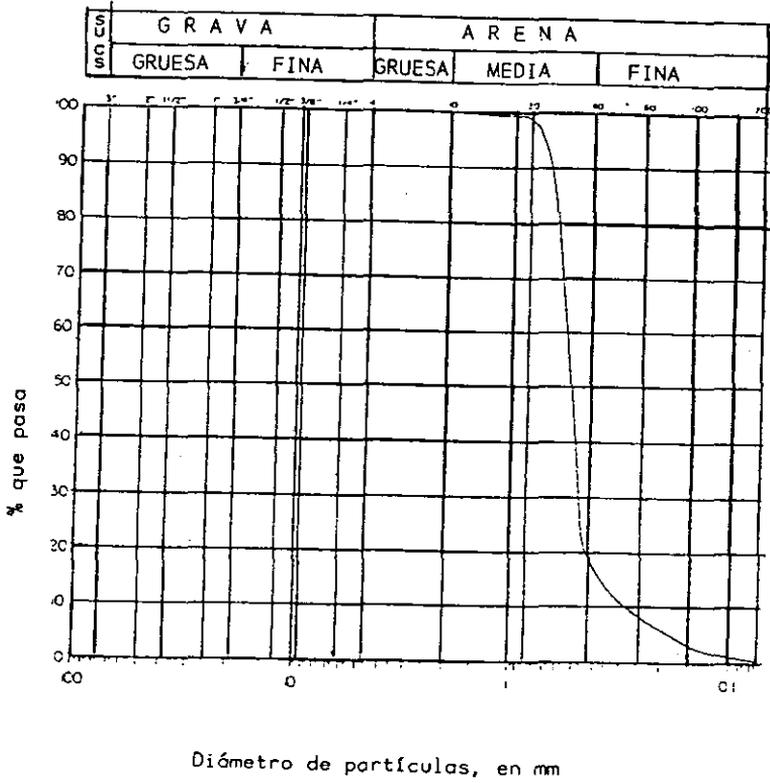
Para presentar el modelo se utiliza una arena fina uniforme (su distribución granulométrica se ilustra en la fig. 41), y dos prismas pequeñas de concretos (3.5 cm., diámetros por 15 cm., de altura), que representa las pilas de un puente y se colocan al centro de la superficie del suelo.

OPERACIÓN DEL MODELO:

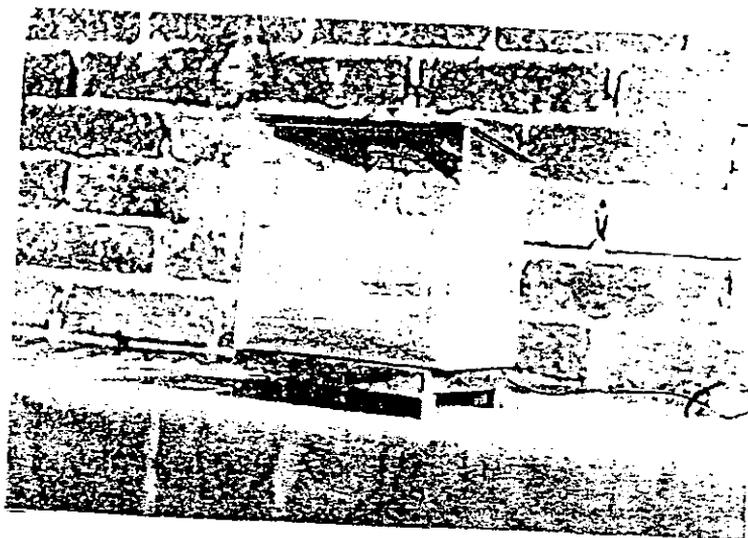
Para la reproducción del fenómeno, el modelo se prepara colocando la arena y vaciando 2.5 lt., de agua aproximadamente, hasta cubrir las aspas del rotor y las pilas.

Se recomienda que las pilas no se entierren demasiado con objeto de agilizar su falla.

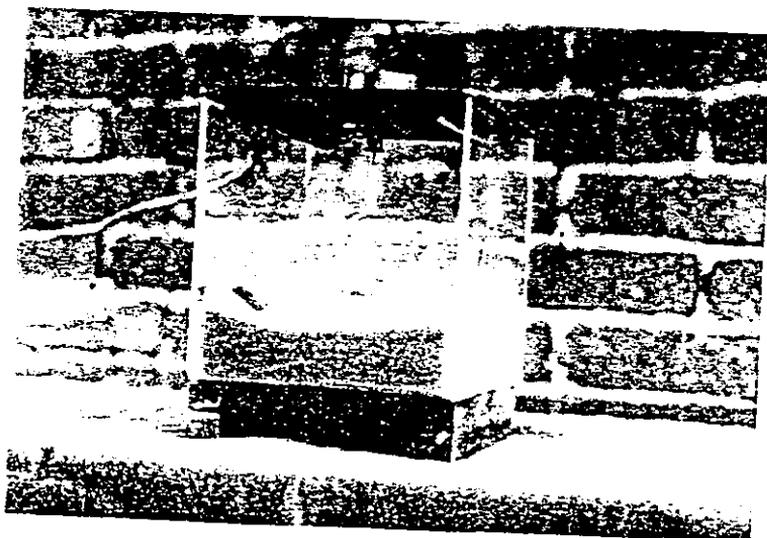
A continuación se pondrá en marcha el rotor y de inmediato se observará la generación de un movimiento turbulento del agua que en pocos minutos debe producir el fenómeno de socavación del suelo adyacente a las pilas, provocándose de esta manera la falla, que se trata de comprobar a través de este modelo.



Curva de distribución granulométrica.



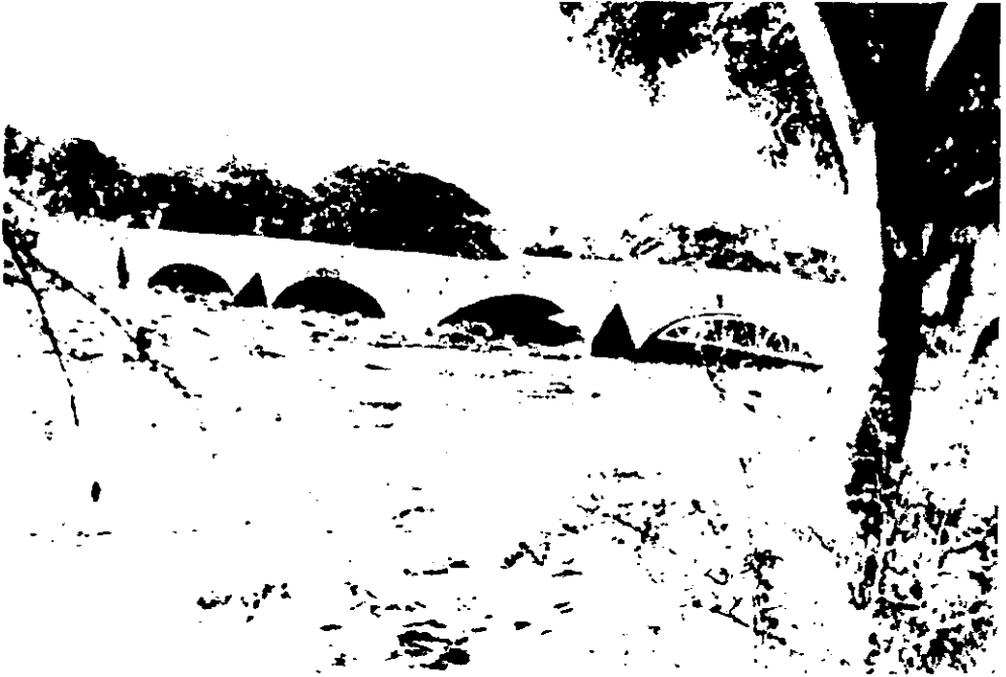
Modelo 4, preparado para reproducir el efecto de sacavación.



Falla de la "pilas" de un puente, generada por socavación.

SECUENCIA FOTOGRAFICA

FOTO No. 10



EN ESTA FOTOGRAFIA OBSERVAMOS LA PRESENCIA DE LA AVENIDA EXTRAORDINARIA QUE PRODUJO LA PRECIPITACION PLUVIAL, ORIGINANDO UN MAXIMO DE CORRIENTE QUE OCASIONO UN FLUJO TURBULENTO EN TODO EL CAUCE DEL RIO, QUE OCACIONA EFECTOS DE SOCAVACION EN LA BASES DEL PUENTE.

FOTO No. 11



EN ESTA FOTOGRAFIA, PODEMOS OBSERVAR LOS EFECTOS Y ESTRAGOS DE LA TURBULENCIA DEL FLUJO, EJERCIDA SOBRE EL PUENTE CAUSANDO FALLAS Y REQUEBRAJAMIENTOS EN SU ESTRUCTURA.

FOTO No. 12



EN ESTA FOTOGRAFIA OBSERVAMOS, EN LOS CLAROS DE LA ESTRUCTURA QUE CONFORMAN AL PUENTE, LA DEFORMACION Y FALLA DE LA ESTRUCTURA MISMA, QUE YA NO SOPORTO EL EMPUJE DEL FLUJO TURBULENTO OCASIONADO POR LA CORRIENTE.

FOTO No. 13



EN ESTA FOTO PODEMOS OBSERVAR COMO SE PRODUCE EL COLAPSO DE LA ESTRUCTURA EN FORMA GENERAL AL NO RESISTIR MAS AL EMPUJE OCASIONADO POR EL FLUJO TURBULENTO SOBRE LA MISMA, OCASIONANDO LA FALLA TOTAL.

ACONTINUACION SE PRESENTA UNA SECUENCIA DE PROBLEMAS OCASIONADOS POR LOS EFECTOS IRREVERSIBLES DEL FENOMENO DE LA SOCAVACION EJERCIDA SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS EN LOS CAUSES DE LOS RIOS Y QUE NOS PERMITEN SER ESTRUCTURAS DE ENLACES EN LAS VIAS DE COMUNICACIÓN, POR LO QUE DESARROLLAREMOS LA SIGUIENTE SECUELA DE ESTE FENOMENO NATURAL.

ANTECEDENTES:

CRUCE	: PUENTE RIO "NEXPA"
CARRETERA	: ACAPULCO-PINOTEPA NACIONAL
TRAMO	: LAS CRUCES-LIMITE DE LOS ESTADOS DE GUERRERO Y OAXACA.
KM	: 85 + 300
ORIGEN	: LAS CRUCES, GUERRERO.

EL FENOMENO QUE SE PRESENTA, ES OCASIONADO POR LOS EFECTOS DE LA SOCAVACION AGUAS ABAJO OCASIONADO POR LA OBRA DE DESVIO Y DEL VERTEDOR DE LA PRESA "REVOLUCION MEXICANA".

FOTO No. 14



FOTO No. 15



EN ESTA FOTOGRAFIA, TENEMOS UNA VISTA GENERAL DE LA OBRA DEL VERTEDOR DE LA PRESA "REVOLUCION MEXICANA", UBICADA A 3KM., AGUAS ARRIBA DEL PUENTE.

FOTO No. 16



EN ESTA FOTOGRAFIA, PODEMOS OBSERVAR LA VISTA GENERAL DE LA PRESA DERIVADORA, UBICADA A 3KM., AGUAS ARRIBA DEL PUENTE DEL RIO "NEXPA", QUIEN A TRAVEZ DE LAS OBRAS DE DESVIO HAN OCACIONADO EL FENOMENO NATURAL DE SOCAVACION AGUAS ABAJO LOCALMENTE SOBRE LAS PILAS, QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA PRINCIPAL DEL CLARO DEL PUENTE DEL RIO NEXPA.

FOTO No. 17

COMO PUDIMOS OBSERVAR EN LA SECUENCIA DE LAS FOTOS ANTERIORES LA UBICACIÓN DE LA PRESA Y SUS OBRAS DE DESVIO, LAS CUALES HAN EJERCIDO LA ACCION IRREVERSIBLE DEL FENOMENO DE SOCAVACION AGUAS ABAJO, SOBRE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL DEL PUENTE DEL RIO NEXPA, Y EN ESTA SECUENCIA DE FOTOGRAFIAS OBSERVAMOS LOS EFECTOS PRODUCIDOS DE LA SOCAVACION EN LAS BASES DE LAS PILAS DEL PUENTE, VISTAS ESTAS, EN LA FOTO SUPERIOR DE LOS APOYOS DESDE EL MARGEN DERECHO, Y EN LA FOTO INFERIOR, VISTA DE LOS CLAROS DEL PUENTE DESDE EL MARGEN IZQUIERDO, DANDONOS UNA CLARA IDEA DE LOS EFECTOS OCACIONADO POR EL FENOMENO DE SOCAVACION AGUAS ABAJO.

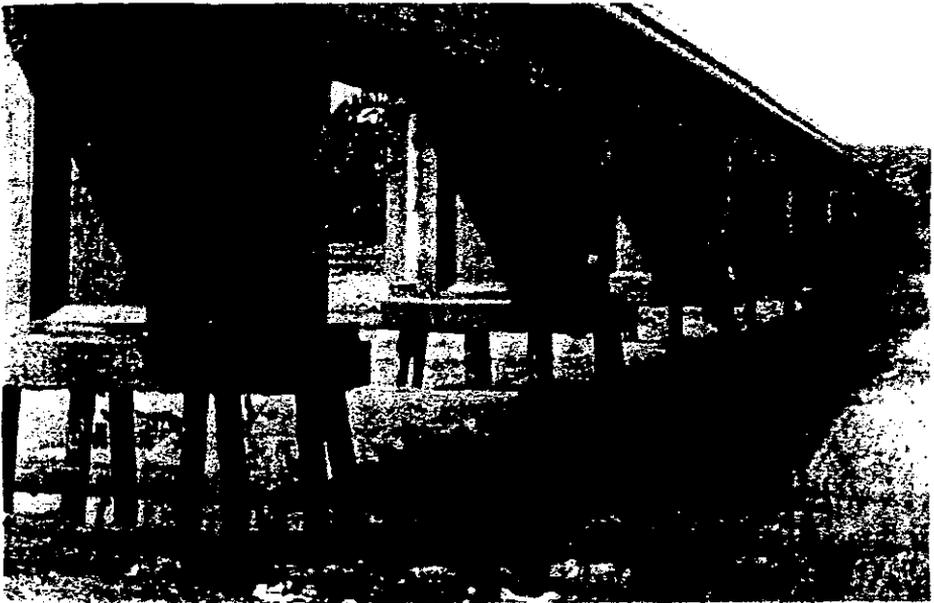


FOTO No. 18



EN ESTA APROXIMACION A UNO DE LOS APOYOS PODEMOS OBSERVAR LOS EFECTOS DE LA SOCAVACION AGUAS ABAJO EN LA BASE DE LA PILA, DEJANDO AL DESCUBIERTO EL SISTEMA DE APOYO DE LA PILA QUE ESTA CONFORMADO A BASE DE PILOTES.

FOTO No. 19



EN ESTA APROXIMACION A UNA DE LAS BASES DEL PUENTE, PODEMOS OBSERVAR LA ALTURA QUE A OCASIONADO LA SOCAVACION AGUAS ABAJO EN LA BASE DE LA PILA Y QUE TIENE UNA ALTURA DE 3 A 4 METROS APROXIMADAMENTE, Y QUE ESTO SEGUIRA CRECIENDO CONFORME AVANCE LOS EFECTOS DE LA SOCAVACION AGUAS ABAJO SOBRE LAS PILAS DEL PUENTE DEL RIO "NEXPA".

CAPITULO II

MODELOS DE DEFORMACION DE SUELOS.

C A P I T U L O I I .

MODELOS DE DEFORMACION DE SUELOS

MODELO NO. 5

ASENTAMIENTO POR DRENAJE.

INTRODUCCION:

Esta parte del trabajo de investigación la componen tres modelos con los que se pretende ilustrar la deformación o asentamiento que puede generarse en suelos al abatir el nivel freático y bajo el efecto de vibraciones.

Así como el modelo cinco se tratará de reproducir el asentamiento de la superficie de un suelo arcilloso que se presentará al descender el nivel freático.

El asentamiento ocurre por que se genera un incremento en la presión efectiva, en el suelo comprendido entre las posiciones originales y final del nivel freático, el peso volumétrico aumenta del valor correspondiente de peso sumergido al valor del peso del suelo saturado, produciendo una deformación acorde con su relación Esfuerzo Deformación.

Los modelos seis y siete se utilizarán para tratar de reproducir el efecto de las vibraciones en suelos son cohesión por ejemplificar, arenas limpias, para los casos de materiales sumergidos y de material seco.

En arenas arriba del nivel freático el agua capilar les proporciona una "cohesión aparente", suficiente para evitar reacomodó de partículas; en cambio, en las arenas secas y en las que están sumergidas no existen esa "cohesión, y son fácilmente compactables, pues se densifican ante cualquier operación que genere vibraciones.

Entre los principales agentes que producen vibraciones y causan densificación en las arenas se citan:

Sismos, Hincados de pilotes, paso de ferrocarril y máquinas cuya operación transmita al terreno fuerzas dinámicas no balanceadas.

ENSAYO DE CONSOLIDACION O ENDOMETRICO.

Para comprender el fenómeno de la consolidación de los suelos es necesario entender el "Ensayo Endométrico".

Se trata de un ensayo destinado a determinar, en función de una comprensión dada aplicada al suelo, las deformaciones que esta sufre por lo que la noción de "Consolidación", cuya teoría se debe al Ingeniero Terzaghi.

Consideramos un suelo de elementos finitos, como puede ser una "arcilla saturada" de agua, es decir que todos sus huecos intersticiales estén llenos de agua. Apliquémosle una carga de compresión, al principio de su aplicación y como el suelo está saturado, la carga será totalmente soportada por el agua intersticial que puede considerarse como incompresible frente al terreno.

Después, progresivamente, bajo el efecto de la presión, a la que está sometida el agua será expulsada del suelo y no soportará nada más que una fracción de la carga, soportando el resto de ella los granos del terreno.

Habrà una disminución del volumen del suelo, en una cantidad sensiblemente igual al volumen de agua evacuando por lo que se produce un asentamiento.

Se terminará por llegar a un estado de equilibrio, repartiendo la presión entre los granos del suelo y el agua contenida.

Este estado de equilibrio es función del suelo, pero también de la carga aplicada. Por lo que diremos que "el estado de equilibrio alcanzado corresponde a la consolidación del suelo".

Este ensayo, endométrico, se realiza en laboratorio con un aparato llamado "EDOMETRO".

Consideremos una muestra del suelo saturado, representada en la fig 41.

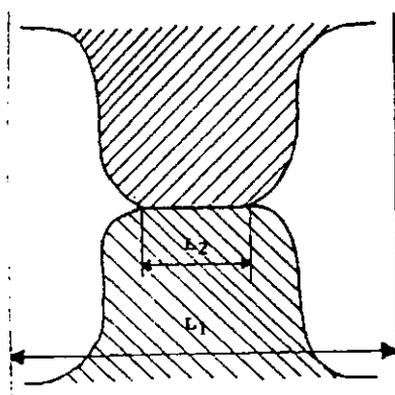


Fig 41.- SUELO SATURADO.

Observamos que los granos del suelo están en contacto en una longitud "L2", teniendo la muestra una longitud total "l1", la fuerza "p", aplicada a la muestra, se descompone en dos:

- Una fuerza "p", aplicada a los granos.
- Una presión Intersticial "u", aplicada al agua.

Teniendo que:

$$P = P' + (L1 - L2) u$$

Ó también:

$$P/l1 = p'/L1 + (1 - l2/L1) u$$

Por lo tanto:

= $p/L1$ Tensión media que se ejerce sobre el suelo.

= $p'/L1$ Tensión intergranular ó Tensión efectiva.

En general la relación $l2/L1$, es pequeña en un suelo (ll), se puede despreciar frente a "L2", por lo que "u", puede escribir la ley aproximada:

$$\Gamma = \Gamma + u$$

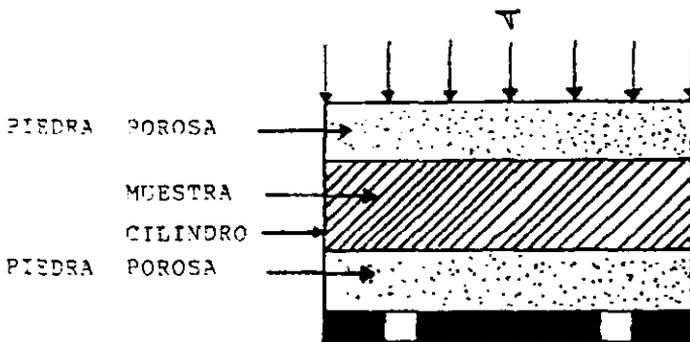


Fig 42.- PRINCIPIOS DEL EDOMETRO

PRINCIPIO DEL EDOMETRO

El edometro se compone de un anillo metálico en su interior y en el fondo se coloca una primera piedra porosa.

Encima de ésta se coloca una parte de la muestra inalterada labrada del suelo, obtenida por sondeo.

En la parte superior se coloca una segunda piedra porosa, en el fondo del anillo hay unas aberturas previstas para la evacuación del agua

En la parte superior del aparato se aplica una carga uniformemente repartida de valor (Γ) .

El agua contenida en la muestra del suelo se ve contenida y sometida a ésta presión o a una parte de ella y es expulsado, y como las piedras del fondo y de encima son porosas, el agua fluye al exterior.

Se miden las deformaciones con la ayuda de un micrómetro y al cabo de un cierto tiempo se obtiene el equilibrio, es decir "LA CONSOLIDACION".

El ensayo es interesante por la información que proporciona, el suelo considere está en la realidad situado en el terreno por lo que esta sometido a tensiones de comprensión, determinados debido al peso de las tierras que están encima de él.

Gracias al ensayo edométrico será posible conocer los asentamientos que el suelo puede tener, es evidente que la importancia de este asentamiento condicionará la forma de cimentación a desarrollar en el suelo.

CURVAS DE ASENTAMIENTO:

En un sistema de coordenadas rectangulares se lleva en ordenadas el "ASENTAMIENTO", Y EN ANCISAS EL "Tiempo".

En abscisas se toma por comodidad una escala logarítmica en ves de una escala normal

La curva de asentamiento tiene la forma como se indica en la fig. 43.

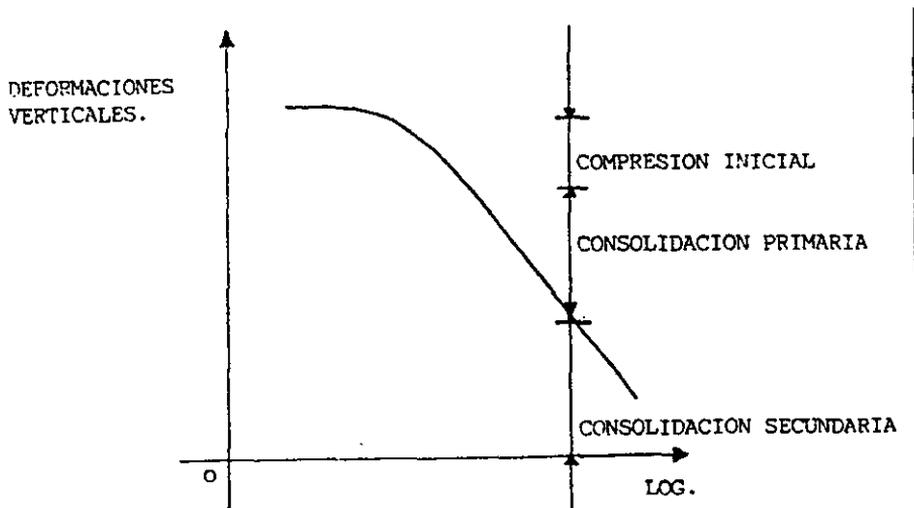


Fig 43.- CURVA DE ASENTAMIENTO.

Pueden distinguirse tres fases:

La primera llamada de "COMPRESION INICIAL", se produce un asentamiento casi instantáneo debido a la carga transmitida y es consecuencia de la gran compresibilidad de las burbujas de aire contenidas en el suelo.

La segunda, llamada de "CONSOLIDACION PRIMARIA", corresponde a la consolidación propiamente dicha, al hecho de que el agua intersticial es expulsada de los huecos del suelo, lo que da lugar a una disminución del volumen aproximadamente igual al volumen de agua evacuado.

La tercera, llamada de "CONSOLIDACION SECUNDARIA", corresponde a un asentamiento debido a la fluidez de las partículas del suelo que se colocan ellos mismos de formas que ocupa un volumen más reducido.

Por lo que la segunda fase es la que produce un asentamiento más importante, pero la tercera fase puede dar lugar a asentamientos despreciables en ciertos suelos.

LOS ASENTAMIENTOS:

Cuando se aplica una carga en la superficie del suelo existe una variación de tensión y una deformación de este, ya que los suelos son en su mayoría, compresibles.

Se llama "ASENTAMIENTO", a la deformación vertical hacia abajo del suelo.

Por lo que la deformación vertical dirigida hacia arriba se llama "EXPANSION".

Por lo que a menudo tratamos de un suelo de superficie horizontal y sometido a una carga vertical.

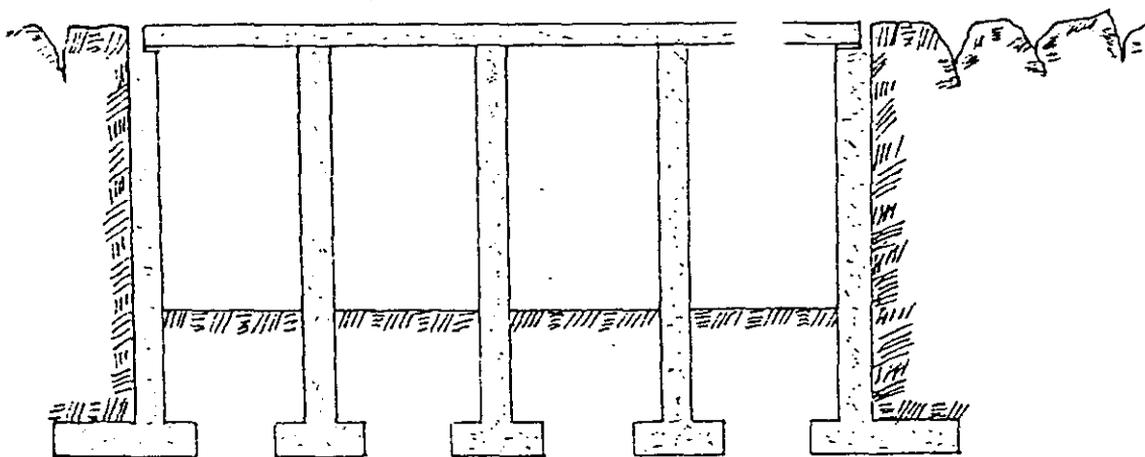
El asentamiento representa entonces la deformación más importante por lo que el efecto de la carga se conjuga con la fuerza de la gravedad que actúa en el mismo sentido que ella.

Por lo que estos asentamientos podrán ser peligrosos para las construcciones y sus consideraciones pueden conducir a disminuir el valor de las tensiones límites admisibles por el terreno.

Por lo que los asentamientos pueden ser diferenciales y traer consigo una inclinación de la construcción, incluso provocar su derrumbamiento.

Como consecuencia de esto se esta obligado a limitar los asentamientos bajo las cimentaciones; como por ejemplo en un puente continuo se limitará los asentamientos diferenciales a algunos (mm), alrededor de 1cm para tramo del orden de 50m.

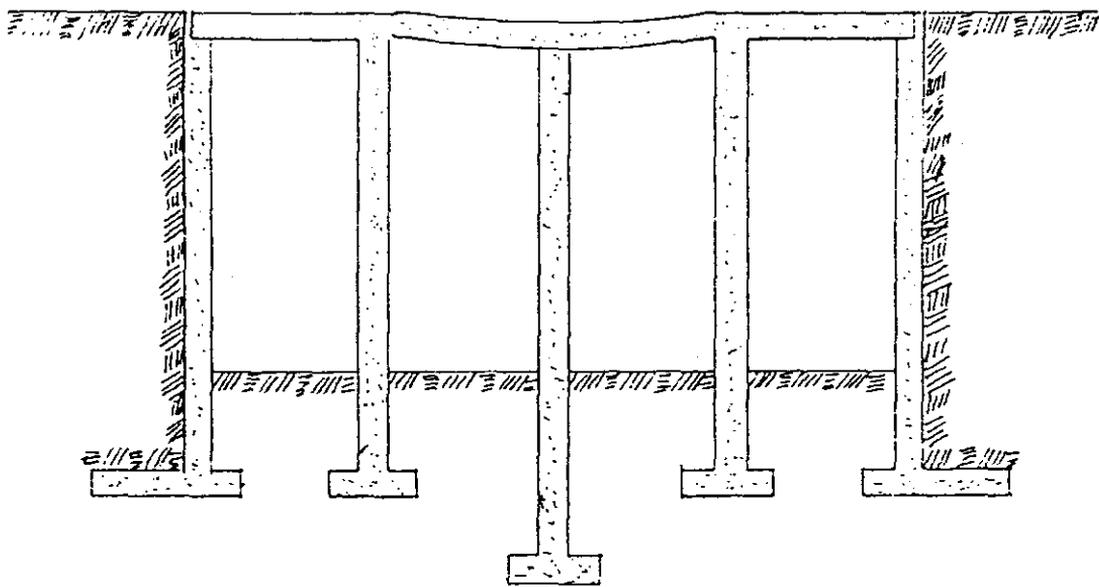
Siendo estas deformaciones función de las tensiones aplicadas, por lo que una limitación de los asentamientos obligan a una limitación de las tensiones.



ANTES DEL ASENTAMIENTO

Fig 41.- ASIENTOS DIFERENCIALES EN UN PUENTE HIPERESTATICO CONTINUO.

DESPUES DEL ASENTAMIENTO.



El gran asentamiento del apoyo central provoca una deformación del tablero y esfuerzos suplementarios.

Las teorías que permiten calcular los asentamientos recurren todas a hipótesis simplificadoras que esquematizan de alguna manera el suelo simplificándolo.

De una forma general se pueden presentar dos casos:

a).- La capa comprensible está en contacto con la superficie libre del suelo.

Partiendo de la superficie encontramos una capa comprensible que reposa sobre una incompresible (ó mucho menos comprensible), se dice que se trata de capa "NO ZUNCHADA".

En este caso los cálculos de los asentamientos, no son muy precisos por lo que las deformaciones horizontales del suelo son importantes y las teorías usuales no las consideran o proporcionan.

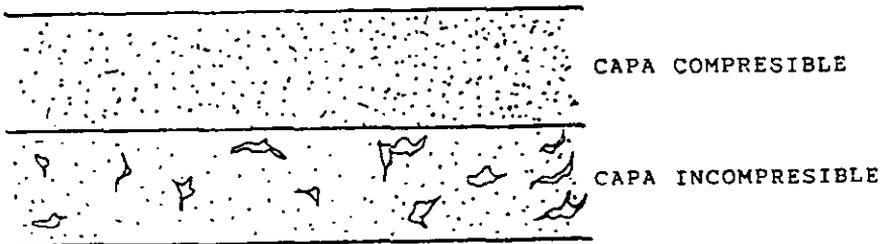


Fig 45.- CAPA NO ZUNCHADA.

B).- La capa compresible está situada entre dos capas incompresibles.

Partiendo de la superficie libre encontramos una capa incompresible, una compresible y una nuevamente incompresible.

Por lo que se dice que tenemos una capa "ZUNCHADA".

Las deformaciones horizontales de la capa Zunchada son coaccionadas por las capas del suelo que la rodean, pero son despreciables sobre todo si el espesor de esta

Capa es pequeña en comparación con la superficie de aplicación de la carga.

Por lo que este caso es frecuente en los problemas de cimentación.

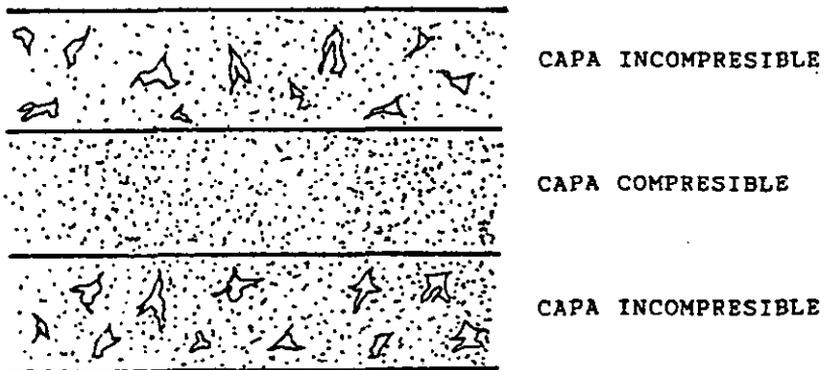


Fig 46.- CAPA ZUNCHADA.

TEORIA DE LA CONSOLIDACION

Ensayo edométrico y la teoría de la consolidación debida a Terzaghi, son esenciales en el cálculo de los asentamientos como aplicación directa de esta teoría.

Los asentamientos sufridos por el suelo bajo los efectos de una tensión dada se deben a tres fenómenos.

- A).- La compresión de los granos sólidos del suelo.
- B). La compresión del aire y del agua contenidos en el suelo.
- C).- La evacuación del aire y del agua contenidos en el suelo.

Por lo consiguiente como el agua es incompresible en un suelo saturado solo intervienen los fenómenos; Primero y tercero.

Ahora bien, bajo los efectos de la carga aplicada, el suelo se consolida, lo que significa que su índice va a decrecer para estabilizarse en un valor funcional en base a la carga aplicada y variable con esta.

Tratándose la curva del índice de vacíos en función de la carga se determina la presión de consolidación del suelo (c), y su índice compresión (cc).

Por lo que se debe determinar antes, las tensiones que existe en el suelo bajo el efecto de una carga dada.

Si los suelos fueran sólidos elásticos, las tensiones que desarrollarían podrían calcularse por la teoría de la elástica, pero no es así, por que un suelo no es un sólido elástico en el sentido de la resistencia de materiales.

Por lo que si trazamos el diagrama tensiones; deformaciones se obtiene una curva, como la mostrada en la fig. 47, sobre la que se ha representado el diagrama relativo a un sólido elástico y a un suelo.

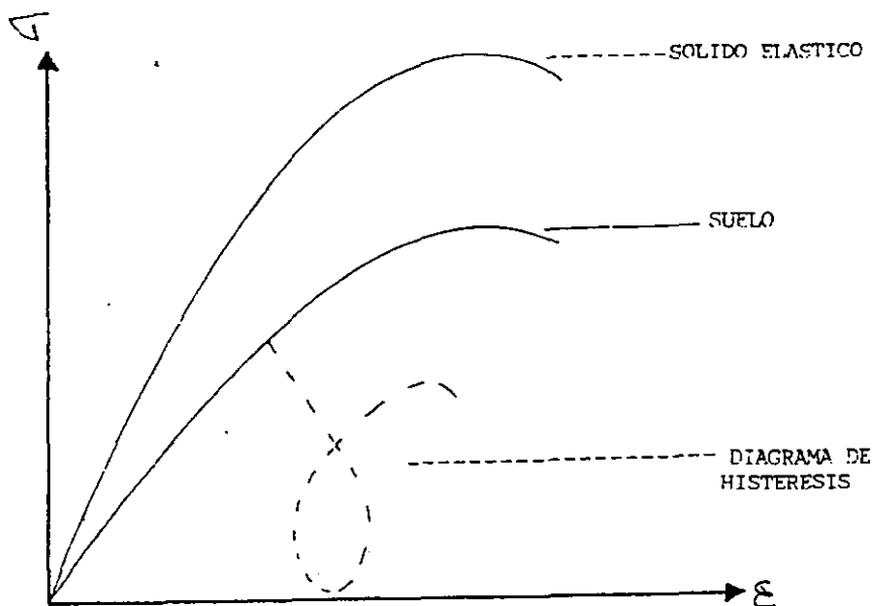


Fig 47.- DIAGRAMA DE TENSIONES-DEFORMACIONES.

Por lo que, para un sólido elástico, se comprueba que el diagrama consta de una parte rectilínea al dominio de la elasticidad por lo que si se anulan las tensiones aplicadas, las deformaciones también se anulan.

En el caso de un suelo, el diagrama no tiene tramo recto, igualmente se señala que si se suprime la tensión, la deformación no se anula.

Por lo que si se restablece, no obtendremos el mismo diagrama, por lo que está es expresado por la Curva de puntos llamada "CURVA DE HISTERESIS".

Sin embargo se puede intentar definir los valores del modulo de elasticidad considerando una cierta parte del diagrama que es reemplazado por su cuerda, como se indica en la fig. 48.

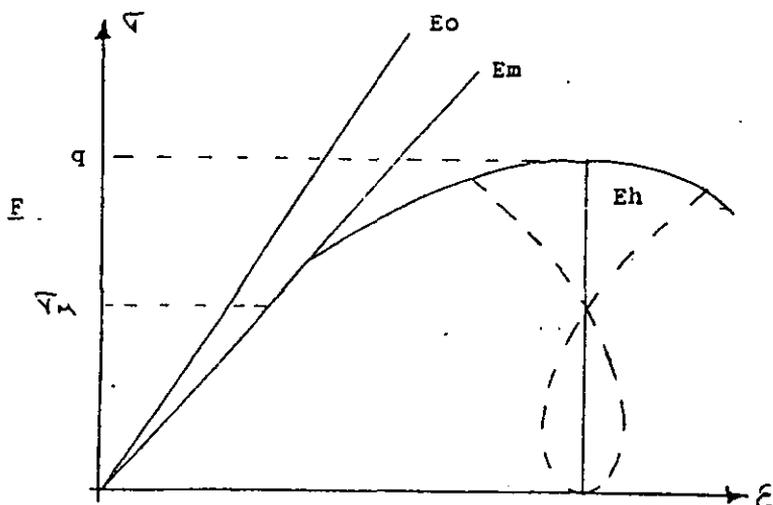


Fig 48.- DIAGRAMA DE TENSIONES-DEFORMACIONES.

DONDE:

- a).- El modulo de elasticidad en el origen de coordenadas E_o .
- b).- El modulo medio (E_m), definido, uniendo el origen con un punto medio, que en general se elige tal que:

$$m = q/h.$$
- c).- El modulo de histéresis (E_h).

El suelo es de superficie horizontal y esta sometido a la acción de cargas todas verticales, el Calculo se simplifica ya que en este caso la tensión es independiente de "E" y también " ϵ ". Coeficiente de poisson.

Al considerarse un suelo de superficie horizontal totalmente cargado, por una carga uniformemente repartida de valor "q".

Ahora bien, sabemos que la tensión principal vertical a una profundidad "Z", es igual a:

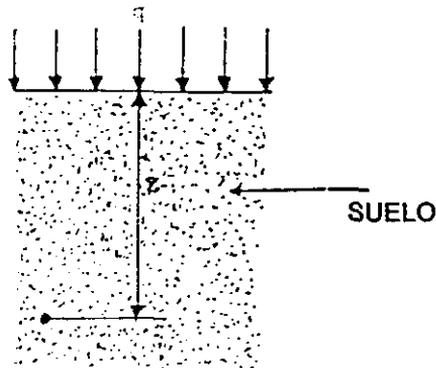
$$\sigma_z = \rho z + q$$

Siendo:

ρ .- El peso específico del suelo.

Analizando un caso particular previo; consideramos un suelo de superficie horizontal totalmente cargado (al infinito), por una carga uniforme repartida de valor "q".

La cual mostramos en la fig. 49, donde la tensión principal vertical a una profundidad "Z" esta dada.



$$T_1 = \rho z + q$$

Fig 49.- SUELO TOTALMENTE CARGADO.

Este resultado es importante ya que no necesita ninguna información sobre la ley de comportamiento del suelo.

La deformación horizontal del suelo es nula, ya que se considera el terreno cargado sobre superficie infinita, se halla perfectamente en las condiciones del ensayo Edométrico descripto que es la base de la teoría de los asentamientos.

Por lo que podemos admitir que el ensayo Edométrico es válido y representa bien el estado de tensión en la vertical del centro de la zona cargada.

De todas formas la fórmula:

$$z = \rho z + q$$

Nos permite calcular la tensión debida al suelo mismo, es decir a su peso tan exactamente que solo se tiene que calcular la tensión debida a la sobrecarga.

CALCULO DE LAS TENSIONES SEGUN LA TEORIA ELASTICA.

Si el suelo no esta uniformemente cargado sobre una gran superficie hay que recurrir a la teoría de la elasticidad, para determinar las tensiones.

El cálculo se efectuará suponiendo un suelo infinito que no pesa, y limitado por un plano horizontal.

Aplicándose el principio de superposición expresando que, la tensión real $\{ \Gamma \}$, es igual a la suma de las tensiones debida a la sobrecargas $\{ \Gamma z q \}$ y de las tensiones debidas al peso del suelo $\{ \rho z \}$, tendremos que:

$$\Gamma z = \rho z + \Gamma z q$$

TENSIONES DEBIDA A UNA CARGA PUNTUAL.

Considérese un medio semiinfinito elástico que no pesa, sobre el que actúa una fuerza vertical puntual (Q), buscaremos el valor de la tensión $\{ \Gamma z q \}$, que actúa en un punto "M", cualesquiera del medio, según se muestra en la Fig. 50.

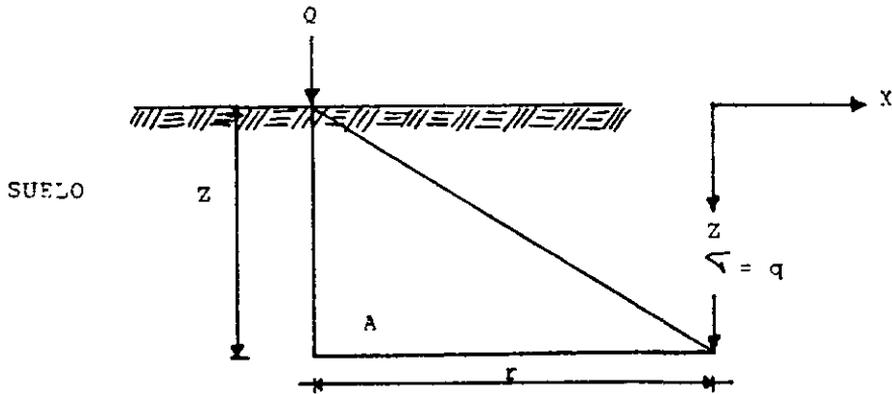


Fig 50 DIAGRAMA DE TENSIONES

Si \$(z)\$, es la profundidad del punto y \$(r)\$, su distancia a la vertical que contiene a \$(Q)\$, según BOUSSINESQ, tendremos:

$$\Gamma z q = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Suponiendo que:

$$N = 3/2 \pi [1 + (r/z)^2]^{5/2}$$

Y \$\Gamma z q\$ se expresará entonces como:

$$\Gamma z q = Q/22 (N)$$

Pues bien los valores de "N", se determinaran, mediante el ábaco número 1, que se anexa, en función de la relación $\{ r / z \}$.

Por lo que $\{ \Gamma z q \}$, no depende de "E" y "e", que son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson.

Por lo que concierne a las tensiones aplicadas al punto "A". Si depende de ellos y se obtendrán utilizando las ecuaciones siguientes:

$$\Gamma x q = \frac{Q}{2 \pi} \frac{3z r^2}{(r^2+z^2)^{5/2}} - \frac{1}{(r^2 + z^2)} \frac{- 2 \zeta}{(r^2 + z^2 + z)}$$

Y:

$$\zeta x y q = \frac{3Q}{2 \pi} \frac{r z^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

METODO SIMPLIFICADO DEL CALCULO DE LAS TENSIONES.

Ahora bien si no se dispone de los ábacos antes citados, puede efectuarse un cálculo aproximado de las tensiones en un medio elástico que a veces es suficiente, según la presión que se busque.

Suponemos que los esfuerzos se reparten según planos inclinados, un ángulo α respecto a la vertical, generalmente se toma $\alpha = 30^\circ$; ($\text{tg } \alpha = 1/2$), para un suelo, $\alpha = 45^\circ$ ($\text{tg } \alpha = 1$), para un hormigón de concreto $\text{tg } \alpha = 3/4$, para una calzada.

De la fig. 51, la carga "q", se supone que actúa sobre una longitud infinita.

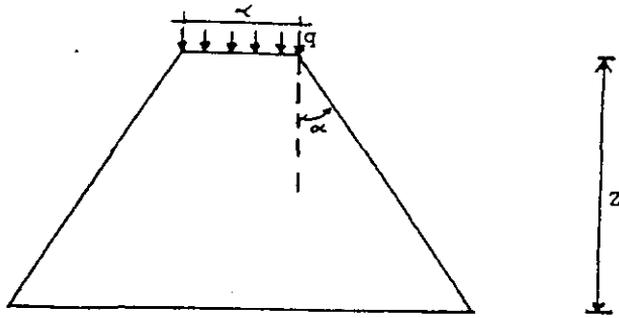


Fig 51 CALCULO DE TENSIONES.

Tendremos:

$$\Gamma Z q = q \frac{a}{a + 2Z \operatorname{tg} \alpha}$$

Si la carga está repartida sobre un rectángulo de lados "a" y "b", tendremos:

$$\Gamma Z q = \frac{ab}{(a + 2Z \operatorname{tg} \alpha)(b + 2Z \operatorname{tg} \alpha)}$$

ASENTAMIENTOS POR DRENAJE.

Al observar los depósitos de material muy suave en el fondo de una masa de agua, por ejemplo, se nota que el fondo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva.

Al proceso de disminución de volumen de un suelo bajo cargas de largas duraciones, por ejemplo la debida a sedimentos sobre el suelo, se llama proceso de "Consolidación".

Este proceso implica disminución de la relación de vacíos y del contenido de agua.

Así teóricamente se ha observado que las sobrepresiones intersticiales producidas en un proceso de carga sin drenaje que es aquel en que la variación de la carga o de las condiciones de contorno se produce en un tiempo muy pequeño, respecto al necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales.

En cuanto se termina la aplicación de la carga el agua comienza a fluir debido al gradiente producido por las sobrepresiones intersticiales, variando el volumen del suelo.

Si las sobrepresiones intersticiales son positivas de forma que el suelo tienda a disminuir de volumen al proceso realizado significa que se produce la consolidación.

Si las sobrepresiones son negativas por la cual el suelo tiende a aumentar de volumen, al proceso se le denomina "expansión".

ECUACIONES DE LA CONSOLIDACION.

Ahora bien el proceso de la consolidación (expansión), viene regido por:

- a).- Las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo.
- b).- Las relaciones Esfuerzos Deformación del esqueleto mineral.
- c).- La ecuación de continuidad del fluido intersticial.

Por lo que :

$$K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial s}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right)$$

Donde:

Z.- Coordenada en la dirección vertical.

X.- Coordenada en la dirección horizontal.

Kz, Kx.- Perméabilidades en la direcciones.
Correspondientes.

e.- Relación de vacíos.

h.- Cargas hidráulicas total.

s.- Grado de saturación.

t.- Tiempo.

La parte izquierda de la ecuación es el flujo neto de agua en un elemento de suelo en un régimen de flujo bidimensional.

La parte de la derecha es el aumento del volumen de agua en el elemento considerado.

Las hipótesis principales implicadas en la deducción de la ecuación son válidas de la ley de DARCY y la limitación de que las deformaciones sean pequeñas.

Las ecuaciones que rigen la consolidación o expansión son las siguientes:

1.- EQUILIBRIO

$\sigma_v = \rho \cdot t \cdot z + \text{esfuerzo en la superficie.}$

2.- ESFUERZO DEFORMACION.

$$\frac{\partial e}{\partial v} = \Gamma - \alpha v$$

3.- CONTINUIDAD:

$$k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$

Ahora bien de las dos últimas ecuaciones se combinan los resultados para tener una ecuación en función de la carga total en sus dos componentes:

$$K(1+e)/av \partial h/ \partial z^2 = \bar{\partial} \Gamma - \alpha v/ \partial t$$

Por lo tanto:

$$h = h_e + u/ \rho_w = h_e + 1/ \rho_w (u_{ss} + u_e)$$

Donde:

h_e .- Carga de altura.

u_{ss} .- presión intersticial en régimen Establecido.

u_e .- Sobrepresión intersticial.

av .- Coeficiente de compresibilidad.

Por lo que si:

$$\partial^2 h_e/ \partial z^2 = 0$$

Y:

$$\partial^2 u_{ss}/ \partial z^2 = 0$$

Por lo tanto:

$$K(1+e)/ \rho_w av \partial u_e/ \partial z^2 = \bar{\partial} \Gamma - \alpha \zeta v/ \partial t$$

Por lo que tenemos "el coeficiente de consolidación" (c_v):

$$c_v = K(1+e)/ \rho_w av = K/ \rho_w m_v$$

Donde:

m_v .- Es el coeficiente de variación volumétrica.

Finalmente la ecuación la podemos expresar en función del esfuerzo total efectivo, en función del esfuerzo total y la presión intersticial:

$$\partial u_{ss}/ \partial t = 0$$

$$c_v \partial u_e/ \partial z^2 = \partial u_e/ \partial t - \partial v/ \partial t$$

Esta es la ecuación de consolidación de Terzaghi cuya deducción señaló el nacimiento de la mecánica de suelos moderna.

CONSOLIDACION BIDIMENSIONAL DE UN MATERIAL ISOTROPO Y ELASTICO.

En la mayoría de los problemas reales, las cargas aplicadas en la superficie dan lugar a sobre presiones intersticiales que varían tanto horizontal como verticalmente.

Este caso se presenta cuando un tanque o depósito se coloca sobre un estrato de arcilla de espesor mayor que el diámetro del depósito.

La consolidación resultante dará lugar a flujo horizontal y vertical, así como a deformaciones horizontales y verticales.

Por lo que la simplificación de la ecuación es aplicable en estos casos siempre que el flujo sea bidimensional, como sucede bajo un terrapién (deformación plana), o bajo un depósito circular (carga con simetría axial).

Para problemas generales debe añadirse un término $(\partial^2 h / \partial y^2)$, al miembro de la izquierda.

Por lo que analíticamente tenemos:

$$\Delta V/v = 3 T_0 / E(1-2M)$$

$$B = T_0 / \Delta v/v = E/3(1-2M)$$

Modulo de deformación volumétrica en b.

$$\Delta V/v_0 = (1-2M) / E (\bar{\Gamma}_x + \bar{\Gamma}_y + \bar{\Gamma}_z)$$

Donde:

E.- Módulo de young del esqueleto mineral.

M.- Coeficiente de poisson del esqueleto mineral.

Utilizando la ecuación para un material elástico.

$$E y z 0$$

$$E y = \frac{1}{E \{ \Gamma_y - M (\Gamma_z + \Gamma_x) \}}$$

Por lo que tenemos:

$$\Gamma y = M (\Gamma X + \Gamma z) = M (\Gamma v + \Gamma h)$$

Ahora bien combinando las ecuaciones

$$1.- \Delta v / v_0 = \frac{(1-2M)}{E} (\Gamma x + \Gamma y + \Gamma z)$$

$$2.- \Gamma y = M (\Gamma x + z) = M (v + h)$$

$$\frac{Kz}{\gamma z^2} + \frac{Kx}{\gamma z^2} = \frac{1}{1+e} \left(\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial s}{\partial t} \right)$$

Y expresando la carga total como sobrepresiones intersticiales y el esfuerzo efectivo en términos de esfuerzos totales, y presión intersticial, obtendremos:

$$\frac{K_e}{2(1-2M)(1+M)} \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial t} (v + h)$$

Por lo que esta ecuación debe resolverse en combinación con las ecuaciones de equilibrio del suelo.

SOLUCION PARA EL CASO DE SOBREPRESION INTERSTICIAL UNIFORME.

El caso más sencillo es el problema unidimensional en el cual:

a).- El esfuerzo total es constante con el tiempo de forma que:

$$v / t = 0$$

b).- La sobre presión intersticial inicial es uniforme con la profundidad.

c).- Existe drenaje en la parte superior e inferior del extracto sometido a consolidación.

Estas condiciones se cumplen siempre que la carga se aplique en un tiempo muy pequeño respecto al de la consolidación de forma que, literalmente, no se produce ninguna consolidación hasta que la carga se ha colocado totalmente.

Por lo que el esfuerzo vertical total en un punto cualquiera será, por lo tanto constante en el proceso de consolidación.

Por lo tanto,
 $Z = z/H$

$T = C_v \epsilon / H^2$

Donde:

z, Z .- Se mide desde la parte superior del estrato compresible.

H .- Es la mitad de espesor de dicho estrato (espesor efectivo).

T .- Factor de tiempo adicional, denominado "factor de tiempo".

ϵ .- Tiempo en que se da la consolidación.

Por lo que la ecuación de Terzaghi se transforma en:

$$2 U_e / z^2 = u_e / T$$

Cuando:

$$\epsilon = 0; \text{ y } u_e = u_0$$

Para: $0 \leq z \leq 2$

Condiciones de contorno en cualquier instante (t):

$$u_e = 0 \text{ para } Z = 0 \text{ y } Z = 2$$

Donde " u " es la sobrepresión intersticial, quedando

$$U_e = \sum_{M=0}^{M=\infty} 2u_0/M (\text{Sen } Mz) e^{-m^2 T}$$

$$M = \pi/2 (2m + 1).$$

Lo cual conocemos como la ecuación de TAYLOR (1948).

DURACION DE LOS ASENTAMIENTOS.

Hemos observado que los suelos granulares se deforman en un tiempo muy corto. Lo que sigue a continuación tiene aplicación únicamente para los suelos finos, en los que la duración de los asentamientos pueden ser muy largas (algunos meses. Años o incluso más).

En un instante dado se llama grado de consolidación al término:

$$V = 1 - u_t/u_i$$

Siendo (u_i) la presión intersticial del agua en el instante inicial y (u_t), la presión intersticial en el instante "t".

$U = 0$ en el instante inicial.

$U = 1$ Al final de la consolidación.

Donde; "U", mide lo que ha avanzado la consolidación.

Terzaghi, estableció una teoría que permite calcular el tiempo de asentamiento considerado un cierto número de hipótesis simplificadoras:

- a.- Suelo homogéneo y completamente saturado.
- b.- Incompresibilidad del agua y de los granos del suelo.
- c.- Compresión y movimiento del agua unidimensionales.
- d.- Ley de Darcy valida.
- e.- La tensión efectiva y el índice de huecos están ligados por una relación lineal.

Para el caso de una capa compresible de espesor $2H$ colocada entre dos capas permeables, Terzaghi logra expresar el grado de consolidación "u" en función de " v", tendremos que:

$$U = f(\Gamma v).$$

v.- es un factor tiempo definido por la expresión.

$$v = C_v/H^2 (t).$$

Siendo:

Cv.- Coeficiente de consolidación (características del suelo).

t.- Tiempo.

Se anexa la gráfica del ábaco que permite determinar los valores de "U".

Inversamente se calcula el tiempo "t", necesario para alcanzar un grado de consolidación dado. Permite también el cálculo de "Cv", de donde obtenemos valores de "t".

RESUMIENDO:

Al observar el proceso de disminución de volumen de un suelo bajo cargas de larga duración, debida a sedimentos sobre el suelo, se le llama "Proceso de Consolidación".

El proceso implica disminución de la relación de vacíos y del contenido de agua.

Frecuentemente ocurre, durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, así el movimiento de las partículas puede considerarse solo en dirección vertical, llamándole consolidación unidimensional.

En esta, el volumen de la masa disminuye pero los desplazamientos horizontales de las partículas son nulos.

Las características de la consolidación de los estratos de arcillas pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalteradas como sea posible.

Se puede calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos posibles debido a las cargas aplicadas.

Desde luego, es cierto que las pruebas de laboratorio hecha en muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos, en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de alguna estructura.

CURVAS PARA EL CÁLCULO DE LOS TIEMPOS DE AERIAMIENTO DE UNA CAPA COMPRESIBLE SITUADA ENTRE DOS CAPAS PERMEABLES

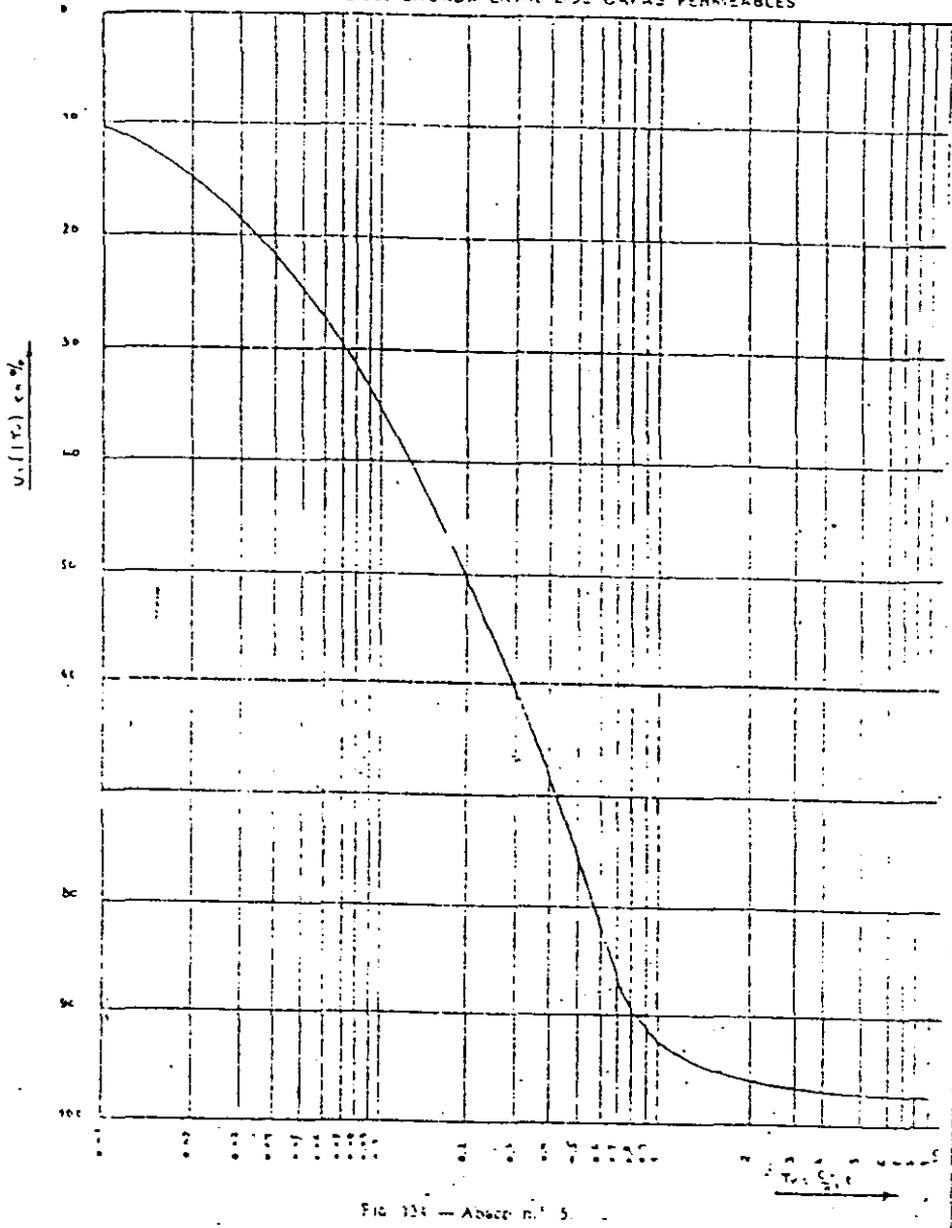


FIG. 134 — Anexo n.º 5.

De hecho es la aplicación de las teorías a la práctica de la mecánica de suelos. Se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio y el que tiene lugar en la naturaleza.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO

El modelo esta formado por una caja de acrílico de 15 x 15 cm., de planta y por 15 cm., de altura, formada con placas de 0.32 cm., (1/8"), de espesor.

En la parte inferior tiene una perforación de 1.27 cm., (1/2"), en la que se conecta una manguera cuyo extremo opuesto se un a un embudo, como se indica.

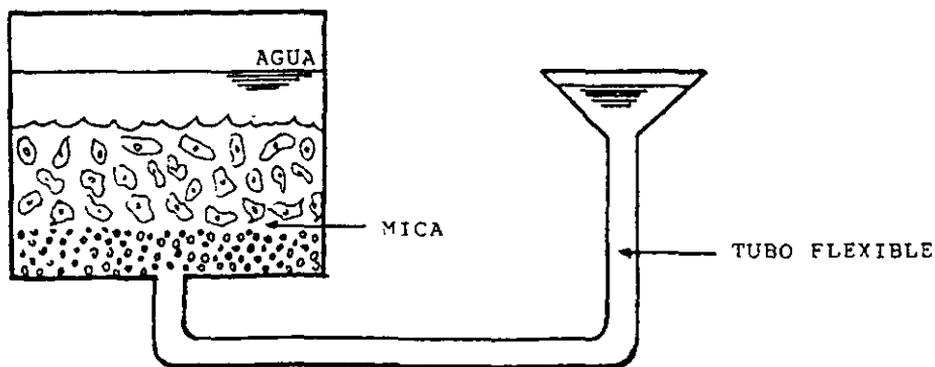


Fig 52.- MODELO DE DRENAJE.

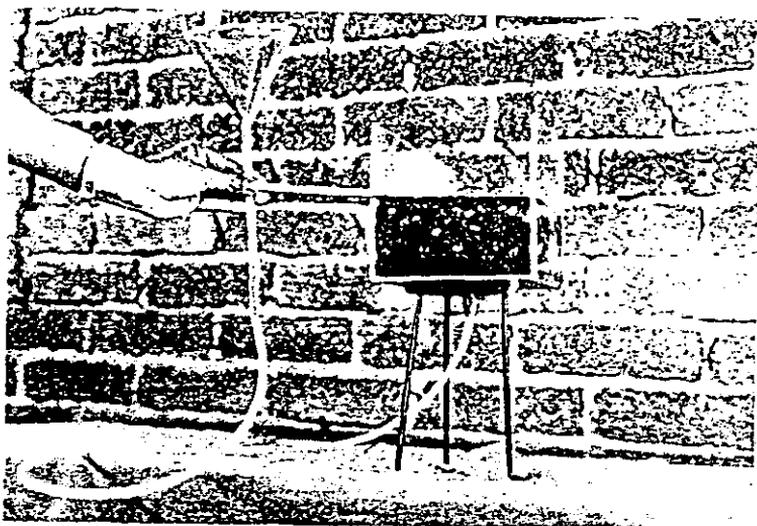
El modelo se complementa con pedacería de mica cortada en círculos y rectángulos, con lo que se pretende representar al suelo arcilloso

OPERACIÓN DEL MODELO.

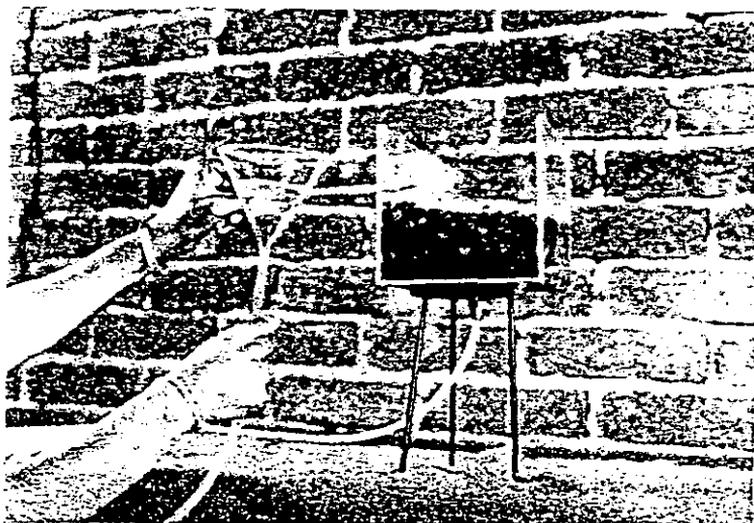
Para la representación se coloca la mica dentro del cubo y se hacen las conexiones de la manguera y el embudo, se vertirá agua en el embudo manteniéndolo en alto, con objeto de que el agua escurra por gravedad, hasta que el agua alcance una cierta altura tal que ocasione que los fragmentos de mica floten.

Los fragmentos de mica flotantes representan un suelo blando.

Cuando se haga bajar el embudo observaremos que el agua escurre hacia él, bajando su nivel en el cubo y provocando un asentamiento algo acelerado de la superficie de la mica.



Agregado de agua al modelo, para crear un Flujo ascendente y un estado de flotación o la mica.



Inversión del flujo ahora hacia abajo, para representar el asentamiento de un suelo blando por abatimiento del nivel freático.

MODELO NO. 6

TITULO:

LICUACION.

ANTECEDENTES:

Se entiende por licuación a la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante, temporal ó definitiva, que llega a presentarse en suelos no cohesivos saturados y sumergidos, cuando son afectados por una vibración, expresado en otra manera; si un depósito de arena tiene estructura colapsable (suelo), y se somete a una perturbación (estática ó cíclica), la estructura del material puede fallar si el incremento de presión generado en el agua es de magnitud tal que se anule el esfuerzo efectivo del suelo.

Geológicamente, los suelos susceptibles al fenómeno de licuación: abanicos, aluviales, planicies de inundación, terraza y diques naturales de aluvión finos.

Básicamente para el estudio de licuación se han desarrollado 4 criterios:

- A).- Relación de vacíos críticos (casa grande, 1936).
- B).- Aceleración, crítica (Meslav, 1958).
- C).- Relaciones empíricas (Cristian y Swiger, (1975).
- D).- Ensayo cíclicos (Seed y Leed, 1976).

Se han identificado varias causas de licuación, a saber:

- A).-Incremento monolítico de esfuerzos.
- B).- Incremento monolítico de deformaciones.
- C).-Cargas cíclicas inducidas por máquinas, transito pesado, y explosiones

Y otras.

NATURALEZAS DE LOS SUELOS, FACES Y ESFUERZO.

El suelo es un conjunto de partículas disueltas cuyos vacíos son ocupadas con aire y agua.

El suelo esta compuesto de dos o tres fases de cuyo estado de tensiones es completamente descripto, si las tensiones correspondientes a cada fase son dados. Solamente el agua saturada y los suelos secos son considerados, no obstante necesario para distribuir en el primer caso con la tensión en el esqueleto sólido (Tensión efectiva), y que el agua (presión de poro), solamente en cohesiones ásperas los suelos secos se ordena el total de tensiones igual a la tensión efectiva.

El agua de la presión de poro puede resultar del estado continuo del flujo de agua a través de los poros del suelo (estado continuo de presión de poro), o del flujo transcendente inducido por una tendencia al cambio de espacios de poros en volumen (presión de poro inducida).

El estado continuo de presión de poro no depende de las propiedades del suelo, pero si de las condiciones hidráulicas, las cuales son independientes de las respuestas del suelo a cargas externas.

Esta componente de la presión de poro, es una variable independiente del punto de vista de la mecánica de suelos.

Por consiguiente la presión de poro inducida depende de las propiedades mecánicas del suelo.

Como es la permeabilidad y la subcstibilidad del suelo al cambio de volumen bajo tensiones o esfuerzos.

RELACION DE VACIOS CRITICA Y LICUACION DE ARENAS.

Según se ha establecido, existe el hecho revelado por el experimento, de que en deformación bajo esfuerzo cortante las arenas sueltas disminuyen su volumen y por lo tanto su relación de vacíos.

Por lo que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior podemos intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos, tal que las arenas que lo tuviesen no variarían su volumen al deformarse bajo esfuerzos cortantes. Llamándolo "Relación de vacíos críticos.

La obtención del valor critico se basa en pruebas de laboratorios, recomendadose que la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante no es adecuada, por no ser uniforme el estado de esfuerzos, que se produce en toda la masa del suelo.

Por lo que debemos recurrir a realizar pruebas de compresión triaxiales, sobre arenas totalmente saturadas.

La importancia de la "Relación de vacíos crítica", se manifiesta al considerar la resistencia al fuerza cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas.

Expresando la resistencia al fuerza cortante como:

$$S = (\Gamma - un) \tan \phi = \Gamma \tan \phi$$

Donde:

Γ .- Es el esfuerzo efectivo.

s.- Resistencia al esfuerzo cortante.

Por lo que si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar, el volumen de la masa y al volumen de los vacíos, generándose una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral (un), menor que la inicial, aumentando la diferencia ($\Gamma - un$), o sea el esfuerzo efectivo (Γ), por consiguiente la resistencia al esfuerzo cortante de la arena.

Observamos que una arena compacta que se trate de formar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, debe producirse el efecto contrario.

Al deformarse tiende a comportarse, lo que aumenta la presión natural en el agua, si esta no se drena con la suficiente rapidez.

Esto rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante.

Lo que al principio parecerá no haber limite al crecimiento del término (un), hasta que la diferencia ($\Gamma - un$), llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante lo que significa el fenómeno de "Licuación".

La Licuación de arena que se presenta tanto en el campo como en laboratorios, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulo, por aumento igualmente rápido de la presión neutral ocurre cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (impacto, simo, etc.).

Lo que sucede es que las estructuras granular del material sufre un cambio instantáneo que afecta masas grandes del suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática, que reducen la presión efectiva a cero.

Comportándose el conjunto como una suspensión densa recibiendo el nombre de Licuación.

FALLAS POR LICUACION.

Los suelos susceptibles de licuarse son aquellos en que los contactos entre los granos son *comparativamente* escaso propicia que se perdieran totalmente el contacto durante el flujo propiamente dicho.

Este fenómeno afecta a suelos sedimentarios naturales o depósitos artificiales que presentan aquel tipo de estructuras, el tamaño de los granos, su uniformidad y la baja velocidad de sedimentación en aguas tranquilas, son factores que se conjugan para formar estructuras muy sueltas.

Las causas que producen la Licuación, son dos tipos:

A.- Hay licuación por incremento de los esfuerzos cortantes que obran en el suelo, o por disminución de la resistencia a los mismos. Se produce también por sollicitaciones bruscas sobre él.

B.- El segundo tipo, ocurre en arena saturadas, lo que ocasiona el fenómeno de Licuación espontanea, por la rapidez con que tiene lugar y es más importante del punto de vista ingenieril.

Las fallas por Licuación en arcillas, han ocurrido en: noruega, Suecia, el este de Canadá y noreste de los estados unidos.

Las arcillas licuadas poseen una historia geológica común. Se formaron por sedimentación marina y emergieron por la recuperación isostatica de los continentes al desaparecer las grandes cargas de hielo, al final de la última época glacial.

Como resultado de este proceso, fue la lenta substitución del agua salada por agua dulce, produciéndose el lavado de la sal provocando la pérdida de iones sódicos y correspondiente actividad eléctrica de superficie, con lo que la resistencia al esfuerzo cortante disminuyo y la sensibilidad aumentada.

La arcilla sé remoldea transformándose en un líquido, estado que conserva perdurablemente, debido a la falta de iones, el agua limpia la restructuración.

En las arenas sueltas y secas ocurre por un mecanismo semejante al de las arenas saturadas, con la diferencia de que la presión de poro, se genera en el aire de los vacíos y no en el agua, teniéndose en cuenta que el aire no es incomprensible, por lo que su volumen debe disminuirse antes de que la presión engendrada sea importante.

La licuación de un material seco, sólo será posible si una masa grande de suelo de estructura suelta tiende a disminuir de volumen bruscamente en todos sus puntos.

Se conocen dos tipos de materiales que se han licuado en estado seco, el loes y materiales cementados cercano a la formación de rocas.

Ejemplo de Licuación de loes, la producida en 1920, en Kans china, en caso de rocas, se conocen dos; en Elm, Suiza 1932, y en Alberta, Canadá 1903, durante breve tiempo.

A través de la "Teoría de la filtración", se explica alternativamente el fenómeno de la Licuación espontanea a partir del concepto de relación de vacíos crítica.

El estudio de los fenómenos dinámicos en los suelos, es en gran medida el problema de las vibraciones. Un régimen armonico estacionario puede definirse con cualquiera de los siguientes tres parámetros:

1. - Amplitud.
- 2.- Frecuencia.
- 3.- Aceleración máxima.

Sin olvidar la influencia de la ley de coolomb que sigue siendo valida en un suelo sometido a vibraciones y que el nuevo valor de (ϕ) depende únicamente de la aceleración.

En condiciones estáticas (ϕ) no cambia si la arena se satura; se encontró, para efectos prácticos, cuando la aceleración máxima de la vibración es menor que $(\phi).2G$, (G , aceleración normal del campo gravitacional terrestre), el (ϕ) dinámico permanece prácticamente igual al (ϕ) estático.

El valor de la aceleración crítica depende de:

a.- Las características de la arena, principalmente de su capacidad.

A mayor compacidad la aceleración crítica es mayor.

b.- De la amplitud y frecuencia de la vibración.

c.- De la presión vertical efectiva en el punto considerado, a mayor presión

Efectiva la aceleración crítica es mayor según una ley lineal.

Análiticamente el fenómeno de la Licuación se trata de obtener bajo las siguientes expresiones:

$$A_{cr} = c (s_{din} - \rho) \text{ aceleración crítica.}$$

Donde:

s_{din} .- resistencia de la arena al esfuerzo cortante en condiciones de sollicitaciones dinámicas.

ρ .- Esfuerzo cortante actuante.

C.- Constante.

Para obtener la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones estáticas para una arena, según Coulomb:

$$S_{est.} = \Gamma \operatorname{tg} \emptyset$$

Donde:

Γ .- Esfuerzo normal efectivo.

(\emptyset).- Angulo de fricción interna.

Si la arena es sometida a un estado de vibración intensiva que la aceleración sea mayor a la crítica aparecerá un exceso de presiones hidrostática (ud), "presión de poro dinámica", y la resistencia dinámica " s_{din} " será:

$$\dot{s}_{din} = (\Gamma - ud) \operatorname{tg} \emptyset /.$$

Donde:

\emptyset .- Angulo de fricción interna en condiciones estáticas siempre que la aceleración no sea mayor a $\emptyset.2g$.

Ud.- Presión hidrostática.

Γ .- Esfuerzo normal efectivo.

En el caso de un extracto horizontal de arena saturada, como el de la figura 53.

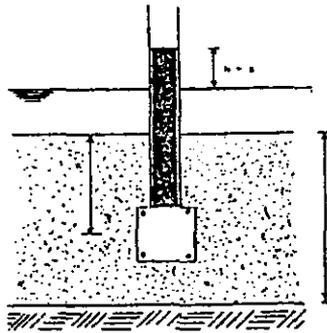


Fig 53.- CONDICIONES PARA QUE UN EXTRACTO DE ARENA SE LICUE, HASTA LA PROFUNDIDAD "Z"

De la figura, se dice que la condición necesaria y suficiente, para presentarse la Licuación a una profundidad (z), es que la presión de poro dinámica, (Γ_{ud}), sea igual a la presión vertical efectiva (Γ), a dicha profundidad.

$$\Gamma = ud$$

Donde:

$$\Gamma = \rho' mz$$

y:

$$ud = hz \rho' w$$

Donde:

hz.- carga de agua adicional a la profundidad z.

$$\rho' mz = hz w$$

Además tenemos que en las arenas:

$$\rho' M = \rho w$$

$$\Delta Z = hz$$

Que es la condición de origen.

Ahora bien para el caso de arenas saturadas, se introduce el coeficiente de compactación dinámica (∂), que se define como la velocidad con que varía la porosidad (n), de las arenas es decir:

$$\partial = dn/dt$$

$$\partial z = \partial L-Z/L$$

Como:

$$\partial 0 = \partial \text{ para } Z=0 \text{ Y } L=0$$

Fundamentalmente queda $\partial z = 0$

Lo que significa que el coeficiente de compactación dinámica sería constante en todo el espesor "H". De la arena. Considerando un elemento de (A), y espesor (dz), a la profundidad z, de un estrato de espesor (H), sujeto a vibración mayor que la crítica.

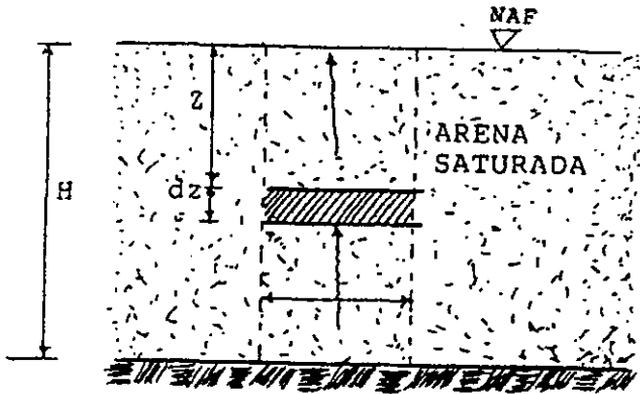


Fig 54.- Esquema del flujo de agua en un estrato horizontal de arena saturada con presiones de poro dinámicos.

La reducción de volumen por unidad de tiempo será:

$$\Delta dv = \frac{dn}{dt} A dz$$

$$\partial \theta = A dz$$

$$\Delta v = \rho A dz = \partial \theta A (H-Z)$$

De la ley de Darcy;

$$\Delta V = K_i A \cdot \frac{dhz}{dz} A$$

Donde:

K.- Coeficiente de permeabilidad de la arena.
 Hz.- Carga del agua a profundidad " z",
 correspondiente a la Presión de poro dinámica.

$$Ud [hz = (ud/\rho w).]$$

Igualando ΔV :

$$K \frac{dhz}{dz} = \sqrt{g} \frac{A}{A} (H-Z)$$

$$K \frac{dhz}{dz} = \frac{\sqrt{g}}{A} (H-Z)$$

$$K dhz = \sqrt{g} \frac{A}{A} (H-Z)$$

$$dhz = \frac{\sqrt{g}}{K} (H-Z) dz \quad \text{----- 1}$$

Ecuación diferencial, que
Satisface las presiones
Dinámicas.

Integrando la ecuación:

$$hz = \frac{\sqrt{g}}{K} (Hz - \frac{Z^2}{2}) + C$$

Donde C, constante de
Integración.

Para $Z = 0$ $C=0$

$$hz = \frac{\sqrt{g}}{K} (Hz - \frac{Z^2}{2}) \quad \text{----- 2}$$

Agrupando las ecuaciones 1 y 2

$$iz = \frac{dhz}{dz} = \frac{\sqrt{g}}{K} (H-Z)$$

$$iz = \frac{\sqrt{g}}{K} (H-Z)$$

Ecuación que proporciona la distribución de "hz", y del gradiente
hidráulico "iz", con la profundidad "Z".

De la expresión observamos que (hz) , tiene una distribución parabólica mientras que la de (z) , es lineal.

Para determinar las limitaciones de que la presión de poro (U_d) , a una cierta profundidas (Z) , sobre pase el valor (MZ) , que es la condición de Licuación. Y aceptando para fines prácticos que $m=w$, que es como lo establecimos al principio la ecuación que $m=w$, que es lo establecimos al principio la ecuación.

$$Z = hz$$

Siendo el valor máximo que toma hz , a la profundidad "Z", es precisamente Z.

Ahora bien de esta igualdad:

$$U_d = \rho w hz = \rho mz$$

Obtenemos que:

$$iz = \frac{dhz}{dz} = \frac{\rho m}{\rho w} = 1$$

Por lo que el gradiente hidráulico no podrá tomar un valor mayor a 1; si:

$$= 1; \text{Tendremos la condición de Licuación. } \rho$$

Sustituyendo esta condición en:

$$iz = \frac{\gamma_0}{k} (H - Z)$$

$$Z_0 = \eta - \frac{k}{\gamma_0}$$

.- Ecuación de la profundidad, Z_0 hasta, La que llegará el efecto de Licuación.

Lo que significa que Z_0 , separará la zona licuada, de la zona no licuada.

De Z_0 , hacia arriba, la arena estará en suspensión y hacia abajo los de dicha profundidad, las presiones de poro será de una magnitud menor que la necesaria para producir la Licuación.

RESUMIENDO:

Se entiende por Licuación a la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva, que llega a presentar en suelos finos o cohesivos saturados y sumergidos, cuando son afectados por una vibración, dicho de otra manera, si un depósito de arena tiene estructuras colapsable (suelta), y se somete a una perturbación (estática o cíclica), la estructura del material puede fallar si el incremento de presión generado en el agua es de magnitud tal que se anule el esfuerzo efectivo del suelo.

Geológicamente, los suelos susceptibles al fenómeno de Licuación son: Arenas o limos aluviales de depositación reciente en estado muy suelto; Abanicos aluviales, Planicies de inundación. Terrazas y diques naturales de aluvión fino.

Para el estudio de Licuación se han desarrollado cuatro criterios:

- a.- Relación de vacíos crítica (Casa grande, 1936)
- b.- Aceleración crítica (maslav, 1958).
- c.- Relaciones empíricas (cristian y swiger, 1935)
- d.- Ensayos cíclicos (seed y lee, 1966)

Se han identificados varias causas de Licuación, a saber:

- 1.- Incremento monolítico de esfuerzos.
- 2.- Incremento monolítico de deformaciones.
- 3.- cargas cíclicas inducidas por la maquinaria, tránsito pesado, explosiones y otras.

Los suelos más susceptibles a licuarse son de granulometrias uniforme y particularmente arenas limosas poco plásticas, si los limos son plásticos, o el suelo tiene alto contenido de arcillas, es poco probable que sean licuables; a sí mismos aluviones finos sementados ligeramente por acumulaciones de carbonatos y otros agentes son pocos susceptibles mientras no se rompan las ligas entre los granos.

La mayoría de los suelos que han experimentado este fenómeno tienen una capacidad relativa (D_r), menor de 60%.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.

El modelo lo forma una caja de acrílico de 30 x 15 cm. , en planta y 15 cm; de altura, sin tapa; un vibrador de corrientes (timbres), y un prismas rectangular que simula una estructura.

Se utilizara una arena de cuarzo cuya distribución granulometrica esta representada por la curva de distribución granulometrica.

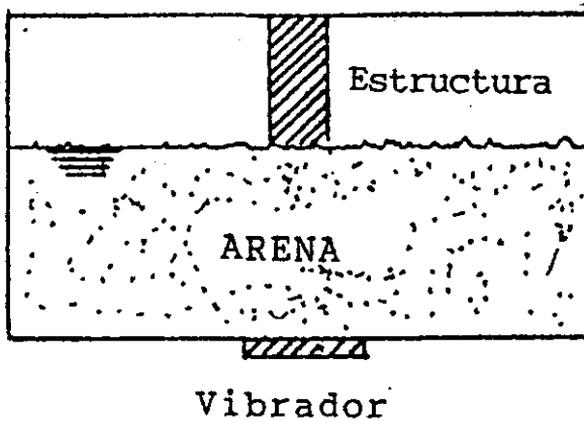
OPERACIÓN DEL MODELO.

En la caja de acrílico se coloca la arena, y con ayuda de un embudo colocado en una de sus esquinas, se le vierte agua lentamente, con objeto de saturar la arena de abajo hacia arriba y evitar una previa compactación.

Una vez saturado el material se coloca el prisma al centro y el vibrador en la parte inferior.

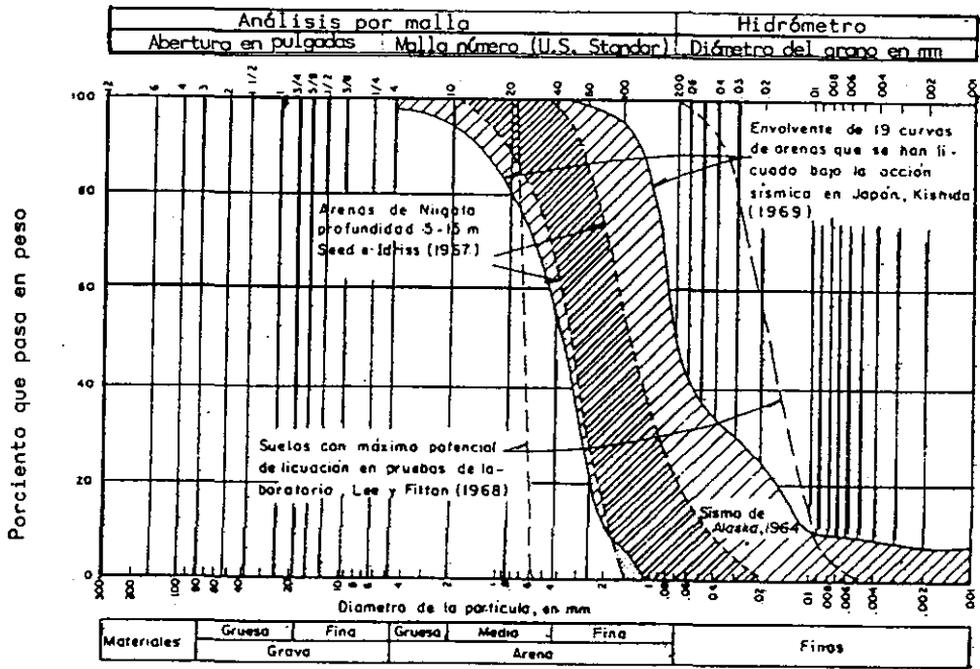
Estando saturado la arena, al aplicar la vibración se logra densificarla, causando así una rápida expulsión de agua.

El flujo de agua hacia fuera del suelo disminuye los esfuerzos efectivos, con que baja la capacidad de carga y por consiguiente ocurre la falla de la estructura.

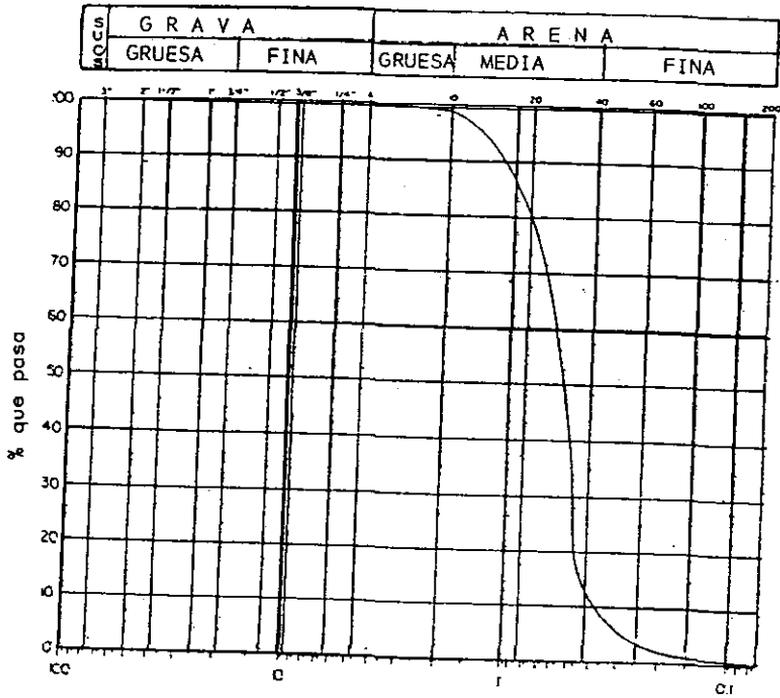


MODELOS DEL FENOMENO DE LICUACION.

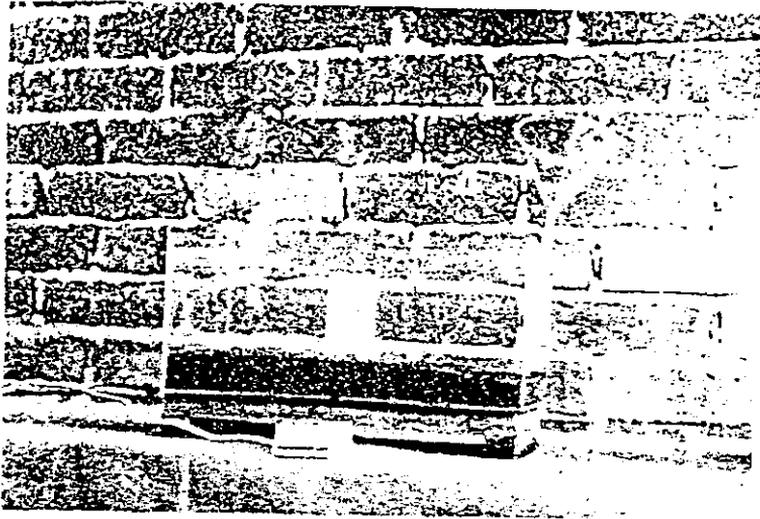
Fig. 55.- ESQUEMA DE LA REPRESENTACION DEL MODELO DEL FENOMENO DE LICUACION.



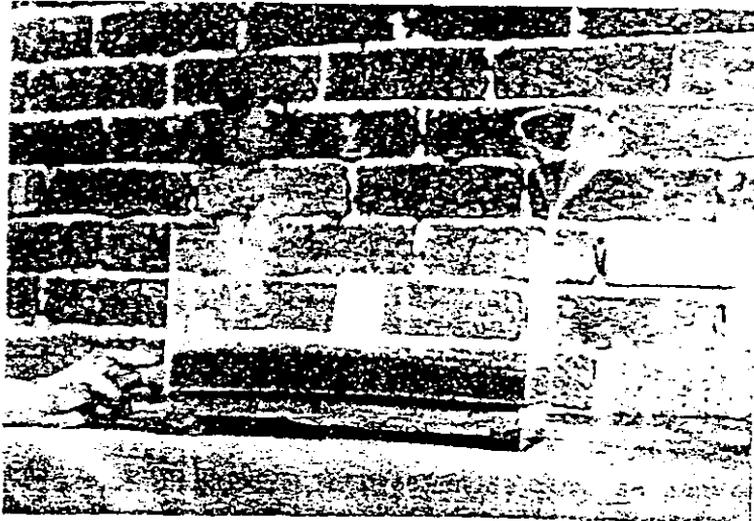
Granulometrías de algunos suelos que se han licuado (Ref.6)



Curva de distribución granulométrica.



Representación de un cimiento desplantado en un suelo granular saturado, previo a la aplicación de fuerzas dinámicas.



Fallas del "cimiento", debido a la aplicación de fuerzas dinámicas.

MODELO No. 7

TITULO:

ASENTAMIENTOS POR DENSIFICACION .

ANTECEDENTES:

Los suelos gruesos susceptibles a asentarse son aquellos en los que los contactos entre los granos son relativamente escasos, trátense de naturales o artificiales esta situación puede ocurrir principalmente en suelos formados por arenas finas y limos no plásticos, cuyo tamaño y uniformidad de partículas imponen una velocidad de sedimentación baja formándose depósitos de estructura muy suelta. Las causas que pueden producir el desplazamiento de arenas sueltas son dos:

- a.- Incrementos de esfuerzos cortantes en el suelo.
- b.- Disminución de resistencia al corte por una vibración brusca sobre él suelo.

En arenas sueltas y secas pueden ocurrir fenómenos de desplazamientos por un mecanismo semejante al que ocurre en arenas saturadas (Licuación), con la diferencia de que ahora la presión de poro se genera en el aire de los vacíos y no en el agua.

Los espacios por lo que el desplazamientos de arenas en estado seco, solo es posible si una masa de suelo grande de estructura sueltas tiende a disminuir su volumen bruscamente en todo los puntos.

Se conocen dos tipos de materiales que han sufridos estos desplazamientos; el loes y la roca. El primero fue en 1920, durante un temblor el Yanzú; china, donde un tramo de carretera deslizo 1600 m; en rocas se presentaron dos deslizamientos uno en ELM; suiza (1932), y otro en Alberta; Canadá (1903).

La abundante investigación desarrollada en los últimos años en el campo de la mecánica de suelos, desborda las posibilidades de información del técnico normal, que pretenda aplicar en sus estudios y proyectos los últimos avances en la materia.

Dentro de la mecánica de suelos, quizás uno de los temas más difíciles de abordar sean el de la resistencia al esfuerzo cortante.

Los problemas que se plantean han sido enfocados por los distintos investigadores en forma diversas y para resumir de manera coherente los resultados, se precisan un amplio y profundo conocimiento de las diferentes teorías.

PRINCIPIOS BASICOS

Para estudiar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es esencial tener ideas claras a lo que significa:

- a.- Presión total.
- b.- Presión intersticial.
- c.- Presión efectiva.

Definiendo a cada una:

PRESION TOTAL.- Es la fuerza total por unidad de superficie que actúa sobre dicho plano. Tendrá una componente normal y una tangencial.

PRESION EFECTIVA.- Es la presión que determina la resistencia al esfuerzo cortante o la deformación de un suelo.

PRESION INTERSTICIAL.- Es la parte de tensión absorbida por el agua, el agua no puede soportar esfuerzos cortantes y por ello, la presión intersticial solo tendrá componente normal.

La proporción absorbida por cada una de las partes depende de circunstancias como tipo de suelo, velocidad y tiempo de aplicación de la carga con relación a la permeabilidad del suelo.

CRITERIO DE ROTURA DE COULOMB:

Lo estableció en 1773, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante; en un elemento plano a través de un suelo:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

- C.- Representa la cohesión del suelo.
- $\epsilon \theta$.- La componente de fricción debida.
A la presión normal a dicho plano.

Este criterio se utiliza para los cuerpos sólidos en general, con la siguiente ecuación .

$$\theta = K + \Gamma + q \Psi$$

Indicando valores de K y Ψ para distintos cuerpos sólidos.

TABLA 7.- Parámetro de la resistencia al corte para distintos cuerpos sólidos (SKEMPTON, 1960).

SOLIDOS	K(kg/cm ²)	Ψ
1.- PLOMO	100	3 / 4
2.- ZINC	600	1 1 / 4
3.- ALUMINIO	500	3
4.- COBRE	1,200	4 1 / 2
5.- NIQUEL	1,800	7 1 / 2
6.- CRISTALES DE SAL	450	3 1 / 2
7.- CALCITA	1,900	8
8.- CUARZO	9,500	13 1 / 4

PRINCIPIOS DE PRESIONES EFECTIVAS.

Se supone un suelo saturado encontrándose en equilibrio y se le aplica un incremento de carga, el suelo comenzará a deformarse.

Analizando la fig. 56, tendremos que:

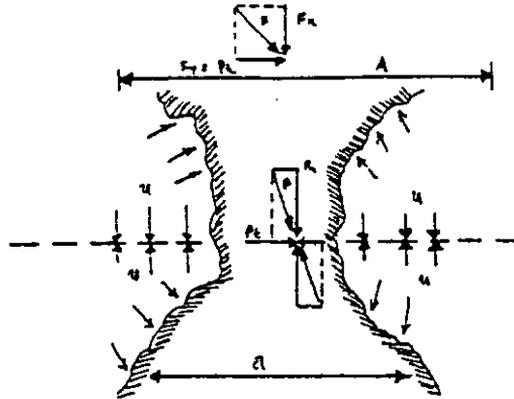


Fig 56.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE LAS PARTICULAS DE UN SUELO.

U.- Presión intersticial.

Pu.- Fuerzas normal intergranular.

Pt.- Fuerza tangencial intergranular:

A.- es un elemento superficial de área a través del contacto, entre partículas del suelo. Igualando la fuerza total normal que actúa sobre A1, con la fuerza intersticial y la intergranular normal p_n , tenemos:

$$F_n = u (A-a) + P_n$$

Dividiendo por A:

$$\Gamma = u (1-a/A) + \Gamma_1$$

Siendo:

$$\Gamma = f_n = \text{presión total}$$

$\Gamma_1 = p_n / A =$ se designa como "presión intergranular normal"

CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COLOUMB.

Este criterio nos permite averiguar cuando se ha producido, la rotura en un plano horizontal elemental determinado.

Encontramos que las relaciones entre las tensiones tangenciales y normales que producen la rotura no es lineal, sigue una curva llamada "envolvente de mohr".

El criterio nos dice que un punto cualquiera de un cuerpo continuo se ha producido la rotura cuando esta ha ocurrido en un plano que pase por dicho punto según el criterio coulomb.

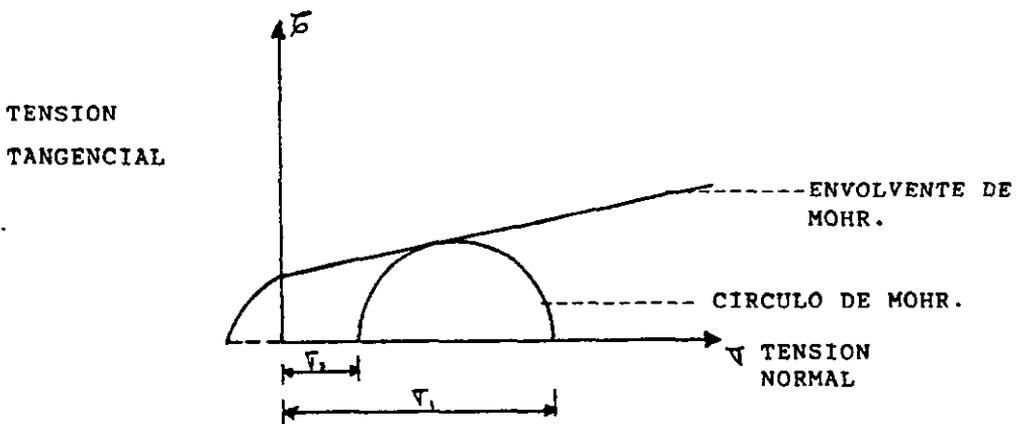


Fig 57.- ENVOLVENTE DE MOHR Y CIRCULO DE MOHR DE LOS PLANOS QUE PASAN POR LA TENCIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA.

De la fig 57; consideramos los planos que pasan a través de la tensión principal intermedia.

Dicha circunferencia corta el eje de las "x", en dos puntos de abscisas Γ_3 y Γ_1 respectivamente.

Este círculo que se forma, es el círculo de mohrs, de los planos que pasan a través de la tensión principal intermedia.

Los aparatos destinados a medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio, los que han alcanzado mayor importancia en la ingeniería y la investigación son:

- a.- Los de corte directo.
- b.- Los de corte circular.
- C.- Los de corte simple.
- D.- Los aparatos triaxiales.

APARATO DE CORTE DIRECTO.

Consta de una armadura inferior y otra superior entre las que se colocan la muestra del suelo con piedras porosas en ambos extremos. De estas armaduras una es fija y la otra es móvil.

En un ensayo normal se comienza empezando una carga vertical observando la deformación vertical mediante los cuadrantes correspondientes. Se introduce un esfuerzo horizontal dibujándose los diagramas de las deformaciones horizontales unitarias en abscisa y las tensiones horizontales de corte ordenadas.

Las condiciones en que se producen el drenaje de la muestra se distinguen tres tipos de ensayo:

a.- ENSAYO CONSOLIDADO SIN DRENAJE.

Se permite que la muestra drene durante la aplicación del esfuerzo vertical anulándose las presiones intersticiales, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante.

b.- ENSAYO SIN DRENAJE.

No se permite el drenaje de la muestra, durante la aplicación de la carga vertical, ni durante la aplicación del esfuerzo de corte.

C.- ENSAYO CON DRENAJE.

Se permite el drenaje durante todo el ensayo, de modo que las presiones intersticiales sean nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Este tipo de ensayo dependiendo de la aplicación de la fuerza horizontal puede ser de dos tipos:

- 1.- Ensayo de tensión controlada.
- 2.- Ensayo de deformación controlada.

APARATOS DE CORTE CIRCULAR.

Ha sido desarrollado por haefeli y hvorslev.

El principio es igual al del aparato de corte directo, la diferencia es el corte, este se realiza aplicando una torsión de eje vertical a la muestra.

APARATO DE CORTE SIMPLE.

Se designa con el nombre de corte simple, la deformación iniciada en la fig. 59 c. Existiendo también el aparato de corte simple de Kjellmann, usado en noruega y Suecia.

La muestra cilíndrica se coloca en una membrana de goma, reforzada por medio de anillos metálicos bajo estas condiciones se comprende que la muestra está sometida a una deformación de corte simple.

Este aparato elimina el rozamiento con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical, ya que la membrana es deformable y los anillos separados entre sí, no oponen resistencia a las deformaciones verticales de la muestra.

APARATOS TRAXIALES.

Tiene como índice común el que apliquen o pretenden aplicar sobre el contorno de la muestra, solamente tensiones normales, es decir, tensiones principales.

Es un aparato de comprensión cilíndrica, pues permite aplicar una tensión sobre todo el contorno lateral de cilindro, y otra distinta según su eje.

Describiendo el aparato traxial común tendremos; dentro del procedimiento de ensayo a:

LA CELULA.- Elemento fundamental de un aparato traxial, donde se produce la consolidación y rotura de la muestra del suelo.

En la fig. 59c, se representa esquemáticamente una célula traxial. En ella se podrá ver la muestra del suelo cilíndrica, con dos placas porosas arriba y abajo, envueltas con una membrana de goma fina.

En un ensayo normal se comienza aplicando una presión hidrostática 3, a la muestra por medio del agua con que se rellena la cámara comprendida entre el cilindro exterior, por lo general es de plástico transparente llamado (Perspex), la muestra se recubre por su membrana, observándose las deformaciones correspondientes.

Esta presión hidrostática se designa con el nombre de "presión lateral".

Se introduce una carga vertical, llamada "desviador", a través de un pistón cuidadosamente ajustado.

La fuerza vertical necesaria para volver el pistón al contacto con el cabezal, pero sin producir tensión en la muestra, se resta de la fuerza total vertical para hallar el desviador.

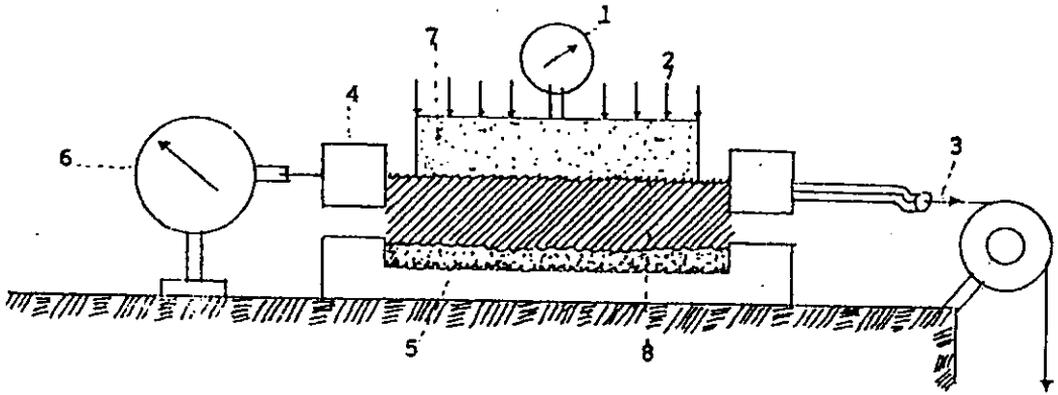
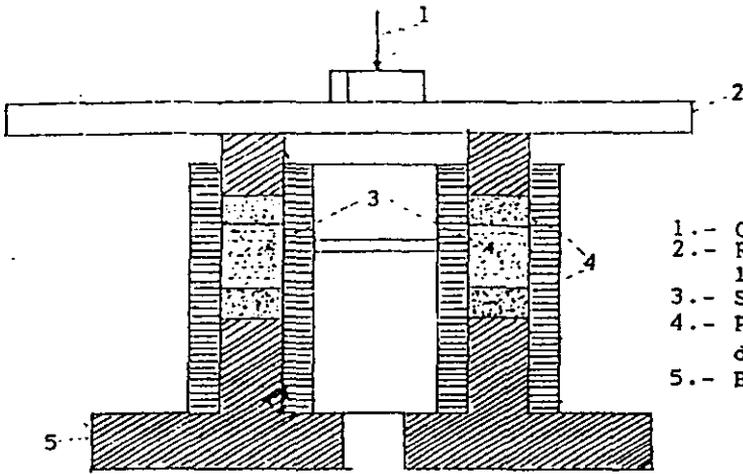


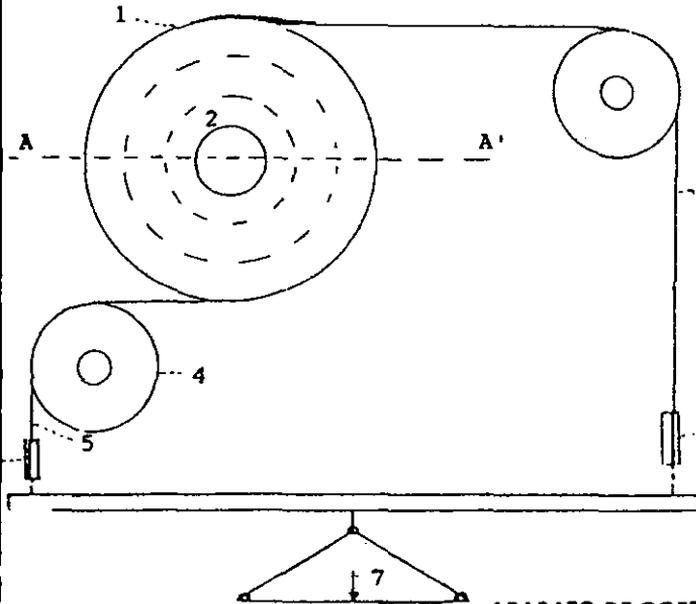
Fig 58.- ESQUEMA DE UN APARATO DE CORTE DIRECTO DE TENSION CONTROLADA.

- 1.- Cuadrante para deformaciones verticales.
- 2.- Tensión vertical
- 3.- Esfuerzo cortante.
- 4.- Armadura superior móvil.
- 5.- Armadura inferior fija.
- 6.- Cuadrante para desplazamiento horizontal.
- 7.- Piedra porosa superior.
- 8.- Piedra porosa inferior.



- 1.- Carga vertical.
- 2.- Rueda para aplicar la torsión.
- 3.- Suelo.
- 4.- Placas porosas dentadas.
- 5.- Base.

CORTE SECCION DIAMETRAL A-A'



- 1.- Rueda para aplicar la torsión.
- 2.- Muestra del suelo.
- 3.- Cable.
- 4.- Polea horizontal.
- 5.- Cable.
- 6.- Polea vertical.
- 7.- Carga para aplicar la torsión.

Esquema en planta de la disposición general del aparato.

Fig 58 a.- APARATO DE CORTE CIRCULAR TIPO HVORSLEV

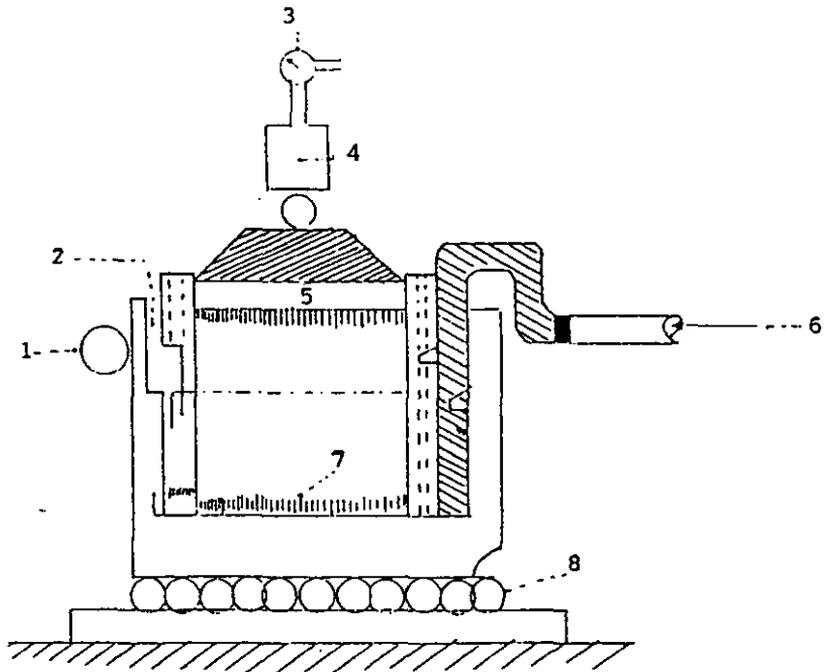


Fig 58 B.- APARATO DE CORTE DIRECTO DE DEFORMACION CONTROLADA (SKEMPTON Y BISHOP - 1950)

- 1.- Gato de carga.
- 2.- Agua que rodea la caja de corte.
- 3.- Manómetro para deformación vertical.
- 4.- Yugo de carga.
- 5.- Piedra porosa.
- 6.- Esfuerzo cortante medido con un anillo.
- 7.- Rejilla de latón perforada.
- 8.- Cojinetes.

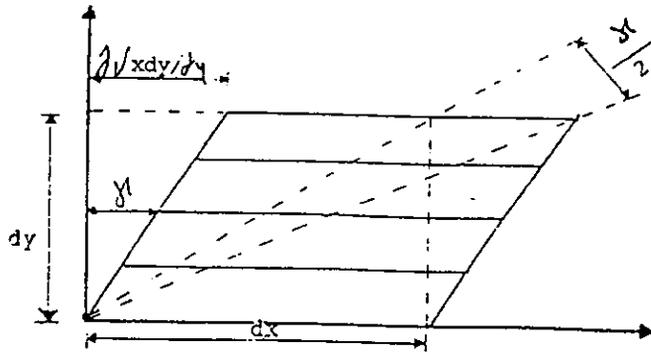


Fig 58 C.- DIAGRAMA DE CORTE SIMPLE.

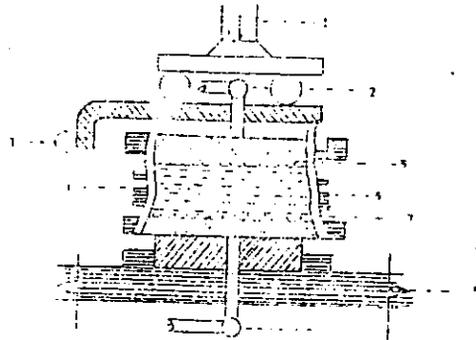


Fig 58 C.- APARATO DE CORTE SIMPLE DE KJELLMANN.

- 1.- Esfuerzo normal.
- 2.- Drenaje.
- 3.- Esfuerzo cortante
- 4.- Muestra.
- 5.- Piedras porosas.
- 6.- Espiral de hilo de constantán.
- 7.- Membrana de goma.
- 8.- Base.

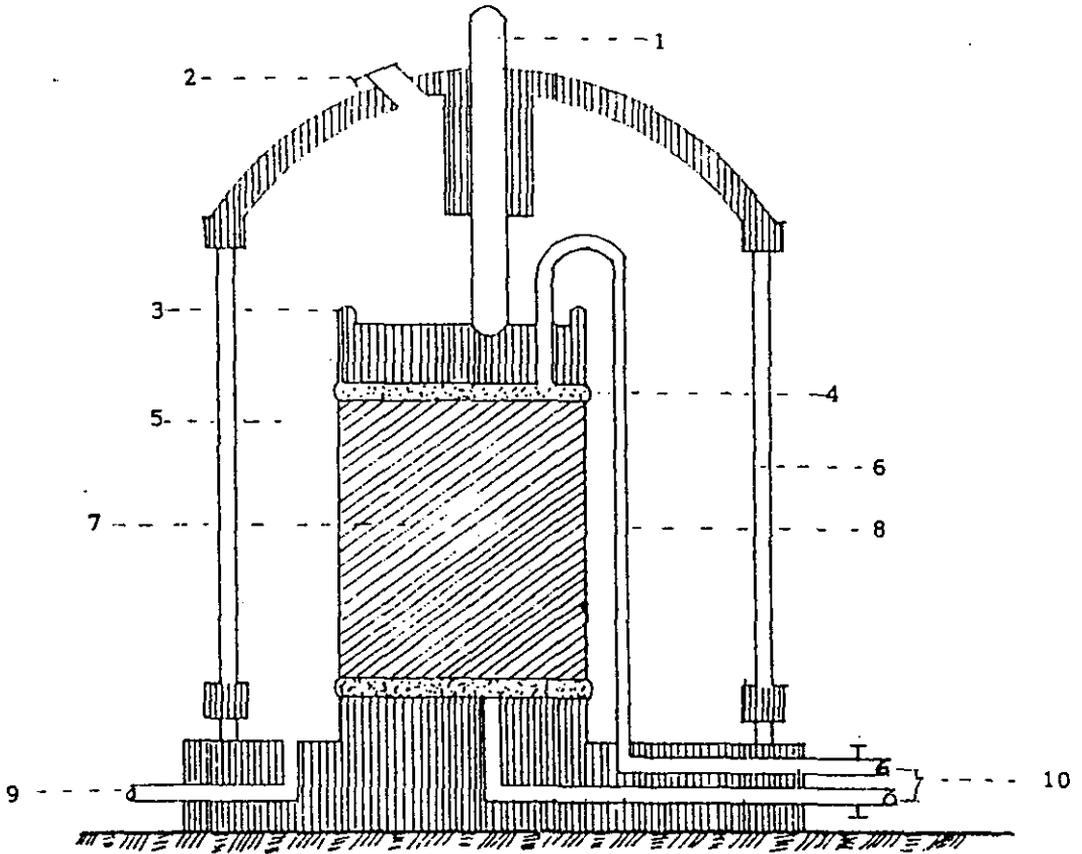


Fig 58 D.- ESQUEMA DE LA CÉLULA TRAXIAL.

- 1.- Pistón para aplicar la carga vertical.
- 2.- Llave de purga.
- 3.- Cabezal.
- 4.- Piedra porosa.
- 5.- Agua.
- 6.- Cilindro transparente.
- 7.- Muestra envuelta en membrana de goma.
- 8.- Tubo flexible.
- 9.- Presión lateral.
- 10.- Drenaje o medidor de las presiones intersticiales.

RESUMIENDO:

Los suelos gruesos susceptibles a asentarse son aquellos; en los que los contactos entre los granos son relativamente escasos, trátase de naturales o artificiales.

Esta situación puede ocurrir principalmente en suelos formados por arenas finas y limos no plásticos, cuyo tamaño y uniformidad de partículas imponen una velocidad de sedimentación baja formándose depósitos de estructura muy suelta.

Las causas que pueden producir el desplazamiento de arenas secas son dos: incremento de esfuerzos cortantes en el suelo y disminución de resistencia al corte por una vibración brusca sobre el suelo, tal como; un sismo, un impacto, fuerza dinámica generado por máquinas.

En arenas sueltas y secas pueden ocurrir fenómenos de desplazamientos por un mecanismo semejante al que ocurre en arenas saturadas (Licuación), con la diferencia de que ahora la presión de poro se genera en el aire de los vacíos y no en el agua.

Por lo tanto, el desplazamiento de arenas en estado seco, solo es posible si una masa de suelo grande de estructura suelta tiende a disminuir su volumen bruscamente en todos los puntos.

Se conocen dos tipos de materiales que han sufrido estos desplazamientos; El Loess y la roca, el primero fue en (1920), durante un temblor en Yanzú; china, donde un tramo de carretera deslizó 1600 m.

En rocas se presentaron dos deslizamientos uno en Elm; Suiza (1932), y otro en Alberta Canadá (1903).

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO

Consta de una caja de acrílico de 30 x 15 cm., en planta y 15 cm., de altura, sin tapa y un vibrador de corriente (timbre), que se coloca en la parte inferior del modelo como se indica en la siguiente figura.

Para reproducirlo utilizaremos una arena media, de misma distribución granulométrica, como la utilizada en el modelo 6.

En la superficie de la arena se coloca un prisma rectangular que representa a una estructura por ejemplo; un edificio.

OPERACIÓN DEL MODELO.

Para representar el fenómeno se coloca la arena a volteo, de manera que la relación de vacíos sea máxima posible y tratando de formar un abultamiento en el centro, colocando la estructura y el vibrador en la forma ya indicada

Al empezar a funcionar el vibrador se observa como la arena comienza a desplazarse poco, ocasionando destrozamientos alrededor de la estructura y por consiguiente un asentamiento y falla.

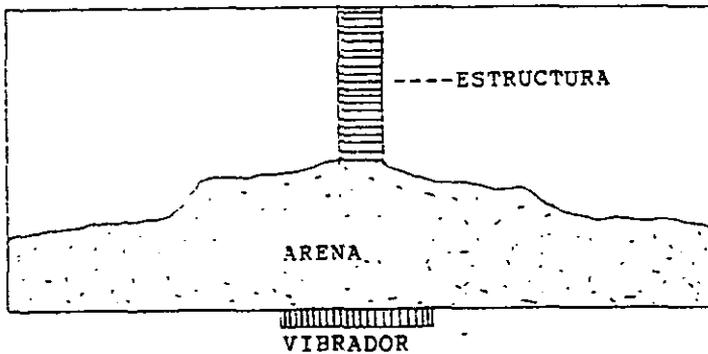
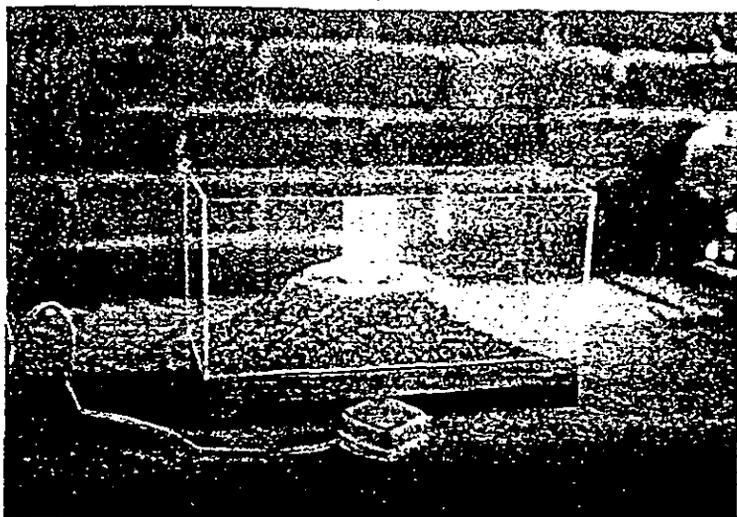
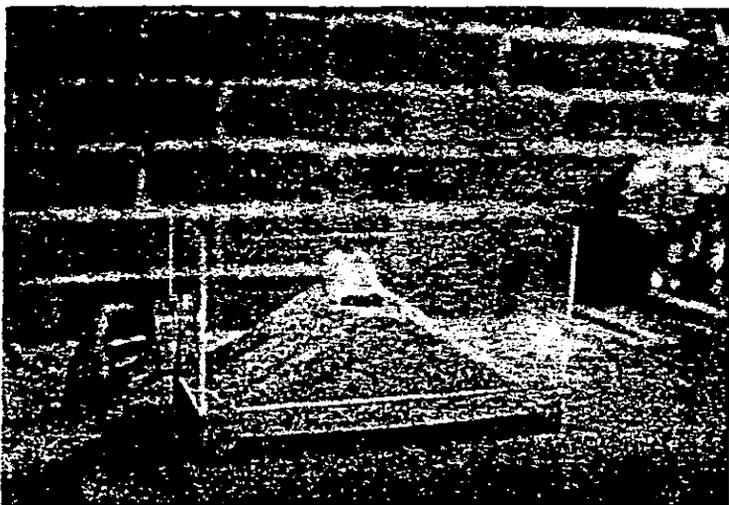


Fig 59.- ESQUEMA DE LA COLOCACION DEL MATERIAL PARA LA REALIZACION DEL FENOMENO.



"Estructura" desplantada en suelo granular seco, en estado suelto.



Falla de la "estructura" por lo densificación del material, provocado al accionar el vibrador eléctrico.

CAPITULO III

MODELO DE MOVIMIENTO DE PARTICULAS

CAPITULO III.

MODELO DE MOVIMIENTO DE PARTICULAS.

MODELO 8 .

TITULO.

VELOCIDAD DE SEDIMENTACION.

ANTECEDENTES:

Se entiende por sedimentación el proceso por el cual un material suspendido en un líquido se deposite en el fondo de este.

Los suelos pueden ser residuales, si se encuentran en el sitio de la roca madre, transportados, si algún agente los removió de ese sitio y los acarreo para depositarlos lejos de él.

La sedimentación envuelve tres procesos a saber:

- a).- La erosión.
- b).- El acarreo.
- c).- La depositación de sedimentos.

En la naturaleza se distinguen dos clases de sedimentación, la marina y la continental.

La primera; origina los depósitos de litoral, los deltas, los depósitos de aguas someras o poco profundas y los depósitos de aguas profundas.

En la continental; se incluye los depósitos fluviales, los lacustres, los eólicos y los depósitos glaciales.

En los litorales o zonas de playas; los materiales representativos de estos depósitos varían en tamaño desde gravas hasta arenas y limos, correspondiendo las gravas a cortes más o menos acantilados, las arenas a playas y bermas, limos y arcillas a zonas completamente protegidas; bahías y lagunas.

Los materiales son arrastrados de la costa o llevados por la corriente. En un delta (deposito de litorales o de aguas someras), se distinguen tres tipos de depósitos:

a).- Los formados al chocar la corriente con el cuerpo de aguas por lo regular son los más gruesos.

b).- Los sedimentos arenosos con algunas gravas que constituyen el cuerpo principal del delta. Y los sedimentos del fondo constituidos principalmente por materiales arcillosos y limosos.

Este proceso se observa en pequeña escala en las grandes presas.

c).- Los materiales en zonas de aguas pocas profundas son materiales finos que van siendo más finos a medida que están más lejos del litoral.

Esta deposición o sedimentación de materiales finos, es la que se pretende ilustrar con el modelo de este capítulo, sobre todo la que ocurre en el mar.

En el mar la sedimentación detrítica tiene lugar fundamentalmente en los deltas, estuarios y playas.

Donde los fenómenos de velocidad de las corrientes procedentes del continente se suman fenómenos químicos de floculación que aceleran la precipitación de las arcillas, las cuales por su tamaño podrían ser mantenidas indefinidamente en suspensión.

En el conocimiento de que los suelos finos están regidos por fuerzas de naturaleza eléctrica, se crea la tecnología de "estabilización de suelos", mediante la cual se realiza el intercambio catiónico o sea la substitución de los cationes del suelo por otros de mayor efectividad.

En la fig 60, se muestra la estructura que puede presentar un suelo sedimentario, formado en agua salada, comparándola con la de otro depositado en agua dulce.

El suelo depositado en agua salada flocurará más rápidamente definiendo una estructura más abierta y por lo tanto presentará un mayor contenido de agua y relación de vacíos.

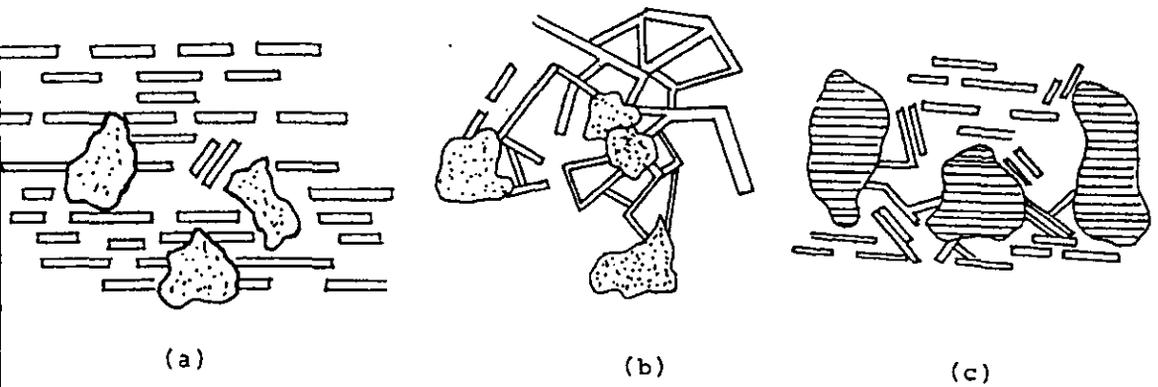


Fig 60.- ESTRUCTURA DE UN SUELO NATURAL.

- A).- Suelo remoldeado.
- B).- Depósito inalterado en agua salada.
- C).- Depósito intacto en agua dulce.

SEDIMENTACION:

El suelo removido constante de la superficie de la tierra y transportado aguas abajo por los ríos hasta que se depositan finalmente en lagos, estuarios y océanos.

Debido a que el agua es uno de los principales agentes de la erosión y el vehículo principal de transporte del material erodado, este proceso se torna interesante para el hidrólogo y la mecánica de suelos.

El interés principal sería conocer las tasas de transporte y las tasas de depositación en embalses, puertos y estuarios.

Así como los medios para controlar la erosión en los sitios donde se produce, tanto para conservar el suelo en su sitio.

OBJETIVOS DE LA SEDIMENTACION.

Las aguas negras se someten a la sedimentación para reducir su contenido de sólidos sedimentales, a fin de evitar la formación de depósitos de lodo, reducir la demanda bioquímica de oxígeno del agua de dilución, preparar las aguas negras para un tratamiento posterior o para su evaluación definitiva en una masa de agua y para otros fines.

La eliminación de los sólidos sedimentales ó en suspensión, se puede hacer que algunos se precipiten mediante procesos biológicos, a los que se da el nombre de "Bioprecipitación".

TIPOS DE CAMARAS DE SEDIMENTACION Y MODOS DE FUNCIONAR.

Las cámaras de sedimentación puede funcionar sobre el principio de llenado y vaciado.

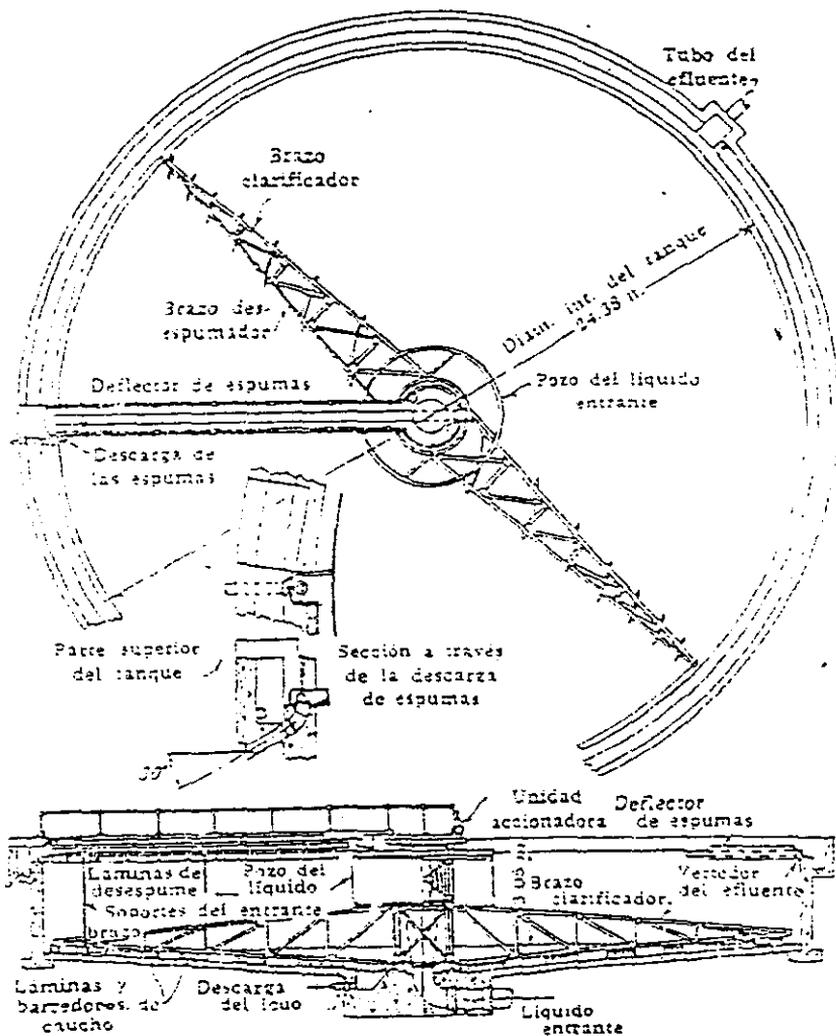
Los depósitos de llenado y vaciado se usan poco, debido a relativa ineficacia, su mayor costo y la mayor pérdida de carga durante el funcionamiento, en comparación con los depósitos de funcionamiento continuo.

En estos últimos, se deja que el líquido fluya lentamente y continuamente a través del depósito o tanque.

La sedimentación tiene lugar a medida que el líquido va pasando por el tanque.

Las cámaras son de planta rectangular o circular.

SEDIMENTACION



CLASIFICADOR DORR

PLANTA RECTANGULARES DE ESCURRIMIENTO HORIZONTAL.

Las ventajas de los tanques rectangulares de escurrimiento longitudinales y de los tanques circulares de escurrimiento radial, son la facilidad de una circulación corta; una elevada relación de la zona de asentamiento en la parte de entradas y salidas y por tanto una menor importancia de los dispositivos de entrada y salida y una menor influencia de las corrientes horizontales y verticales.

Los tanques de escurrimientos verticales se encontraron con frecuencia en los tiempos de la práctica del tratamiento de las aguas negras. Pero en la realidad se usan mas en las instalaciones de purificación del agua.

CAMARA CIRCULAR DE ESCURRIMIENTO RADIAL.

Ahora bien existen otros tipos como las cámaras desarenadoras de sedimentación, destinada a eliminar la materia más pesada, que no se pudre con partículas de un diámetro de 0.2 mm., O más, llamada "Arenilla".

Este material difícil de eliminar en las cámaras ordinarias de sedimentación y que perjudican a aparatos de tratamientos, bombas y equipo.

La arenilla se elimina regulando la velocidad del escurrimiento a través de la cámara, para lograr que se precipite, pero se mantiene una velocidad suficientemente alta, para impedir la precipitación del material más ligero.

Los tanques de "detritus", están destinados a recoger simultáneamente la arenilla y los materiales expuestos a la putrefacción.

Los tipos de cámara de sedimentación de efectos combinado figuran los "clarificadores de bandejas múltiples", consistente en una serie de bandejas, unas colocadas sobre otras, a poca distancia entre sí, en un tanque circular y provista cada una de un brazo giratorio que raspa el lado acumulado sobre la bandeja, conduciéndolo a un punto central de concentración.

EL dispositivo se funda en el principio básico de la sedimentación, consistente en aumentar la superficie en contacto con las partículas sedimentables del líquido.

PRINCIPIO DE LA SEDIMENTACION.

La principal fuerza que hace que las sustancias del agua se sedimenten, es la gravedad.

Entre las condiciones de estos principios figuran:

1.- EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS:

Cuanto mayor sea este tamaño, mayor es la velocidad de asentamiento.

2.- EL PESO ESPECIFICO DE LAS PARTICULAS EN SEDIMENTACION.

3.- LA CONCENTRACION DE MATERIALES EN SUSPENSION:

Cuanto mayor es la concentración, más eficaz es la eliminación de los materiales.

4.- LA TEMPERATURA:

Cuanto mayor es la temperatura menor es la viscosidad del líquido y más rápida la sedimentación.

5.- PERIODO DE RETENCION:

Si mayor es este período, dentro de ciertos límites, mayor eficacia se tendrá en la sedimentación.

6.- LA PROFUNDIDAD, LA FORMA, LAS CARACTERISTICAS Y EL FUNCIONAMIENTO DE LA CAMARA:

7.- LA VELOCIDAD Y LONGITUD DEL ESCURRIMIENTO A TRAVEZ DE LA CAMARA.

8.- LA ACCION DEL VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DEL LIQUIDO EN LA CAMARA.

9.- LAS FUERZAS BIOLÓGICAS, ELÉCTRICAS Y DE OTROS TIPOS:

La sedimentación de las partículas comprendidas entre 0.1 y 1.00 mm., se determinan empíricamente.

La velocidad de sedimentación para partículas más pequeñas se expresan de acuerdo con la "LEY DE STOKES", CUYA ECUACIÓN ES:

$$V = \frac{\rho_s - \rho_w d^2}{18 M}$$

Donde:

- v.- Velocidad de sedimentación en mm., por seg.
- ρ_s .- Peso por unidad de una partícula en sedimentación o peso específico.
- ρ_w .- Peso por unidad del agua, peso específico.
- M.- Viscosidad del líquido.
- d.- Diámetro de la partícula en mm.

Al proyectar cámaras de sedimentación, en que las partículas se vayan a sedimentar a una velocidad uniforme es posible hipotéticamente suponer que se puede separar el agua clara de la superficie a la velocidad de la sedimentación de la partícula más pequeña que haya que eliminar.

De aquí hipotéticamente, la profundidad del depósito no tenga importancia.

Lo que se necesita es que la velocidad del escurrimiento a través de la cámara sea igual al producto del área de la superficie, por la velocidad de sedimentación de la partícula más pequeña que haya que eliminar.

CONSIDERACIONES PRACTICAS PARA EL PROYECTO.

La profundidad es una consideración de importancia en el proyecto práctico de cámaras de sedimentación.

Se necesita de un cierto tiempo para que una partícula que se este sedimentado llegue al fondo.

Este tiempo se proporciona retardado la velocidad de escurrimiento y haciendo que la duración del escurrimiento o el periodo de retención sea tal que la partícula llegue al fondo, antes de alcanzar el punto de salida.

Se ha intentado formular expresiones matemáticas aplicables a la determinación de dimensiones de las cámaras de sedimentación, siendo notables las de HAZAN, SLADE, CAMP, CARPENTER Y SPEIDM.

Debido a su variación de condiciones y constantes desconocidas de las fórmulas, se siguen basando el proyecto de las cámaras en la experiencia.

En los proyectos de cámaras de sedimentación se supone que la velocidad del escurrimiento a través de la cámara es q/A .

Siendo:

q .- El gasto.

A .- El área de la sección transversal normal

A la dirección de la velocidad del descubrimiento.

El periodo de retención es Q/q , Donde:

Q .- Es el volumen del contenido de la Cámara.

q .- El gasto.

El periodo de escurrimiento a través de la cámara, es el tiempo necesario para que un tinte en otro indicador pase a través de la cámara sin difusión.

La eficacia de la retención es la relación del periodo de escurrimiento a través de la cámara al periodo de retención multiplicado por 100.

El periodo de escurrimiento, se determina observando el tiempo necesario para que un tinte, una solución química o un indicador radiactivo escurran a través de la cámara, teniendo en cuenta la difusión del indicador.

CAMARAS DESARENADORAS.

Es un conducto ensanchado o un tanque, en el que se regula la velocidad del escurrimiento a través, de tal forma que solo se depositan los materiales de más peso, como la arenilla y la arena, con tamaño de 0.2 mm., Ya que los materiales orgánicos más ligeros, pasan en suspensión.

Estas cámaras son necesarias en la mayor parte de las atargeas, para aguas de lluvias, saneamiento domestico o combinadas.

Para la eliminación del material arenoso por sedimentación, sin depósito, la velocidad horizontal del escurrimiento a través de una cámara desarenadora horizontal, debe estar comprendida entre 15 y 30 cm/seg.

Por lo que la velocidad necesaria para que inicie el movimiento de un material no uniforme y pegajoso como la arenilla, ha sido dada por "BLOOD GOOD", y se obtiene con la expresión:

$$V_c = 500 \{S - 1\} D$$

Donde:

- Vc.- Velocidad crítica en m/seg.
- S.- Gravedad específica.
- D.- Diámetro de las partículas.

Para la limpieza de estas cámaras pueden realizarse a mano, mecánicamente y hidráulicamente.

Cuando se proyecta este tipo de cámara, se conocen generalmente el gasto de escurrimiento (q), y la velocidad media del mismo (V).

Suponiendo el área transversal rectangular, con ancho (W), profundidad (d), y longitud (l), tendremos:

$$Wd = q/V$$

Y:

$$A = Wl$$

Donde :

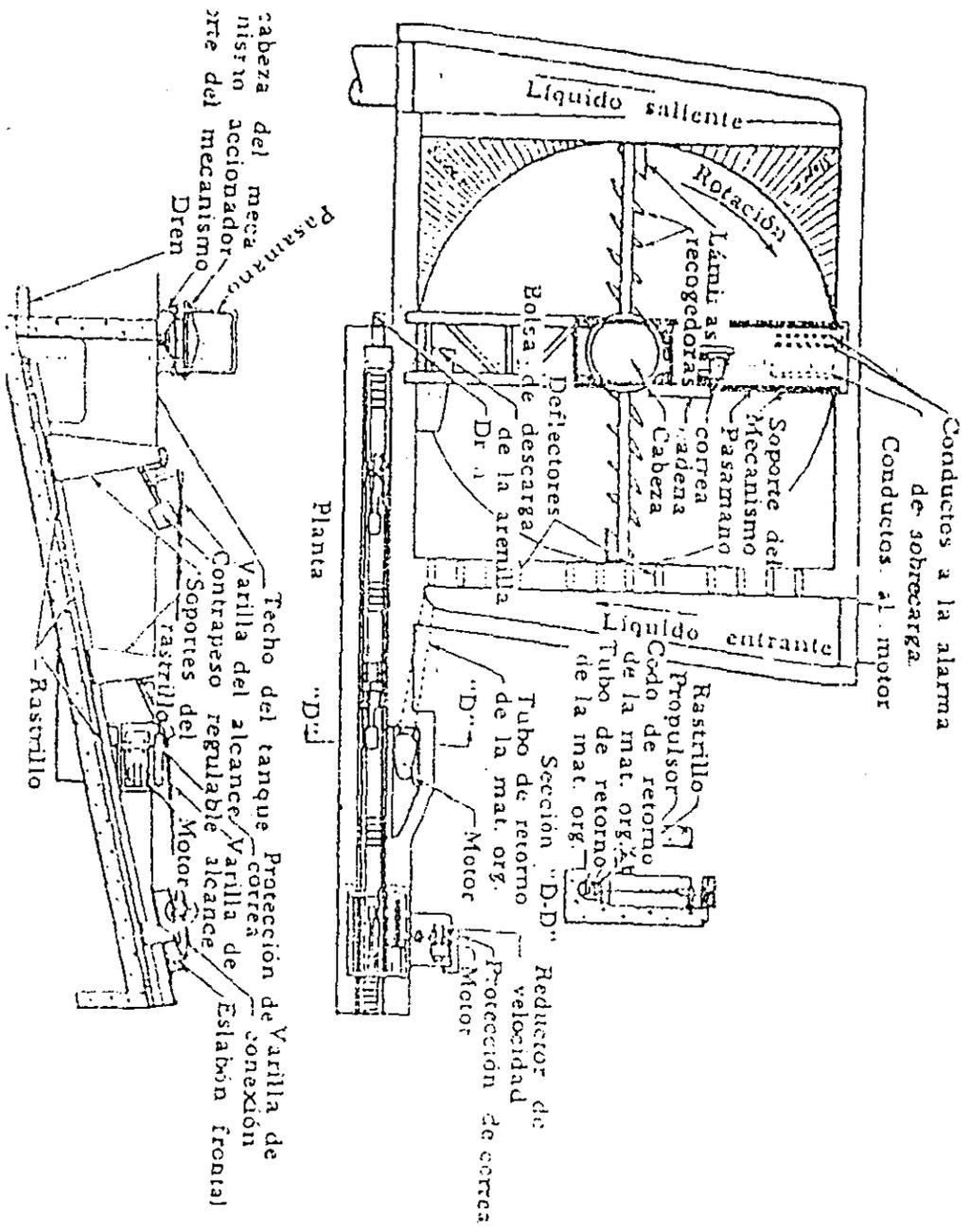
A.- Area de la superficie que se toma de tablas.

TABLA 8.- AREAS DE LA SUPERFICIE DE LAS CAMARAS DESARENADORAS.

Diámetro de las partículas que se requieren eliminar mm	No. Aproximado de mallas de la criba	Gastos en miles de m3/día, por m2 de área de la superficie
0.79	35	2.827
0.36	48	1.983
0.28	65	1.478
0.17	100	0.972

Los periodos de retención recomendados varían entre 30 y 60 segundos.

Para un rendimiento satisfactorio es conveniente la eliminación y lavado continuo de las partículas de arenillas depositadas.



ALIZADO EN SECCION A TRAVES DEL COMPORTAMIENTO DE LAVADO DE ARENILLA.
 APARTADO DORR Y EQUIPO PARA LAVADO DE ARENILLAS
 (CON AUTORIZACION DE DORR-OLIVER CO.).

DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y DE SALIDA PARA CAMARAS DESARENADORAS.

La eficacia de una cámara desarenadora depende mucho de la localización del tubo de entrada y de la dirección de la velocidad de llegada.

El tubo de entrada debe localizarse sobre la línea central del canal de la cámara desarenadora, y la velocidad de entrada debe actuar a lo largo del eje de la cámara.

Ahora bien la profundidad o tirante del agua en la cámara, esta regulada por el dispositivo de salida.

En tanto no existe retroceso en los momentos de escurrimientos mínimo, no habrá riesgo de depósitos en las atargeas, cuidando además que la elevación del agua en la cámara debe ser tal que no se produzca golpes de agua, en la cámara, durante el escurrimiento mínimo.

Por lo que algunas descargas sobre un vertedor de demasías tipo, a través de un tubo sumergido, siendo el tipo más conveniente de regulación de la descarga, aquél que permita una velocidad uniforme de escurrimiento a través de la cámara, cualquiera que sea el gasto de dicho escurrimiento.

Figurando entre estos dispositivos; vertedor de escurrimiento proporcional, el medidor venturí o parshell, el medidor bushee y el medidor de regulación.

VERTEDOR DE ESCURRIMIENTO PROPORCIONAL.

Consiste en una combinación de vertedor y orificio, el orificio tiene un borde recto horizontal, que comprende el vertedor. Los dos lados del orificio están curvados de tal modo que al área de la sección transversal del orificio disminuye como la potencia, tres medios del movimiento del tirante sobre el vertedor.

Esta falta de uniformidad se debe a:

A).- La velocidad a lo largo del fondo de la cámara será mayor que cerca de la superficie.

B).- El borde o cresta del vertedor debe estar a alguna distancia finita sobre el fondo de la cámara desarenadora usualmente unos 30 cm.

Estos vertedores no pueden estar sumergidos, si no que necesitan la pérdida de carga de todo el espesor de agua sobre la cresta del vertedor.

El escurrimiento se calcula:

$$Q = C \times 1.57 \sqrt{2g} (1 \sqrt{h}) h$$

O si $C=0.6$

$$Q = 7.5 (1 h, /2)h$$

Para que Q varíe proporcionalmente a (h) , es necesario que $1h^{1/2}$ sea constante:

$$1 h^{1/2} = K = 1, h^{1/2}$$

Donde:

Q.- Descarga sobre el vertedor en M³/seg.,
Multiplicado por 35.3.

1. Anchura de la abertura a la altura "h", en metros
Multiplicados por 3.28.

K.- Constante.

PROCESO PARA EL PROYECTO.

1.- Conociendo la velocidad del escurrimiento y las dimensiones de la cámara

desarenadora, determinar el valor máximo de "h".

2.- Calcular "1", para cambiar valor de "h", por medio de la formula:

$$Q = 7.5 (1 h^{1/2}) h$$

3.- Calcular "K", con la formula:

$$1 h^{1/2} = K = 1, h^{1/2}$$

4.- Calcular otros valores correspondientes de "h", y "11", utilizando el valor de K, calculado anteriormente, y determinar así la forma de la curva de los lados.

Para valores de "h" < 2.5 cm., las curvas terminan verticalmente, en la cresta del vertedor.

Si se cortan a más de 1 plg., Deberá bajarse la cresta real del vertedor por debajo de la de proyecto, para compensar la pérdida de capacidad en los casos de cargas bajas.

PROYECTO DE CAMARAS DE SEDIMENTACION.

En el proyecto de este tipo de cámaras longitudinales de escurrimiento continuo, afecta a los principios que deben aplicarse, la calidad de la materia en suspensión.

El material sedimentable no tan fácilmente es afectable por las corrientes de gravedad o por las corrientes determinadas por cambios de temperatura como la materia floculable.

En la siguiente fig. 61, se ilustran los efectos de la temperatura sobre la distribución de las corrientes.

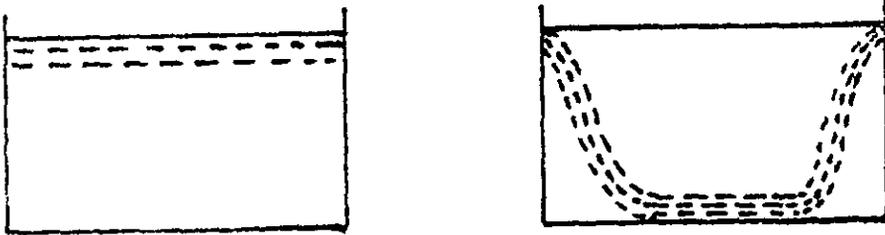


Fig 61.- EFECTOS DE LA TEMPERATURA SOBRE LA DISTRIBUCION DE LAS CORRIENTES EN LAS CAMARAS DE SEDIMENTACION.

Las condiciones reguladoras son:

a.- *Periodo de retención*; 1 a 3 horas, usándose el periodo más largo cuando no va a haber tratamiento posterior y se desea la mayor eficacia.

b.- La profundidad no debe ser mayor de 3m, con exclusión del espacio de Acumulación.

c.- La velocidad de escurrimiento, aproximadamente 0.30m, por minuto.

Bien la carga por m², de área superficial de la cámara de sedimentación, puede variar entre 31.9 y 322.8 m³, por día, para sólidos granulares; de 32.3 a 406.5, para sólidos de las aguas negras y 40.6 a 48.8, para materiales flocculables.

Se ha sugerido que la carga en m³/día, por pie cuadrado debe ser igual a 180, la profundidad del tanque en pies, dividido por el periodo de retención en horas.

Por lo que es conveniente en una cámara de sedimentación una relación relativamente alta, entre la superficie del tanque y su volumen.

Las dimensiones de un tanque rectangular en planta y sección deben calcularse con la siguientes limitaciones.

La relación entre la anchura y la longitud debe ser pequeña y no mayor de 1:5 a 1:4; con una anchura máxima del escurrimiento a través del canal de 6 a 7.5m y una relación de la profundidad a la longitud tal que la partícula más pequeña que se desee eliminar, alcance el fondo durante el periodo de retención.

DISPOSITIVOS DE ENTRADAS Y SALIDAS.

El funcionamiento depende de estos dispositivos, que deben ser tales que puedan distribuir el escurrimiento de un modo uniforme a través del tanque.

Cuando más corto sea este más importante es el efecto de los mismos sobre su buen funcionamiento.

La distancia mínima admisible entre la entrada y salida de un tanque de sedimentación, es de 3m.

Los métodos de admisión de aguas negras a los tanques de sedimentación rectangulares comprenden:

1.- Tubo de entrada uniformemente espaciados por el extremo del tanque, con codos vueltos hacia arriba o descargando horizontalmente contra un deflector colgante, estando sumergido los tubos 0.80 a 0.90m., bajo la superficie.

2.- Deflectores perforados.

3.- Escurrimiento sumergido, dirigido contra la pared del tanque.

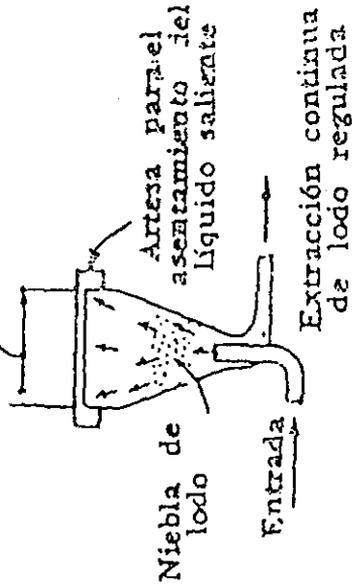
4.- Vertedor de demasías.

Todos los tipos de admisión deben estar protegidos por deflectores que cuelguen a unos 0.60 a 0.90m, frente a ellos para distribuir las corrientes.

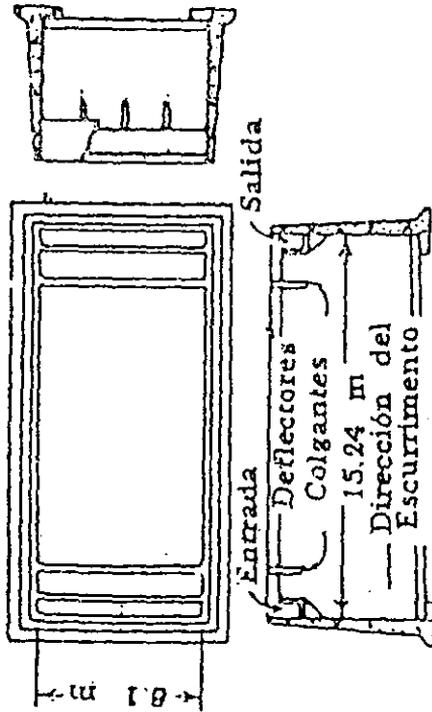
Los desagües se proyectan como piletas o vertedores de demasías, llamados "artesas".

Por lo que los tanques de sedimentación primario, para eliminar los sólidos de las aguas negras, el vertedor de salida debe colocarse en el lado opuesto a la admisión, o en la periferia de los tanques circulares que tienen la entrada al centro.

Diámetro 4.57



Tipo de tanque de sedimentación con movimiento de niebla de lodo de abajo a arriba.



Cámara rectangular de escurrimiento longitudinal, de limpia a mano.

TANQUES DE SEDIMENTACION DE ESCURRIMIENTOS HORIZONTAL Y VERTICAL

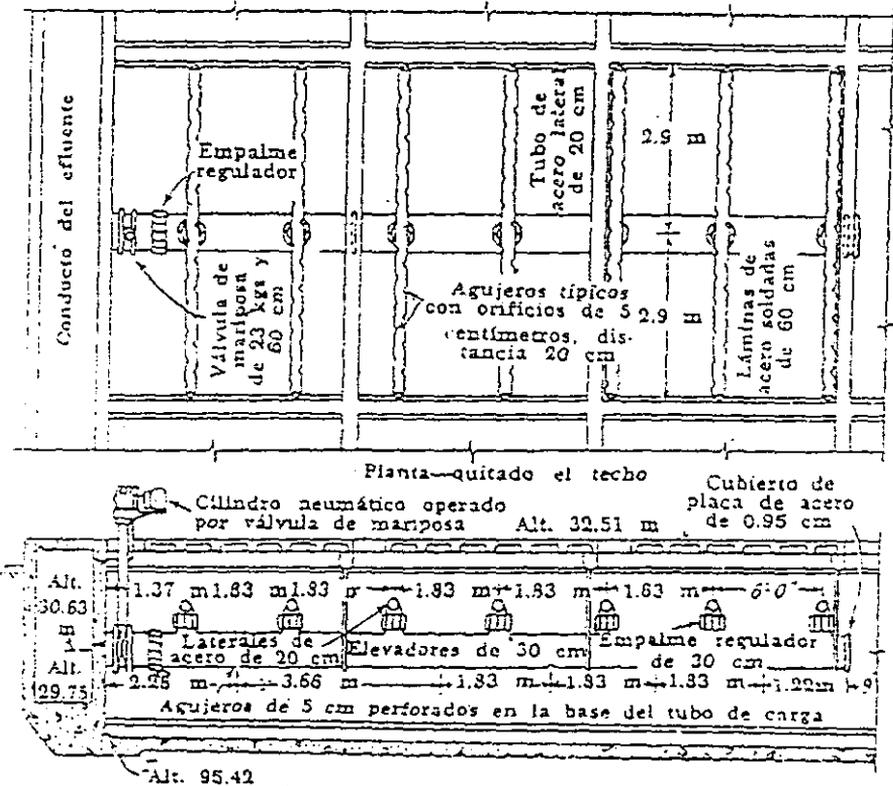
DEFLEXION.

Es esencialmente en estos tipos de tanques para una buena distribución de las corrientes y para evitar el movimiento del material flotante.

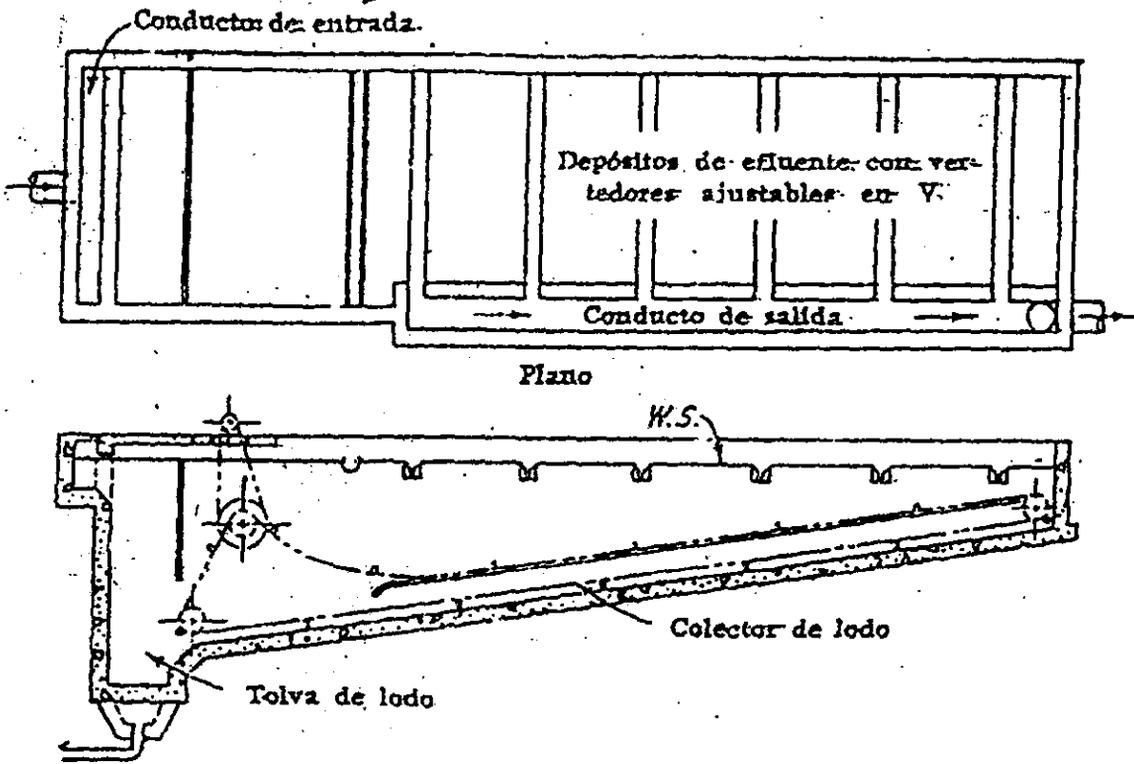
Puede utilizarse dos o tres deflectores sumergidos colocados normalmente a la dirección del escumamiento y extendiéndose hacia arriba, desde el fondo para dividir en compartimientos el espacio destinado a la acumulación del lodo y romper las corrientes profundas.

Por lo que la parte superior, de todos los elementos sumergidos, deben terminar con pendientes adecuadas para evitar la acumulación de lodo sobre ellas; recomendándose una pendiente mínima de 1.7 vertical por 1.00 horizontal.

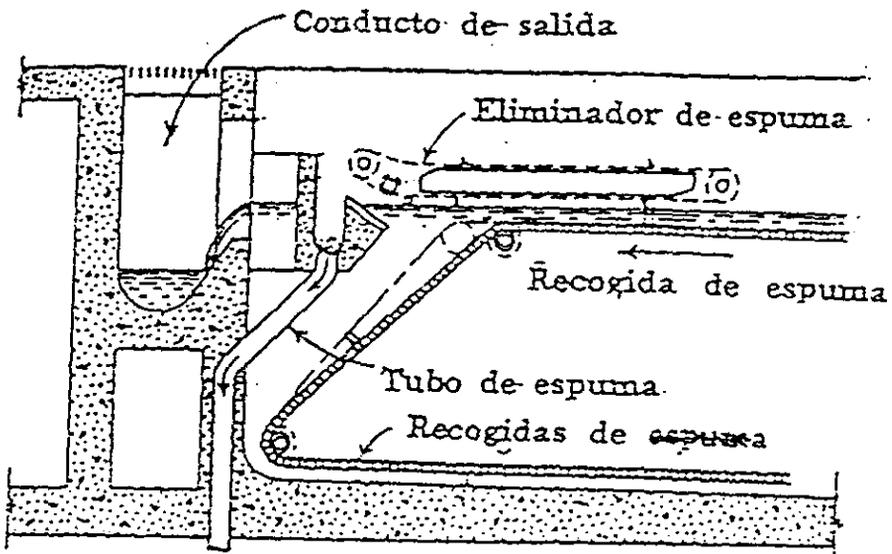
CAMARA DE SEDIMENTACION EN LA INSTALACION DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS DE CENTRAL CONTRA COSTA, CALIFORNIA, MOSTRANDO DISPOSITIVOS ESPECIALES PARA RECOGER LOS LIQUIDOS RESIDUALES, (CON AUTORIZACION DE BROWN Y CALDWELL, INGENIEROS)



SEDIMENTACION



SECCION DE UN TANQUE DE SEDIMENTACION RECTANGULAR, CON EL FONDO MUY PENDIENTE, (SEGÚN H.A. THOMAS Y J.L. DALLAS, JOUR, BOSTON SOC. CIVIL ENGRS., OCTUBRE DE 1952).



Aizado lateral

EXTREMO DE SALIDA DE UNA CAMARA DE SEDIMENTACION, CON LIMPIEZA MECANICA Y EXTRACTOR MECANICO DE ESPUMAS.

DESCRIPCION DE LA PROPUESTA DEL MODELO.

El modelo estará constituido por cinco tubos de acrílico, de 5cm., de diámetro, 25cm., de altura y 0.3cm., de espesor colocados en dos placas de acrílico como se indica a continuación.

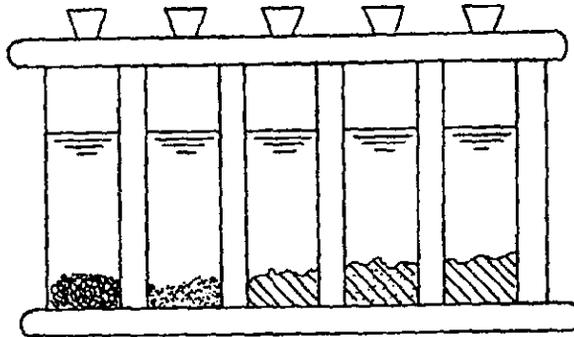


Fig 62. VELOCIDAD DE SEDIMENTACION.

- 1.- Arena cuarzada.
- 2.- Arena fina.
- 3.- Limo.
- 4.- Arcilla con cal.
- 5.- Arcilla con sal.

Los materiales utilizados en este modelo serán los siguiente:

- a).- Material (1); arena media cuarzosa.
- b).- Material (2); arena fina.
- c).- Material (3); limo.
- d).- Material (4); arcilla con cal.
- e).- Material (5); arcilla con sal.

En cada tubo, se coloca uno de estos materiales, procurando ordenarlos de la misma manera que se citan para tratar de hacer más objetiva la reproducción del fenómeno.

OPERACIÓN DEL MODELO.

Para el funcionamiento del modelo y representación del fenómeno se recomienda que al colocar los materiales en sus respectivos tubos todos contengan la misma proporción de material y que los materiales (4) y (5), se mezclen bien.

Una vez colocados estos, se llenaran con agua a un nivel fijado previamente y se taponan.

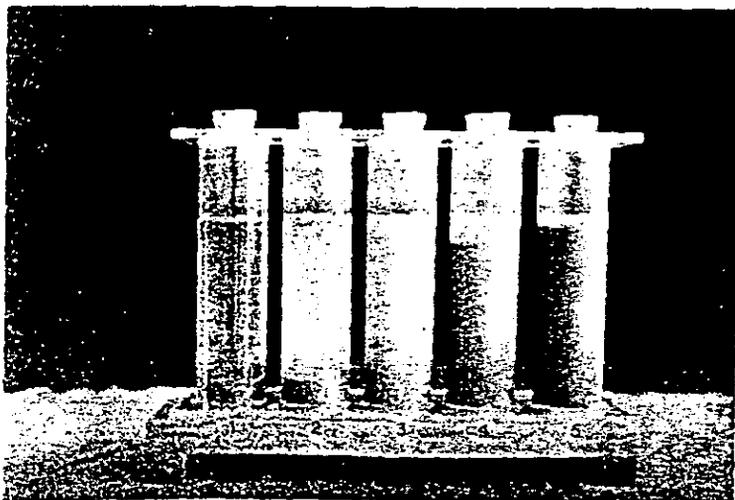
Enseguida se procederá al funcionamiento, que consistirá en agitar los tubos, de manera de crear una turbulencia en ellos, y en colocarlos en el prototubos, sobre la mesa.

El fenómeno que se pretende realizar, empezará a reproducirse de inmediato y se apreciará como disminuye la velocidad de sedimentación de las partículas, más gruesas a las más finas.

Se pretende observar además que las arcillas mezcladas con la cal floculará más rápidamente que la que se mezcló con sal.



Materiales sedimentados sin floculante.



Sedimentación de los materiales, después de añadir defloculante a las arcillas de las -
probetas 4 y 5 y de agitar las suspensiones.

CONCLUSION

Una vez realizado en el laboratorio los trabajos de demostración de los modelos propuestos, en la investigación de la tesis presentada podemos concluir de acuerdo con la observaciones realizadas lo siguiente:

1.- Modelos de relaciones agua-suelo.

Con el modelo I se representa el arrastre e instrucción de material observado de partículas y su instrucción en suelos más gruesos que puede provocar el agua al fluir a través de una estructura de tierra, y al mismo tiempo la importancia de las obras de drenaje que deben construirse para protección de las mismas.

2.- Modelos de falla de talud.

Con este modelo se pretendió demostrar la estabilidad de un talud, de su resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que lo constituyen y de las condiciones hidráulicas del talud siendo el propósito de este modelo interpretar la influencia que tiene el flujo de agua en la estabilidad de la estructura, haciéndose la demostración de estos efectos en taludes con drenes y taludes no drenados, observándose que los taludes sin drenes representan mayores fallas que los taludes drenados.

3.- Modelo de tablestacado.

Con este modelo se pretende demostrar y representar el trabajo de tablestaca de apoyo libre.

Donde la presión que actúa en el respaldo es básicamente la propiciada por el estado activo, la profundidad de empotramiento queda determinada por la presión pasiva requerida para soportar la estructura esto nos permitió observar el desequilibrio en la carga hidráulica ocasionando una reducción en la presión pasiva de la zona empotrada, a medida que la arena se satura se fueron formando líneas de flujo en lado de la excavación, antes de saturarse totalmente en la arena ocurre la falla de la tablaestaca, con un giro hacia el frente.

Así de esta manera esquemática se pretendió demostrar en cada uno de los modelos los efectos causados por el agua ya sea por flujo turbulentos o laminares, así como las infiltraciones en las estructuras formadas con tierra, que son precisamente los efectos que el ingeniero debe tomar muy en cuenta

para el diseño y construcción de las obras hidráulicas así como la elaboración de los estudios de mecánica de suelos donde se desplantara y se desarrollarán las mismas.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- BARBER E.S. Y R.S. KRIZEK, SOLI MECHANICS DEMONSTRATIONS, III, C.P.M.S.I.F.
- 2.- JUAREZ B.E. Y A. RICO, MECANICA DE SUELOS TOMO III, FLUJO DE AGUA EN SUELOS.
- 3.- JUAREZ B.E. Y A. RICO MECANICA DE SUELOS TOMO II, TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS.
- 4.- PECK R.B., W.E. HANSON Y T.H. THORNBURN, INGENIERIA DE CIMENTACIONES.
- 5.- MAZA A. S.S., SOCAVACION EN CAUSES NATURALES, INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO.
- 6.- X REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS, TOMO I, NOVIEMBRE 1981.
- 7.- LAMBE W. T. Y R.V. WHITMAN MECANICA DE SUELOS.
- 8.- BOWLES E. JOSEPH, MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL, SEGUNDA EDICION, 1978.