

T-26

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"APLICACION DE LA INGENIERIA DE SUELOS

EN GUASAVE, SINALOA"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL PRESENTA:

RAFAEL FRANCISCO IBARRA ARREDONDO

México, D.F.

1979



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZIA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-34

Al Pasante señor RAFAEL FRANCISCO IBARRA ARREDONDO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Springall Caram, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

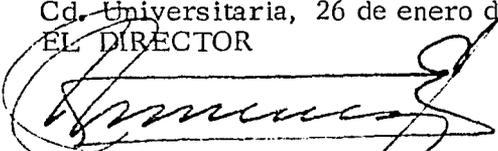
"APLICACION DE LA INGENIERIA DE SUELOS EN GUASAVE,
SINALOA"

Introducción

- I. Datos generales del Estado de Sinaloa
- II. Datos generales de la ciudad de Guasave
- III. Aplicación de la mecánica de suelos en Guasave
- IV. Conclusiones
- V. Bibliografía

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 26 de enero de 1979
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

CONTENIDO

- I "DATOS GENERALES DEL ESTADO DE SINALOA"
 - I.1 Resumen.
 - I.2 Fisiografía.
 - I.3 Geología.
 - I.4 Tectonismo.
 - I.5 Hidrología.
 - I.6 Recursos Humanos.

- II "DATOS GENERALES DE LA CIUDAD DE GUASAVE"
 - II.1 Resumen.
 - II.2 Fisiografía, Geología, Tectonismo y Sismicidad.
 - II.3 Hidrología.
 - II.4 Estratigrafía y Propiedades.

- III "APLICACION DE LA MECANICA DE SUELOS EN GUASAVE"
 - III.1 Pavimentos.
 - III.2 Canales, Bordos y Presas.
 - III.3 Cimentaciones.

- IV CONCLUSIONES

- V BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION

Actualmente la Mecánica de Suelos en México se encuentra en pleno desarrollo, gracias al impulso vigoroso de un grupo numeroso de ingenieros mexicanos cuyos móviles son altruistas, ya que sus conocimientos son compartidos con todos aquellos a quienes les interesa darle mayor proyección técnica a esta ciencia relativamente reciente.

La Mecánica de Suelos, rama de la Ingeniería Civil, ofrece un campo muy amplio tanto para la investigación, como para materializar y canalizar las teorías e inquietudes científicas que de esta especialidad se desprendan. La finalidad que se persigue en este trabajo, es la de contribuir a una labor en beneficio social, pues se pretende que los datos y conclusiones que puedan ser utilizadas por ingenieros, arquitectos y técnicos que tengan problemas constructivos. Deseando de igual manera proporcionar información sobre el Estado de Sinaloa.

La forma de presentación está pensada de tal manera que pueda leerse sólo aquello que interese. Primeramente se hace mención al Estado de Sinaloa de manera general, dando una visita a sus características fisiológicas, geológicas, litológicas, de tectonismo, sismicidad e hidrológicas; finalmente, una síntesis de los recursos humanos de dicha entidad federativa.

Por interés particular el estudio de la ciudad de Guasave, Sinaloa es tratado separadamente pero con incisos parecidos a los del Estado. La pavimentación, obras sanitarias, canales y cimentaciones se ilustran en estudios ---

realizados a los suelos, así como pruebas de laboratorio para la obtención de sus propiedades mecánicas; fórmulas y teorías usuales de cálculo se incluyen en apéndices y los comentarios sobre la práctica común para cimentar. Ejemplos ilustrativos y conclusiones serán tratados al final.

I "DATOS GENERALES DEL ESTADO DE SINALOA"

I.1 RESUMEN

El Estado está localizado al Noroeste de la República Mexicana y se encuentra limitado al Norte por el Estado de Sonora, al Sur por el Estado de Nayarit, al Este por el Estado de Chihuahua y Durango, al Oeste por el Océano Pacífico y por el Golfo de California.

Fisiográficamente, encaja en las provincias de la Sierra Madre Occidental y en las Serranías sepultadas, específicamente en las sub-provincias de las Estructuras del Píamonte y de la Llanura Costera (denominación dada por Raisz en 1959).

En orden cronológico la estratigrafía se presenta de la siguiente manera: rocas metamórficas del paleozoico y/o mesozoico, rocas intrusivas de tipo ácido (principios del terciario), depósitos clásticos continentales, depósitos aluviales y litorales del cuaternario. En un imaginario corte transversal, pueden distinguirse 3 zonas a saber: alta, intermedia y baja. La primera con alturas mayores de 2,000 m.s.n.m., la segunda entre 200 y 2,000 y la tercera de menos de 200 m.s.n.m.

Estructuralmente, las fallas y fracturas más importantes presentan alineamientos con la falla de San Andrés o en su defecto son normales a ella. El sistema hidrológico del Estado está formado por Ríos y Arroyos importantes, que hacen que Sinaloa sea un Estado de la República distinguido por sus recursos hidrológicos, considerándose como el que más obras de control tiene y por lo tanto, es sobresaliente en sistemas de riego, formando parte vital en el suministro de producto agrícola.

I.2 FISIOGRAFIA.

El Estado presenta una forma trapezoidal cuyo lado mayor corresponde a la Costa del Pacífico y Golfo de California, el lado menor a la Sierra Madre --- Occidental. Se ensancha en el Norte a la altura de las ciudades de Topolobampo, Los Mochis y El Fuerte y se angosta al Sur en Escuinapa, donde alcanza máxima reducción (Fig. 1).

Los rasgos predominantes en la región, están relacionados con una fase de la revolución Laramide (fines del terciario), son fracturas y fallas que sufrieron las formaciones después de la emisión de rocas ígneas, con actividad magmática de enorme magnitud. Siguiendo la nomenclatura que el Dr. Raisz -- estableció, la usaré para dar los rasgos predominantes y aspectos geológicos:

PROVINCIA DE LA SIERRA MADRE OCCIDENTAL. - Su extensión está en su mayoría cubierta por una sucesión de depósitos piroclásticos con elevaciones variables hasta de 3,000 m.s.n.m. Existe una extensa meseta donde escurren Ríos importantes como El Presidio, Baluarte, Sinaloa, entre otros. En el límite de la provincia con la sub-provincia de las Estribaciones de la Sierra, - existen pendientes que en forma escalonada decrecen hasta la costa.

PROVINCIA DE LAS SERRANIAS SEPULTADAS. - La mayor área del Estado está contenida en esta provincia, se caracteriza porque al Este, las montañas - se hacen más elevadas con pendientes ascendentes muy suaves a lo largo de todo el Estado, es decir, de Sonora a Nayarit.

En el Estado de Sinaloa existen climas de acuerdo a la variedad de altitudes, éstas van desde algunos metros sobre el nivel medio del mar, hasta más

de 2,900 metros. En las partes orientales del Estado acorde con la clasificación Köppen se observan los siguientes tipos de clima:

En las partes más altas, el clima es templado y moderadamente lluvioso en verano, con temperaturas medias anuales inferiores a 22° y el invierno es seco, frío y con lluvias aisladas. La vegetación consiste en coníferas y encinos, también las hay en las partes más bajas (alturas intermedias de 2,000 a 200 m.s.n.m.). Conforme decrece la altitud prevalece un clima templado, — moderadamente lluvioso y caluroso en verano-otoño, su vegetación consiste — en xerófilas (mezquites, pitaya, huizaches, etc.) y las temperaturas medias-anuales son superiores a 22°. En las partes cercanas a las costas el clima es tropical, poco lluvioso con precipitaciones raras en verano y su temperatura-media anual es mayor de 30°C.

1.3 GEOLOGIA.

Dado el origen común de la parte Noroeste del país al hablar de las provincias y de las sub-provincias, prácticamente se habla de la geología predominante que particularmente la enfocaré al estudio del Estado en cuestión:

En las estribaciones de la sierra al Este predominan rocas andesíticas, rocas metamórficas, rocas intrusivas del tipo granítico y rocas sedimentarias. - Las regiones más elevadas contienen montañas y lomeríos cuya parte superior consta de rocas andesíticas erosionadas, cuyos detritus son acarreados hacia las corrientes principales (drenaje dentrítico) y formarán suelos residuales. - Conforme avanza hacia la Llanura Costera (zona baja) los afloramientos disminuyen dejando lugar a otras rocas, que a fines del terciario y principios del cuaternario se creó en la zona cercana a la costa depósitos de origen clástico, seguido de continuos depósitos aluviales sedimentados.

La porción más alta del Estado pertenece a la provincia de la Sierra Madre Occidental donde se encuentran rocas riolíticas estratificadas, que se pueden apreciar al ser cortadas por los ríos aladaños. También predominan rocas ígneas extrusivas (tobas) y cabe hacer notar la existencia de rocas calizas en estratos delgados, y en algunos sitios se encuentran en forma masiva, con presencia de cristales de calcita; su existencia data del cretácico medio e inferior.

Los depósitos clásticos continentales cuyo origen procede de la acción volcánica, en su mayor parte, están constituidos por conglomerados estratificados de areniscas que dan lugar a lomeríos en cuya superficie existen ----

clastos de 10 a 70 cm de diámetro. Con la profundidad, el material se presenta más consolidado y en ocasiones con sílice. Forman parte también de los cordones litorales, las dunas y materiales aluviales que se encuentran en los cauces, riberas de los ríos y en los deltas.

La coloración de los depósitos se debe a los materiales de origen que varían de gris claro a rojizo. Igualmente, la granulometría varía de arena con grava fina a grava con poca arena. Los clastos redondeados están representados por riolitas y tobas riolíticas con algo de andesita.

Los depósitos cuaternarios están constituidos por una serie de materiales aluviales con muy variada granulometría y se encuentran en los cauces de los ríos y arroyos de mayor importancia, así como en los deltas de los mismos. Los materiales aluviales, desde limos a gravas, constituyen también los cordones litorales y las dunas.

I.4 TECTONISMO.

Los fenómenos Tectónicos del terciario afectaron a las rocas andesíticas y riolíticas, pero no de una manera determinante pues no sufrieron plegamientos de consideración, ya que estas formaciones se encuentran en posiciones horizontales y sub-horizontales con buzamientos no mayores a 10° y dan muestra clara de los fenómenos ocurridos.

Los movimientos tectónicos anteriores sólo afectaron a las rocas del basamento en una mínima parte, sin embargo, es imposible localizar estructuras características debido a la metamorfización que éstas sufrieron por las grandes presiones y temperaturas a que fueron sometidas, es por ésto, que son las rocas predominantes en la región. Los sistemas principales de fracturas y fallas se manifiestan según las direcciones $N 75^\circ W$, $N 10^\circ E$, $N 20^\circ W$ y $N 50^\circ E$, existiendo sistemas de menor importancia. El Estado se encuentra comprendido casi en su totalidad en la zona de baja sismicidad (15) y su costa pertenece al cinturón circumpacífico (6), como se muestra en la Fig. 2. Los valores para diseño de estructuras podrán ser tomados de la publicación número 246 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

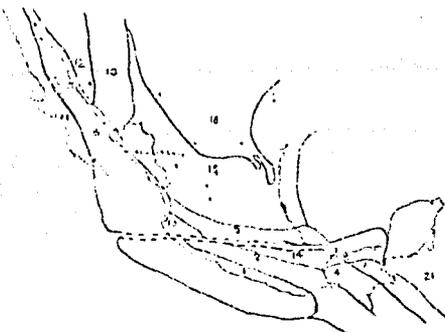


Fig. 2.

I.5 HIDROLOGIA.

La Sierra Madre Occidental sin lugar a dudas es el origen del amplio sistema hidráulico del Noroeste; las corrientes principales del Estado nacen en Durango, Chihuahua; se internan por gravedad, desembocando en el Golfo de California o en el Océano Pacífico, según sea el caso. En seguida se mencionan los Ríos más importantes (de Norte a Sur), así como las obras de control.

El caudaloso Río Fuerte (Río Verde en Chihuahua), recibe muchos afluentes como el Loera, el Chinantú, El Batopilas, el Urique, el Chiapas y el Alamos. Penetra a Sinaloa por el Municipio de Choix, antes de llegar a la ciudad del Fuerte, controlan parte de su gasto por medio de la presa Miguel Hidalgo, aguas abajo de esta presa recibe el afluente El Alamos, que nace en la Sierra de Alamos Sonora, dando lugar a un aprovechamiento más por medio de la presa Josefa Ortíz de Domínguez, formándose lo que se conoce con el nombre de Distrito de Riego del Río Fuerte. Desemboca en el Golfo de California en la boca de Ahome, después de pasar por el Municipio del mismo nombre, completando 670 km de recorrido.

El Río Sinaloa, cuyo origen son dos corrientes: El Santo Domingo y Bolaños, pertenecientes al Municipio Guadalupe y Calvo en el Estado de Chihuahua, entra a Sinaloa en dirección Noroeste y se inclina francamente hacia el Suroeste atravesando el Municipio de Sinaloa de Leyva, donde recoge sus aguas el vaso de la presa Bacurato. Ahí se crea el Distrito de Riego del Río Sinaloa; sigue su cauce natural y pasa por el Municipio de Guasave donde

recibe el gasto del arroyo Ocoroni, llega a la ciudad de Guasave y después de pasar por Tamazula, termina su curso de 420 km en "Boca del Río" en el Golfo de California.

El río Mocorito, nace en Chihuahua en las estribaciones de la Sierra -- Madre Occidental y de inmediato el vaso de la presa Guamuchil recibe su gasto, pasa por la ciudad de donde toma su nombre y desemboca en el Golfo a la altura de la Isla Garrapata, completando 108 km de recorrido.

El río Culiacán por su caudal es de los más importantes, nace en Durango de los ríos Colorado y Lobos que después cambian de nombre a Humaya y Tamazula respectivamente al entrar al Estado. Más adelante, se une al arroyo Bamopa y junto con el río Humaya alimenta el inmenso vaso de la presa --- Adolfo López Mateos. El río Tamazula antes de llegar a Culiacán alimenta la presa Sanalona y los excedentes de las presas se unen para formar el río Culiacán que se dirige al Oeste hasta la ciudad de Navolato, cambia su curso al Suroeste para desaguar en el cierre de la bahía de Altata completando una trayectoria de 250 km.

El río San Lorenzo nace en Durango con el nombre de río de Los Remedios, se interna en Sinaloa por el Municipio de Cosalá y concluye en la "Boca del Navito", después de recorrer 155 km.

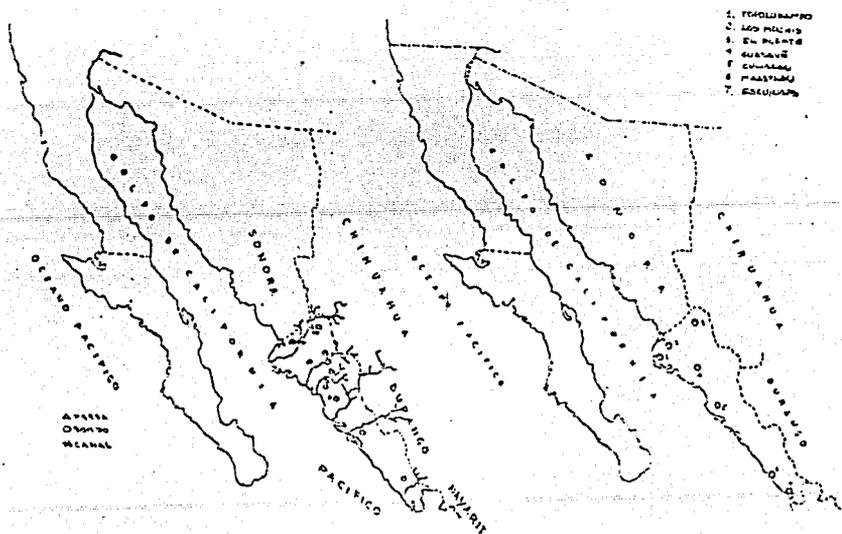
El río Elota nace también en el Estado de Durango, cruza los municipios de Cosalá y de Elota, arroja sus aguas al Golfo después de recorrer 220 km.

El caudaloso río Piaxtla formado con la aportación de muchas corrientes en Durango, atraviesa el municipio de San Ignacio y parte del Elota. Finaliza sus 203 km de recorrido en la boca del mismo nombre. Sigue más al Sur el río Quelite cuya corriente puede considerarse de poca importancia.

El río Presidio, nace en Durango y pasando por la "Quebrada de Ventanas" penetra al Estado por el Municipio de Mazatlán, al cual atraviesa de Noroeste a Suroeste y desemboca en el Golfo tras un recorrido de 170 km.

Por la Quebrada de Guadalupe entra a Sinaloa el río Baluarte, atraviesa el municipio de Rosario donde se le une el río Pánuco y desemboca en el Puerto de Chametla en la "Albúfera del Calmanero". Su longitud del recorrido es de 165 km.

El río Cañas nace en Nayarit y en gran parte de su recorrido sirve de límite entre los dos Estados. Su longitud es de 152 km y desemboca en el Océano Pacífico.



I.6 RECURSOS HUMANOS.

El Estado de Sinaloa está formado por 17 municipios con una densidad de población de 21.8 habitantes por km² según datos del censo efectuado en 1970 que equivale a 2.5% de la población total del país. El crecimiento de la población sinaloense se ha venido incrementando considerablemente en las últimas décadas; su tasa de crecimiento anual en el período 1960 - 1970 fué de 4.2%, siendo superada únicamente por cinco Estados en la República, siendo la zona costera la más densamente poblada principalmente los municipios de Mazatlán con una densidad de 55 habitantes por km², Culiacán con 51, Guasave con 43 y Ahome con 38.

El Estado tiene 3.754 localidades de las cuales 3,706 son rurales, -- conteniendo el 48% de la población estatal y 48 urbanas, perteneciendo 30 de ellas a los municipios antes mencionados. En orden de importancia las ciudades se destacan en la forma siguiente: Culiacán, Mazatlán, Los Mo---chis, Guamuchil, Guasave, El Fuerte, Topolobampo, Mocorito, entre otros; la localidad de mayor dinamismo es Culiacán, --capital del Estado-. En el lapso de 1940 - 1970 su incremento anual de población ha sido del 7%, lo que le permitió septuplicar su población en 30 años y de seguir esta ten--dencia para 1980 tendrá una población de 287,000 habitantes; tal dinámica --demográfica se debe a una alta tasa de natalidad estimada para la década --

1960-1970 en 51.6 nacimientos por cada 1,000 habitantes (en el país fué de 45.2) y una de las tasas de mortalidad más bajas de la República con 7.5 de funciones por cada 1,000 habitantes, constituyendo así un crecimiento anual de 4.4%. La mortalidad infantil se estima de 39.9, siendo casi el doble para el país; las principales causas son debidas a enfermedades infecciosas y parasitarias originadas en su mayoría por insalubridad en el agua y en alimentación. Al desglosar su composición demográfica por grupos de edades, se observa que un alto porcentaje de la población está ubicada en los estratos menores de 14 y 25 años, que equivale al 48 y 67% respectivamente, apareciendo de inmediato a corto plazo que la oferta de fuerza de trabajo representará un grave problema si no se crean nuevas fuentes de ocupación, capaces de absorber el importante potencial de mano de obra que surgirá.

El movimiento social ha registrado considerable aumento a través de los últimos años, alcanzando en 1970 un saldo neto migratorio de 35,215 habitantes, constituido por 117,040 inmigrantes y 81,825 emigrantes. Este constante movimiento en la entidad es provocado por las inversiones de infraestructura primordialmente para el desarrollo agrícola y pesquero.

La población económicamente activa representa un total de 346,000 habitantes (27.3% de la población total), siendo su distribución sectorial la siguiente: 178,000 habitantes (51%) dedicados a actividades primarias, 46,000 (13%) en la industria, 100,000 (29%) en servicios y 22,000 (7%) en actividades diversas. En los últimos años se ha presentado un aumento de población en actividades agropecuarias y principalmente en el sector pesquero.

Referente a la infraestructura hidráulica el crecimiento observado es notable, debido a que los problemas de construcción de obras de riego y almacenamiento favorecen a la producción agrícola sinaloense. Con dichas obras, se ha logrado captar más de 7,745 millones de metros cúbicos de los escurrimientos aprovechables del Estado.

En 1971 existían en la entidad cuatro Distritos de Riego que junto con el del Valle de Carrizo cubren un área de 620 mil Ha. de las cuales 435 mil constituyen el área efectiva bajo riego. Para la conducción y distribución del agua la entidad cuenta con una red de canales de más de 7,500 km y de éstos 2,500 son principales, el resto secundarios, laterales y sub-laterales.

El desarrollo agrícola regional planteó la necesidad de disponer de obras y servicios complementarios tales como vías de comunicación entre las zonas de producción, centros de consumo y de transformación. En 1968 contaba con 2,600 km dentro de las áreas de distrito de riego.

En obras de pequeña irrigación se ha incorporado al riego 31,700 Ha. perteneciendo básicamente a la zona Norte dentro de los municipios de Angostura, El Fuerte, Guasave, Mocorito, Sinaloa de Leyva y Salvador Alvarado. De la superficie total beneficiada existen actualmente cerca de 6,000 Ha., lo que obedece básicamente a la falta de orientación técnica para su aprovechamiento y deficientes características de construcción de las obras.

La red de carreteras con que cuenta el Estado es de 4,540 km de los cuales 1,489 km están pavimentadas, 2,160 km con revestidos y el resto

son terracerías. En estas condiciones se tiene una densidad de 25 km, de caminos pavimentados y de 78 km de todo tipo de caminos restantes por cada 1,000 km² que al compararlos con la densidad que tiene el país -22 km pavimentados y de 36 km para el resto, por cada 1,000 km², resulta que Sinaloa ha sido atendida con prioridad con relación al promedio nacional. A continuación se presenta tabulado el inventario de caminos en el Estado.

CAMINOS	PAVIMENTADOS (km)	REVESTIDOS (km)	TERRACERIAS (km)	TOTAL
Federal.	724.0			724.0
Estatad.	765.4	294.2	420.7	1,480.3
Distritos de Riego.		1865.5	470.5	2,336.0
TOTAL:	<u>1489.4</u>	<u>2159.7</u>	<u>891.2</u>	<u>4,540.3</u>

El sistema de carreteras federales pavimentadas está integrado por la carretera internacional México-Nogales y la carretera Mazatlán-Durango. La primera corre paralela a lo largo de toda la costa cruzando el Estado de Suroeste a Noroeste y constituye la principal vía de comunicación, uniendo su trayecto las principales poblaciones como son: Escuinapa, Rosario, Mazatlán, Culiacán, Guamuchil, Guasave y Los Mochis; conviene mencionar que el tramo Culiacán-Guasave tiene un ancho de corona de 10 m y Guasave-Los Mochis tiene características de autopista, con ancho de corona de 18 m y 4 carriles con camellón central.

Respecto al sistema vial estatal pavimentado, únicamente la cabecera del municipio de Badiraguato no cuenta con este tipo de camino por estar sólo

revestido. La red caminera no pavimentada es de 3,000 km de los cuales el 70% corresponde a caminos revestidos y el 30% a caminos de terracerfas, el 70% anterior en alta proporción se concentra en los municipios que han sido favorecidos con la construcción de sistemas de gran irrigación, la importancia radica en que permiten una comunicación eficiente, lo que favorece la comercialización de los productos y permite un mayor desarrollo económico agrícola e industrial pudiendo llegar a consolidarse en el futuro como auténticos polos de desarrollo.

Sinaloa cuenta con 872 km de vías férreas, que representan el 3.6% del total del país. Las tres empresas que rentan sus servicios son: El Ferrocarril del Pacífico, S.A. de C.V., Ferrocarril Occidental de México, S.A. y El --- Chihuahua-Pacífico, S.A. El Ferrocarril del Pacífico es la principal vía que corre paralela a la costa y la carretera internacional, uniendo los centros económicos importantes de Sinaloa, Sonora, Baja California hacia el Norte y Nayarit y Jalisco hacia el Sur. En su recorrido por el Estado va desde el poblado de la Concha en el Municipio de Escuinapa hasta la estación Don, en el Municipio de El Fuerte, con una longitud de 626 km. El Ferrocarril Occidental de México tiene localizadas sus vías en el Municipio de Culiacán y cuenta con dos ramales, uno de Culiacán a Navolato, con longitud de 35 km y el otro de la estación Quilá al Ingenio de El Dorado con una longitud de 23 km.

El Ferrocarril Chihuahua-Pacífico cruza transversalmente el Estado en su porción Norte, atravesando los municipios de Ahome, El Fuerte y Choix, después continúa hacia Chihuahua; en el cuenta con una longitud de 188 km. -

Esta vía de comunicación es de gran importancia, ya que representa la salida -- más corta de los productos de exportación de Sinaloa, Sonora y Chihuahua -- por el puerto de Topolobampo y en la actualidad sirve de plataforma para las -- transacciones comerciales de los Estados del Noroeste del país. Las tres em-- presas cubren una gran zona dentro y fuera del Estado, quedando de éste úni-- camente fuera de su área de influencia la costa del Municipio de Guasave y -- la parte Sureste del Municipio de Ahome, ricas en productos agrícolas y piscif-- colas.

Dentro de la comunicación que el Estado tiene con otras entidades federati-- vas por el mar, es de importancia mencionar el puerto de Mazatlán que se pue-- de considerar como un puerto de altura y el de Topolobampo, que por sus con-- diciones actuales se dedica únicamente a la carga de cabotaje y transporte de turismo a Baja California, sin embargo, ambos constituyen buenas alternati-- vas para el tráfico de altura, dadas las condiciones excelentes de sus bahías, su infraestructura de comunicación, la amplitud de sus hinterlads y el enorme potencial de carga que podrán mover en el futuro.

Las comunicaciones aéreas se podrían enmarcar en tres aeropuer-- tos, 33 pistas de aterrizaje e infinidad de pistas no registradas para comuni-- caciones locales e internacionales de productos ilegales. El aeropuerto de -- Culiacán puede considerarse como un aeropuerto internacional pudiendo captar aviones de turbinas al igual que el de Mazatlán. El aeropuerto de los Mochis sólo puede recibir aviones de hélices en vuelos nacionales, pero en la actua-- lidad se construye el aeropuerto internacional cerca de Topolobampo, lo que le dará una mayor proyección en este renglón.

II "DATOS GENERALES DE LA CIUDAD DE GUASAVE"

II.1 RESUMEN.

La Ciudad de Guasave, Sin., se localiza en la parte Norte del Estado en la llamada Llanura Costera, su altitud es de 30 m.s.n.m. El subsuelo está --- constituido por conglomerados, depósitos aluviales y depósitos residuales, todos ellos producto de las depositaciones de principios del cuaternario.

El río Sinaloa proporciona con su gasto agua tanto a la ciudad como a la zona agrícola y su racional uso dá origen a un gran aprovechamiento de la tierra. El clima descrito anteriormente es caliente e influye de manera fundamental en - el aprovechamiento y obtención de diferentes productos en la región.

De manera simultánea al crecimiento agrícola y dada la red de comunicación existente, se han ido desarrollando industrias relacionadas con el tratamiento, almacenaje y transporte de dichos productos, construyéndose para tales fines molinos, bodegas, silos y plantas para la elaboración de pastas enlatadas de -- una gran variedad de productos.

La población de la ciudad, de acuerdo con el censo de 1970 era de 25 mil habitantes, con una densidad de 43 habitantes por km². La ganadería regional - no es de importancia debido a que la zona es primordialmente de labranza y re - sulta que no es rentable la cría de ganado, ésto no quiere decir que sea inexis - tente y sólo se limita a satisfacer las necesidades locales.

Las exportaciones son de productos derivados de la agricultura (sorgo, - trigo, arroz, ajonjolí, cártamo, algodón, tomate, papa, aceites, harina, pas - tas, fruta, etc.), las importaciones son en su mayoría de maquinaria agrícola, y productos químicos, como son abonos y fertilizantes, etc.

II.2 FISIOGRAFIA.

La Ciudad presenta una superficie uniforme, pues las diferencias máximas de nivel en toda su área legal (200 Ha) es de apenas 4 m pudiéndose considerar como un terreno plano.

Al poniente, se pueden observar a simple vista las elevaciones continentales de origen clástico. Al oriente, la Sierra Madre Occidental se observa majestuosa, prolongándose hacia el Sur. Por el Noroeste, se divisa el cerro de -- Guiguiricahni y el Norte, se extiende el Valle del Fuerte. La localización junto al río Sinaloa, hace que los terrenos próximos a éste sean en su mayor parte -- depósitos de origen aluvial. Anteriormente era una zona de inundación, pero en la actualidad, gracias a las obras de control y canalización, el problema tiende a desaparecer. Están comprendidas dentro de la ciudad cuatro corrientes de agua, tres de ellas están canalizadas y la otra sigue su cauce natural, alimentan todas ellas una vasta zona de riego. El tramo de carretera Culiacán-Los -- Mochis, en el libramiento del Río Sinaloa presenta una cota superior a la máxi ma existente en el centro de la ciudad, consecuentemente la carretera se ve ligeramente arriba de la población. Esto se debe a que ésta fué construída antes de que se controlara parte del gasto de dicho río.

GEOLOGIA. -- La región, de acuerdo con la carta geológica que se anexa -- (apéndice 1) se presenta compuesta de conglomerados, areniscas, depósitos -- clásticos continentales del período terciario y de la misma época muy cercana a la ciudad, aflora una formación riolítica. Debido a la cercanía al río la capa

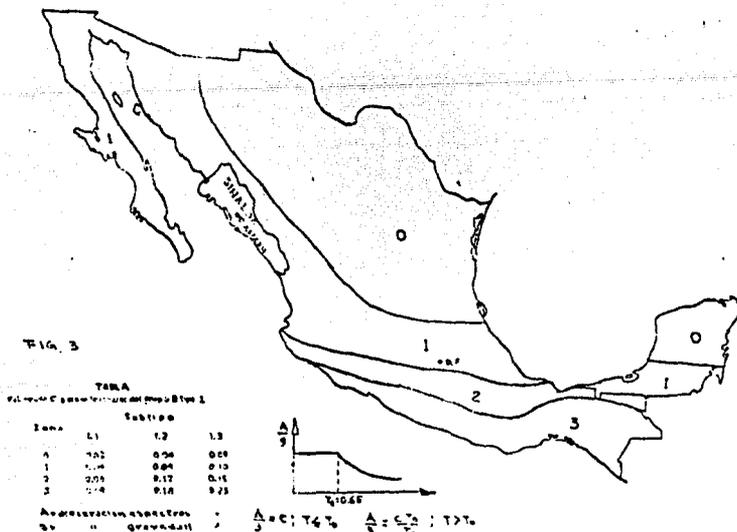
superior del suelo, está compuesta por gravas, arenas, limos y arcillas que solas o mezcladas se presentan en estratos.

TECTONISMO Y SISMICIDAD. - Los accidentes tectónicos son poco evidentes en la ciudad como puede apreciarse en la carta sísmica (apéndice 2). - Los fenómenos telúricos de 1918 a 1973 no rebasan en intensidad al número 6 en la escala de Richter, por lo que no existe la necesidad de establecer estaciones sismográficas ni acelerógrafos, pero no es por demás su instalación. Se presenta tabulada una relación de temblores ocurridos en la ciudad de 1922 a 1969 y su magnitud:

Relación de temblores ocurridos en la zona cercana a la ciudad, según la escala de Richter.

AÑO	MAGNITUD	AÑO	MAGNITUD	AÑO	MAGNITUD
1922	6.0	1960	5.0	1967	4.4
1923	4.5	1964	4.5	1967	5.1
1928	5.5	1964.	5.1	1969	4.2
1937	4.0	1965	4.9	1969	4.1
1940	5.5	1965	4.2	1969	4.4
1946	5.8	1966	4.5	1969	4.4
1951	5.0	1966	4.4	1969	4.5
1951	5.8	1966	4.5	1969	4.2
1952	5.7	1966	4.5	1969	4.5
1958	4.0	1966	4.6	1969	4.6
1958	4.5	1967	4.8	1969	4.3

Desde el punto de vista sísmico, la ciudad de Guasave se localiza en la zona penesísmica, establecida en la regionalización mostrada en la Fig. 3. Además, se presentan valores de la constante "C" para cálculo de estructuras por sismo en dicha figura, basándose en espectros sobre terreno firme y de acuerdo con el reglamento de construcciones para el Distrito Federal en vigor, pero básicamente a las estructuras del grupo "B" tipo 1 y si se interesa por estructuras contenidas en los grupos "A", así como cualquier otro tipo y sub-tipo, se deberá aplicar los factores correctivos del manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Para la zona "O", es probable que el diseño para un coeficiente tan bajo como éste, no altere substancialmente la geometría y el refuerzo de algunas estructuras y en base a la experiencia será posible liberar el requisito de diseño sísmico a un buen número de ellas en la zona.



II. 3 HIDROLOGIA.

De la fuerte irrigación que tiene el Estado que alcanza un escurrimiento-medio anual de 13,815 millones de m³, el Rfo Sinaloa y su afluente el arroyo Ocoroni que se le une antes de entrar a la ciudad de Guasave, representa el 10% del caudal total; razón por la cual se tiene una serie de aprovechamientos que dan a éste parte del Estado una fisonomía particular.

El Rfo Sinaloa cuya cuenca abarca un área de 8,173 km², es el alma de la región; su caudal de 1,240 millones de m³, más del 50% es aprovechada en derivaciones y bombeos para las zonas de riego. La capacidad útil del rfo tiene un dominio de 32,000 Ha. correspondiendo el 93% a irrigación, incluyendo en algunos sitios bombeo. Su afluente nace en el municipio de Choix se le une a la corriente principal aguas abajo de la presa Bacurato, sus aguas no están controladas y es la causa principal de que aún existan problemas de inundación en la zona baja de la ciudad, misma que se encuentra cruzada por los canales Dorado, Valenzuela, Diagonal Guasave.

En Guasave, la altura de la precipitación media anual es de 300 mm al igual que toda el agua, se trata de aprovechar, separando el drenaje pluvial del doméstico, se construirán tres colectores, en los que se presenta un problema interesante; debido a que dentro de la zona urbana las cotas más elevadas se localizan cerca de la ribera y por las restricciones de pendiente-hidráulica y colchón mínimo, resulta que, la tubería que se pretendía tender, al llegar al rfo su cota estaba muy por abajo de su nivel, ocasionándose taponamientos y por esta razón los colectores drenarán hacia un canal inter--

ceptor que llevará el agua hacia el Distrito de riego número 63 y un sólo canal desaguará directamente en el Rfo. Para la identificación de los colectores, se le ha dado el nombre de las calles donde serán construidos, llamándoseles Santos Degollado al poniente, Blas Valenzuela al centro y Macario Gaxiola al oriente. A continuación se presentará una tabla de características de escurrimientos por cuencas correspondientes a los colectores.

COLECTOR	AREA	TIEMPO DE CONCENTRACION	GASTO
1. Macario Gaxiola	111,120 m2 761,50 ml	15.0 Min.	1.745 l/Seg.
2. Blas Valenzuela	244,820 m2 1'237,25 ml	15.7 Min.	3,770 l/Seg.
3. Santos Degollado	324,914 m2 760,25 ml.	22.2 Min.	4,356 l/Seg.

II.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

De acuerdo con los sondeos realizados en diferentes puntos de la ciudad una zonificación es necesaria y más adelante se detallará.

Es posible encontrar en la ciudad arcillas, limos, arenas y gravas, así como combinaciones de estos materiales en diferentes proporciones, posiciones y profundidades, por ello, sus propiedades pueden tener variaciones y es conveniente para tener seguridad en las obras que se construyan efectuar sondeos previos, en razón de que el suelo puede presentarse de manera distinta - en un sitio y otro aún cuando estos no estén muy distantes entre sí. Generalmente la estratificación se presenta de la siguiente manera:

La primera capa contiene arcilla limosa o limo arcilloso inorgánico de baja consistencia, la segunda contiene arcilla limosa o limo arcilloso con arena fina de mediana consistencia y grava bien graduada, la tercera capa, - arena fina limosa o arcillosa inorgánica de mediana consistencia y grava --- bien graduada.

Los tres estratos mencionados abarcan de 10 a 15 m y el nivel de aguas freáticas fluctúa según la época del año, el rango de variación está entre --- -0.80 a -6.00 m, considerando también la localización y altura del sitio. Debido a la propensión a inundaciones en la zona baja de la ciudad, es conveniente tener en cuenta que la primera capa puede acusar cambios volumétricos por los efectos de saturación y secado.

Las propiedades de los suelos como se dijo no pueden ser generalizadas,

por lo tanto, deben tratarse de manera particular en cada sitio y de ser posible efectuar una zonificación. En el apéndice 3 se tratarán brevemente las arcillas, limos y la arena dando sus características. Una característica de los suelos de la cual los ingenieros pueden sacar buen partido es la plasticidad. Dicha propiedad puede definirse como aquella que poseen los materiales para soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin cambio apreciable en su volumen y sin desmoronarse ni agrietarse; con esta propiedad de los suelos, pueden correlacionar otras que en ingeniería son de mayor utilidad como la resistencia, compresibilidad, permeabilidad entre otras.

Atterberg, circunscribe sus estudios a suelos finos, de los que dice que la plasticidad depende del contenido de agua. En el apéndice 4 se ilustra la clasificación. La obtención de los límites en el laboratorio quedan contenidas en dicho apéndice, además los parámetros usados en la actualidad.

Los límites de plasticidad sirven además para la clasificación e identificación de los suelos y aquí radica la importancia de su conocimiento, pues con la identificación se conocen también sus probables características. Tanto la distribución granulométrica, como los límites de Atterberg son útiles para la realización de las pruebas para su obtención implica la alteración del suelo y no pueden considerarse del todo representativas del comportamiento de éste, in situ, posteriormente se darán las bases para determinar las condiciones mecánicas de los suelos. Desde tiempos muy lejanos, estos fueron clasificados según su color, olor, peso comparativo, etc., pero dichas clasificaciones no servían para usos ingenieriles, por lo que Arthur Casagrande -

propuso una separación de los suelos conocida como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y una de las versiones (S.O.P.), es la que se expone brevemente en el apéndice 5.

La "Carta de Plasticidad", es una gráfica en cuya absisa se tiene el límite líquido y en la ordenada el índice plástico se presenta en la Fig. 4. La línea "A" establece la frontera entre los suelos arcillosos y los limosos, es decir, que si dos suelos tienen un mismo valor de límite líquido, pero diferente índice de plasticidad aquél que dé un punto arriba de la línea contiene una porción suficiente de partículas coloidales y minerales para comunicarle propiedades de plasticidad que lo cataloguen como suelo arcilloso inorgánico; si en cambio el otro dá un punto abajo de la línea (menor índice plástico), su contenido de coloides minerales es muy bajo o nulo, predominando las partículas inorgánicas, orgánicas de limo o de coloidales orgánicos. A. Casagrande observó que un aumento en el contenido de materia orgánica se traduce en un incremento de límite líquido, mientras que el índice de plasticidad cambia poco, así mismo encontró que un alto valor de límite líquido está generalmente asociado con una alta compresibilidad, estableciendo la línea "B" correspondiente a un límite líquido de 50% como frontera entre los materiales de alta compresibilidad y mediana compresibilidad.

En el apéndice 6 se muestran los criterios de identificación de los suelos en el laboratorio.

Considerando que para una mayor objetividad en el presente trabajo, es necesario conocer las relaciones volumétricas y gravimétricas que, en el --

apéndice 7 se tratarán de ilustrar. No quisiera tratar de las propiedades del sub-suelo de la ciudad de Guasave, sin antes introducir en el tema las propiedades de los materiales en forma particular, así como las características y descripción de las pruebas de laboratorio más comunes que se efectúan para conocerlas. En el apéndice 8 se describen.

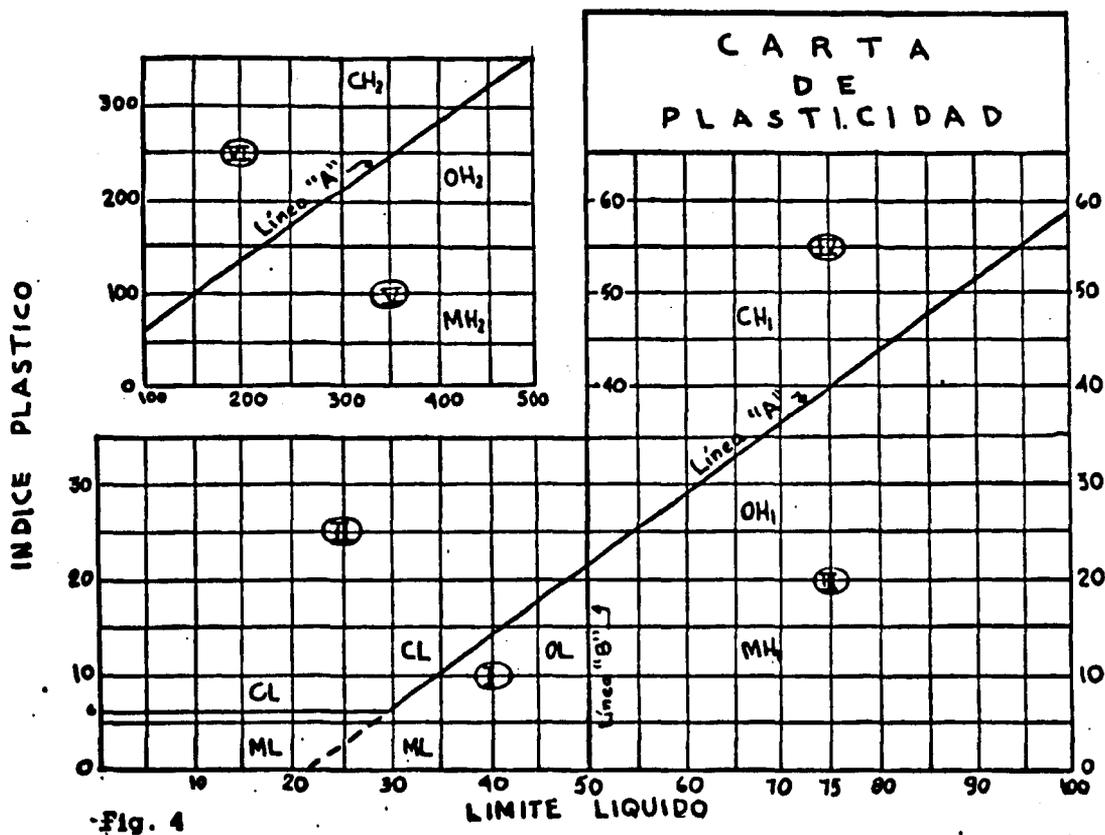


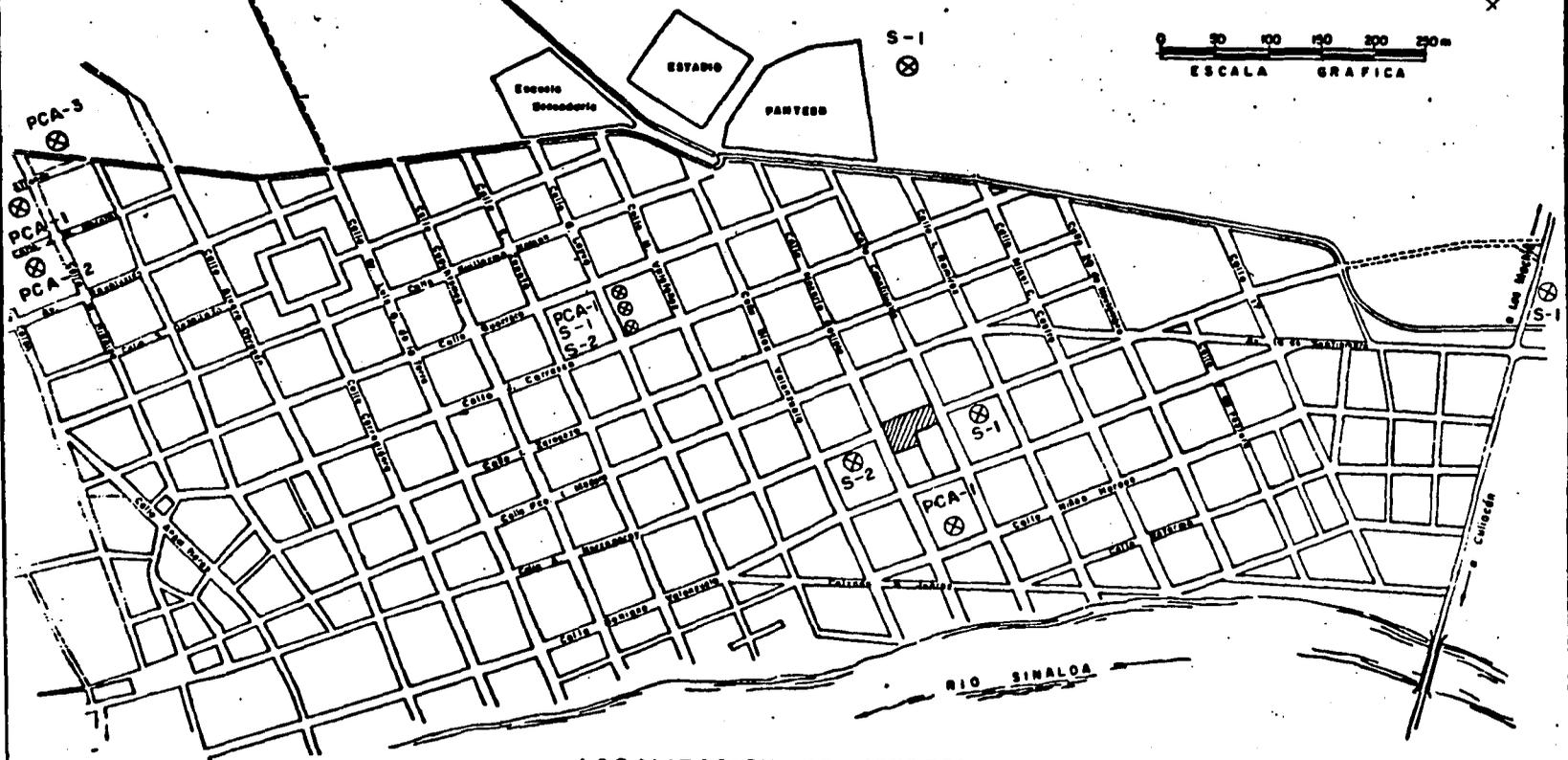
Fig. 4

PLANO DE LA CIUDAD DE GUASAVE, SIN.



S-1 ⊗

S-2 ⊗



LOCALIZACION DE ZONDEOS

III.- "APLICACION DE LA MECANICA DE SUELOS EN GUASAVE"

III.1 PAVIMENTOS.

El pavimento de las calles de la ciudad de Guasave es de concreto hidráulico. Una mínima parte (dos calles de acceso a la carretera) la carpeta es de mezcla asfáltica.

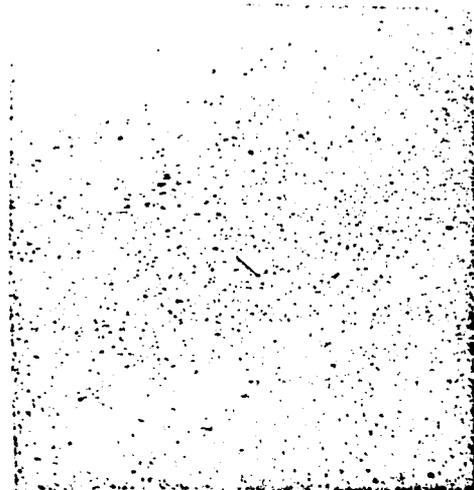
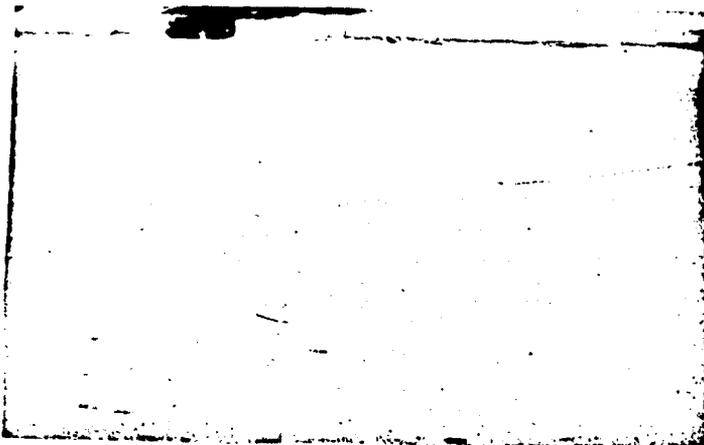
Habiendo efectuado un recorrido por las calles de la ciudad, se observó que muchas losas existentes (80%) se encuentran fracturadas y agrietadas o simplemente descascaradas. Dicho estado es producto de una serie de factores que siempre es conveniente contemplar antes de aventurarse a solucionar un problema de pavimentación; a continuación se enumeran dichos factores:

- 1) Tránsito.
- 2) Capacidad para soportar la carga de servicio que se le imponga en el presente y en el futuro.
- 3) Elegir una buena cimentación para garantizar la estabilidad.
- 4) Asegurarse de la buena calidad del concreto así como su colocación curado.
- 5) De acuerdo con las restricciones climatológicas y las propias del proyecto, se deben seleccionar cuidadosamente los productos naturales y químicos (retardantes, acelerantes, inclusores de aire, etc.) que satisfagan el control de calidad en la obra.
- 6) Garantizar el control de calidad en la obra.

Se ampliará el área pavimentada de la ciudad con el mismo tipo de pavimento existente. Los agregados utilizados son depósitos aluviales que se -----

encuentran en el lecho del Río Sinaloa, en cantidad que sobrepasa los -----
300,000m³ según seccionamientos y sondeos realizados; estos materiales --
solo requieren cribado para separar tamaños mayores no utilizables, grava y
arena, con objeto de dosificar la mezcla según se proyecte. Los análisis he-
chos a los agregados por varios laboratorios oficiales y particulares, demues
tran que la calidad cumple las especificaciones para usarse en la elabora--
ción de concreto.

Las fotografias que se muestran dan clara evidencia del estado en que -
se encuentran la mayor parte de las losas de concreto en el pavimento anti-
guo:



III.2 CANALES, BORDOS Y PRESAS.

La exploración y muestreo en canales se enfoca a la determinación de los tipos de suelos existentes en toda la longitud del trazo. El sondeo, realizado da pie para fijar los sitios convenientes donde hacer pozos a cielo abierto, de donde se obtienen muestras cúbicas inalteradas. La profundidad a la que se hacen éstos pozos por lo general es de 3 m bajo el nivel de plantilla.

De acuerdo con la información obtenida de los sondeos realizados se pueden localizar préstamos laterales; para formar el cuerpo del terraplén, igualmente en el caso de que se pretenda sustituir materiales indeseables, si es canal quedará alojado en terreno natural.

Cuando sean inadecuados los préstamos laterales, se localizan bancos cercanos a la obra, y para hacerlo, se exploran y muestren los probables sitios de la siguiente manera:

El área cercana al canal se cubre de sondeos mediante pala posteadora en los vértices de una cuadrícula de 100 m de lado, de manera tal que volumen del material sea el requerido. Para el muestreo definitivo, que se hace a cielo abierto, es necesario haber seleccionado los mejores sitios probables; en los pozos se determina la estratigrafía del banco, muestreando las diferentes capas, para conocer, en forma clara, las características y la manera de atacar dicho banco.

El trabajo inicial del laboratorio, consiste en obtener granulometría y plasticidad (pruebas índice) de los materiales. Una vez que se ha determinado que el material de los bancos de préstamo es adecuado para el uso que

se le pretende dar, se procede a determinar, en las muestras cúbicas provenientes de los estratos, la resistencia al corte, permeabilidad y deformabilidad.

Para el caso de los materiales permeables existentes en la cimentación, se reproducen en el laboratorio las características obtenidas en el sitio y se realizan pruebas de compresión triaxial drenada en especímenes saturados de 10, 15 y 38 cm de diámetro, de acuerdo al tamaño máximo de partículas que integran los materiales. Las presiones de confinamiento dependen de los esfuerzos que transmitirá la estructura.

Conviene señalar que los ensayos en especímenes de 38 cm de diámetro, se realizan aproximadamente desde 1958, aplicándose por primera vez en el noroeste, en el estudio de materiales para el respaldo de la sobreelevación de la cortina de la presa Miguel Hidalgo. Para determinar la deformabilidad de los suelos arcillosos, se realizan pruebas de consolidación unidimensional. La permeabilidad se determina en permeámetro de carga constante o variable de acuerdo al tipo de materiales. La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en materiales arcillosos se efectúa sobre las probetas que se elaboran dándoles un peso volumétrico seco igual a 95% del óptimo obtenido en la prueba de compactación Próctor; además, no es necesario saturar las probetas por contrapresión, ya que se forman adicionándoles una cantidad de agua tal que el grado de saturación obtenido sea igual a 100% lo que se hace a fin de reproducir la saturación originada, durante la construcción, por la presión confinante a que es sometido el material conforme-

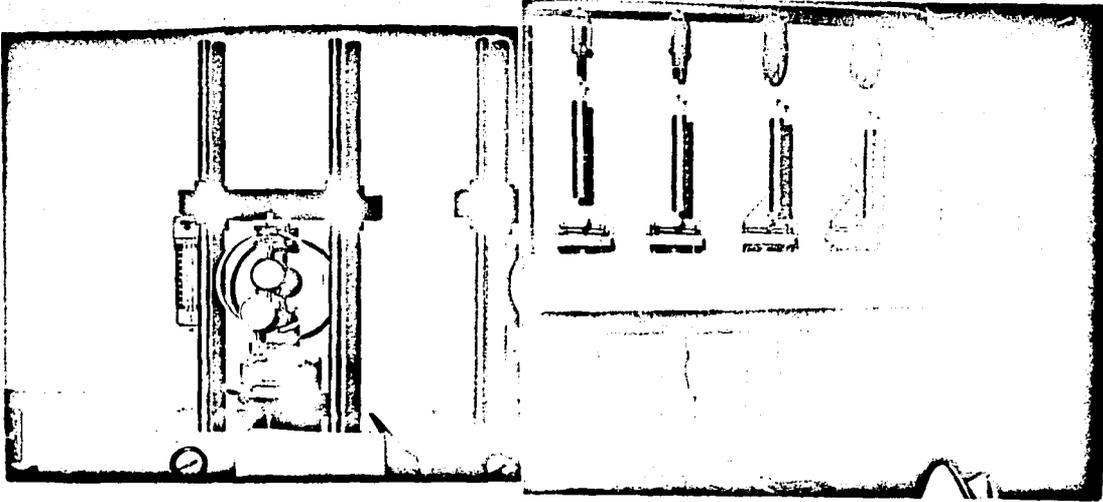
la obra avanza, lo cual hace que el aire de los huecos se diluya en el agua y también durante la vida útil de la presa por el flujo de agua que inevitablemente se origina.

Las presiones de confinamiento a que se someten los especímenes varían mucho, siendo comunes para bordos presiones de 0.125 kg/cm² hasta 2 k/cm² y para presas la máxima que puede soportar el equipo de ensaye.

En el caso de materiales permeables, para elaborar el especimen de pruebas se determina inicialmente el peso volumétrico máximo que estos pueden alcanzar en la prueba de densidad relativa.

La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que forman los filtros, se determina en pruebas de compresión triaxial de 15 cm de diámetro, saturando el material y dejando los drenes abiertos durante el ensaye; generalmente se ha considerado para este tipo de materiales un ángulo de fricción interna de 35° y 0 de cohesión.

La deformabilidad de los materiales impermeables se determina mediante pruebas de consolidación unidimensional sobre probetas, en las cuales se ha reproducido 95% del peso volumétrico óptimo (Próctor), siendo común saturar las muestras al inicio del ensaye a fin de observar su comportamiento sin carga, o bien cuando la muestra se encuentra con la carga máxima a que se le sujetará. Los rangos de presiones aplicadas van de 0.125 kg/cm² a --- 8 kg/cm².



Del análisis de la información obtenida con las pruebas índice que se realizan en los materiales, y basándose principalmente en la actividad de los suelos, se programan pruebas de expansión en el consolidómetro convencional o en el expansómetro unidimensional para bordos y canales; estos ensayos se describen a continuación:

Las pruebas de expansión en el consolidómetro se realizan en muestras inalteradas o compactadas, según se trate de estudiar materiales de la cimentación o de préstamos para construir bordos o canales; en este último caso, se preparan en el laboratorio con diferentes grados de compactación y contenido de agua con relación a los óptimos según la prueba Próctor, con el objeto de determinar la variación de la expansividad al variar el grado de compactación y el contenido de humedad. Las probetas, inalteradas o compactadas, se someten a diferentes condiciones de saturación en la siguiente forma:

- a) Se coloca la probeta en el consolidómetro con el contenido de agua indicado anteriormente.
- b) Se somete la probeta a un secado al aire; para acelerar este proceso,

normalmente se emplean lámparas, eléctricas cuidando únicamente que la temperatura en el consolidómetro no exceda de 36°

- c) Se satura la muestra permitiendo que se presenten los movimientos, - hasta que estos cesen.

Con la secuencia de la prueba anterior, se pretende reproducir la condición inicial del material en la obra, su posterior secado al estar expuesto a la temperatura del ambiente y finalmente la saturación provocada por la filtración de agua a través del bordo o revestimiento del canal. Se determina el contenido de agua y relación de vacíos al inicio de la prueba. Después del secado se calcula la relación de vacíos y por último se determina el contenido de agua y relación de vacíos una vez que concluyó la saturación. Con estos resultados se calcula el porcentaje de deformación unitaria y volumétrica que sufren los suelos al variar su contenido de agua. En cuanto a la presión de expansión que es capaz de desarrollar el material, se obtiene continuando el proceso de consolidación e incremento presiones hasta llegar a la relación de vacíos mínima lograda al secar la muestra ensayada.

Una vez colocada en el expansómetro la probeta por ensayar, se toma la lectura inicial del micrómetro y a continuación se aplica una carga de --- 0.70 kg/cm². Se toman lecturas del tiempo contra deformación por secado de la muestra y cuando el material no sufre incremento de deformaciones por -- deshidratación, se desmonta la probeta y se determina el volumen de la misma; se monta nuevamente y se satura para conocer la deformación que experimenta el espécimen al alcanzar 100% de saturación.

Con los datos obtenidos se determina la relación de vacíos, grado de saturación para condiciones iniciales y finales, así como la deformación lineal y volumétrica porcentual.

III.3 CIMENTACIONES.

Cimentar una estructura no es de ninguna manera el seguir un proceso a capricho; sino todo lo contrario, dependiendo de la importancia de la obra por cimentar, deben hacerse sondeos tentativos del o de los lugares probables, en muchas ocasiones es antieconómico realizar obras sin antes tener en cuenta las características del suelo y el agua subterránea. Cuando el terreno es solo uno, sin posibilidad de elección, la profundidad y el carácter de los sondeos debe ser bien definido, ya que en ocasiones es necesario -- incluso cambiar los diseños estructurales.

Para garantizar la correcta elección de una cimentación, deben considerarse los siguientes aspectos:

- 1) El terreno debe tener suficiente capacidad de carga para soportar las condiciones que le imponga la estructura.
- 2) Las deformaciones de las capas del terreno deben ser compatibles con cimiento y estructura.
- 3) Las condiciones de cimentación no deben alterar las estructuras vecinas (en caso que las hubiere). Es fundamental el conocer el código o reglamento de edificación o construcción, porque en ellos las restricciones legales y técnicas pueden cambiar de una localidad a otra.

Generalmente, es posible solucionar, desde el punto de vista técnico un problema de cimentaciones, pero el ingeniero debe cuidar además el punto de vista económico. Las mejores soluciones son siempre lo más económico -- sin que por ello la calidad y la seguridad se vean mermadas.

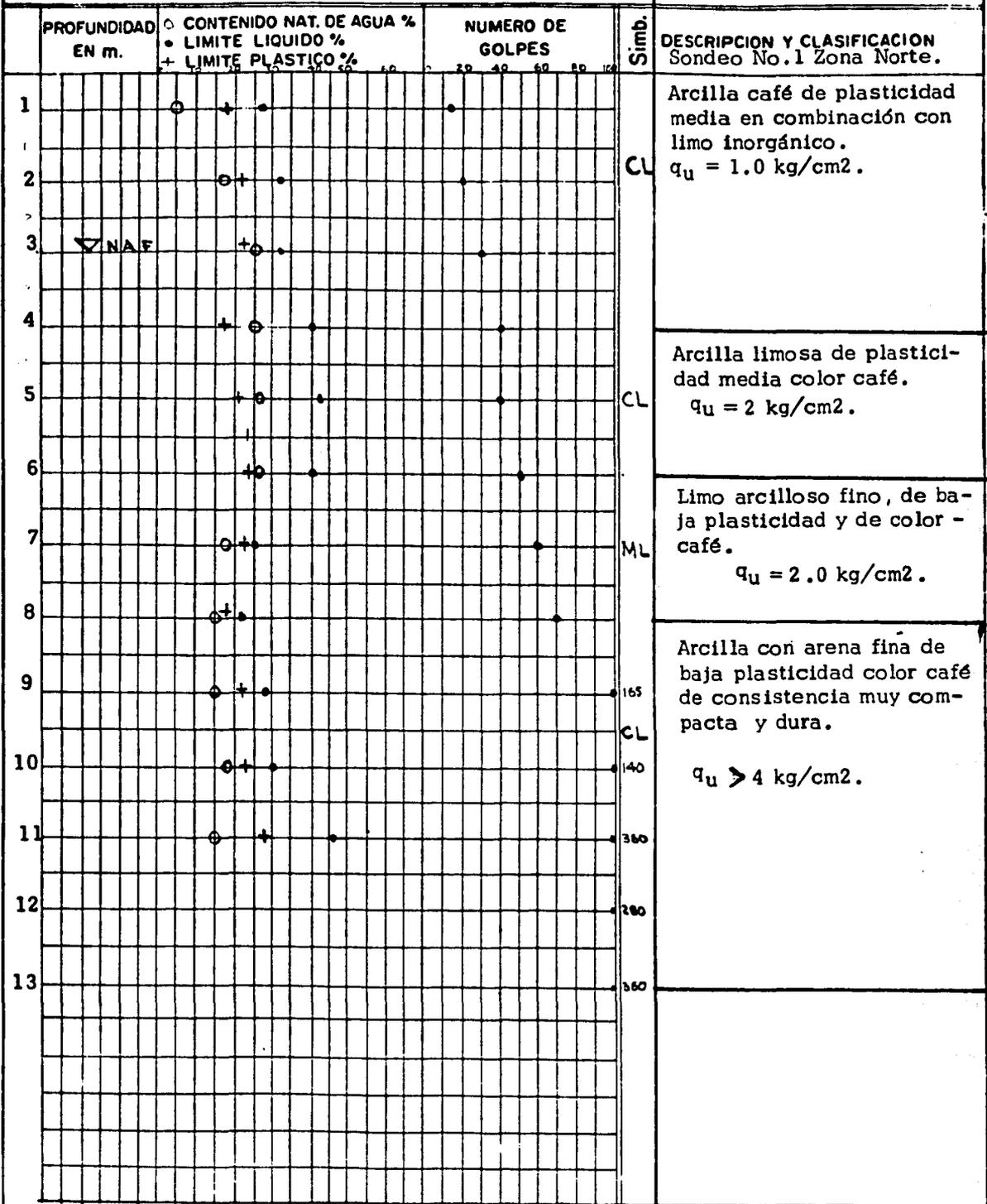
En la ciudad no todas las cimentaciones existentes son superficiales, por tal motivo, es conveniente hacer una recopilación de las fórmulas más so-
corridas para el diseño de éstas en el apéndice 9, se contemplan.

Para tener una idea objetiva del subsuelo de Guasave y así poder ci-
mentar adecuada y económicamente, se procedió a realizar muestreos represen-
tativos a fin de obtener una distribución que abarcara todos los puntos cardina-
les y así poder referir características del lugar a zonas específicas de la ciu-
dad. Además se refiere también a la zona central en el presente estudio.

Zona Norte.- Se efectuaron dos estudios, uno en terrenos ejidales don-
de existen estructuras como son almacenes de depósito, silos y fábricas. El-
otro cercano al parque de Base-Ball que también es una estructura de importan-
cia.

En el primer estudio que a continuación se describe se obtuvieron las -
características de consistencia, plasticidad y capacidad de carga no confina-
da, así como la resistencia a la penetración estandar. Las muestras se toma-
ron con muestreador tipo estandar. En tramos alternados se obtuvieron mues-
tras inalteradas con tubo shelby de pared delgada de 4" de diámetro.

ZONA NORTE



ARCILLA ARENA

q_u = Resistencia a la compresión no confinada.

En el segundo estudio también se obtuvieron las características - de consistencia, plasticidad, resistencia a la compresión no confinada, - consolidación bajo carga y resistencia a la penetración estandar. Se hicieron 2 sondeos (15 m), de los cuales los resultados tabulados se anotan y 2 pozos a cielo abierto que también se incluyen.

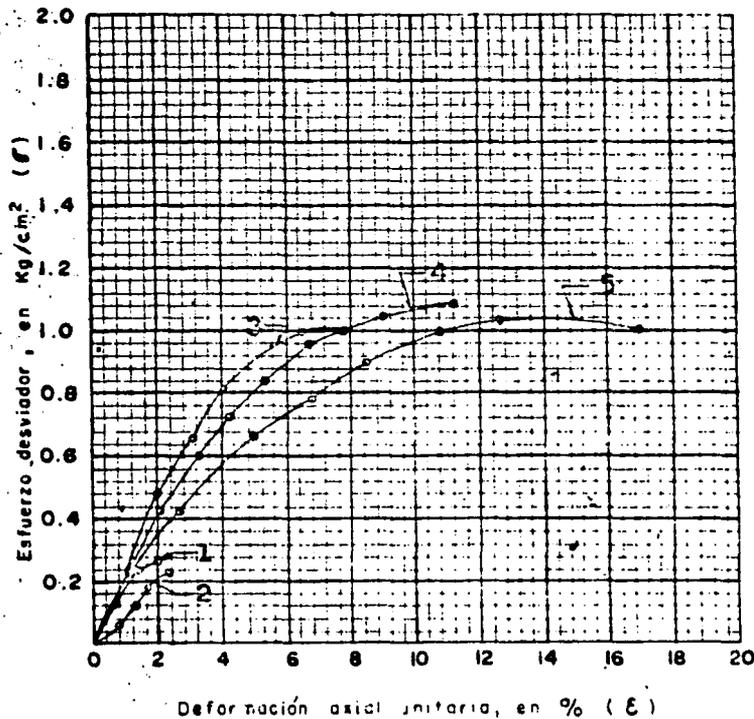
SONDEO Núm. 1.
PENETRACION ESTANDAR
LOCALIZACION. N.A.F. = 1.5 m

PROFUNDIDAD EN m.	CONTENIDO NAT. DE AGUA %		NUMERO DE GOLPES	Simb.	DESCRIPCION Y CLASIFICACION
	○ LIMITE LIQUIDO %	+ LIMITE PLASTICO %			
1				CL	Arcilla limosa, ligeramente café, de mediana consistencia. $q_u = 0.4 \text{ kg/cm}^2$.
2					Arcilla limosa, con poca arena fina, café oscuro. Consistencia media a firme. $q_u = 0.7 \text{ kg/cm}^2$.
3				ML	Limo arcilloso con arena fina y mediana. $q_u = 0.9 \text{ kg/cm}^2$.
4					Arena fina y mediana limoarcillosa café. $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
5				ML	Arena fina y mediana, limoarcillosa café. Mediana -- compacidad, también arcilla con arena fina. $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$.
6					Arcilla limosa con arena fina y mediana, gravilla en la -- parte superior. $q_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$.
7				CL	Arcilla con arena fina, ligeramente limosa, consistencia firme a dura. $q_u = 2.5 \text{ kg/cm}^2$.
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					

ARCILLA ARENA

Sondeo SC-1

PROBETA	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA	MODULO DE DEF. SECANTE
No.	Prof. m	e_n	W_n %	S_e	G, %	γ_n Kg/m ³	σ_{max} kg/cm ²	ϵ_r %	E_{so} kg/cm ²
1	1.85	0.95	29.3	2.77	85.6	1838	0.27	0.14	2.1
2	1.85	0.96	31.1	2.74	88.4	1829	0.23	0.12	2.3
3	3.50	0.88	30.9	2.71	95.5	1892	1.00	0.50	6.5
4	4.50	0.71	24.9	2.74	95.9	2000	1.09	0.55	11.3
5	4.50	0.71	25.7	2.74	98.4	2008	1.04	0.52	13.6

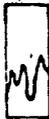


FALLA

①



②



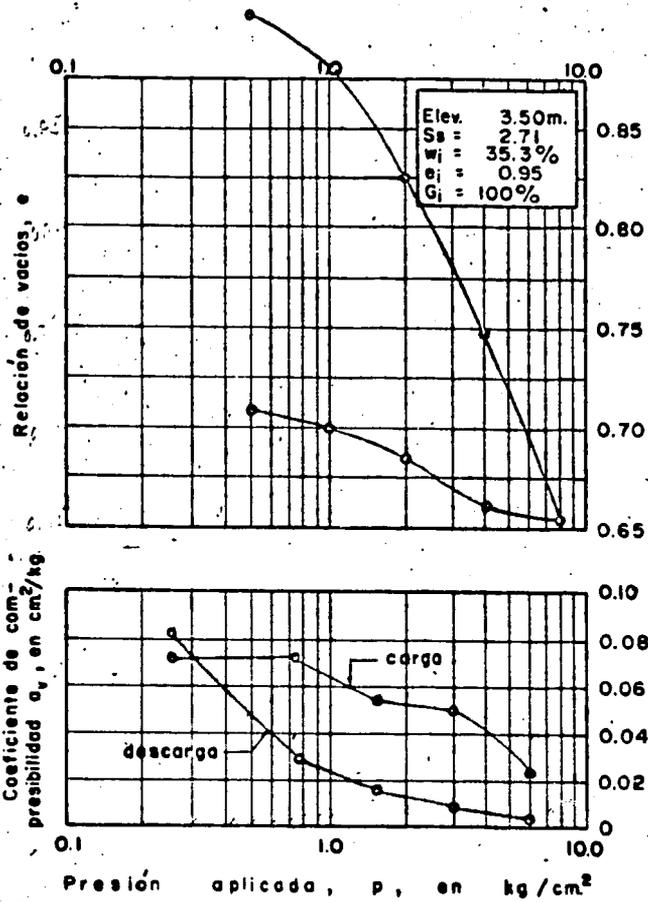
③



④



PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA



CONSOLIDACION

CURVAS $e - \log p$ y $a_v - \log p$

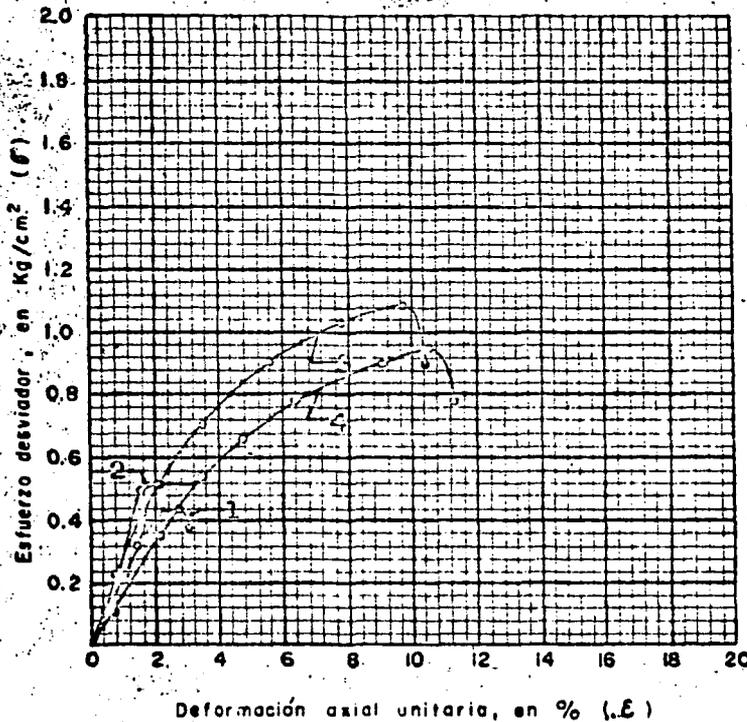
SONDEO 2.

Penetración Estandar.
Localización (Ver Fig.)
N.A.F. - 1.40 m.

PROFUNDIDAD EN m.	CONTENIDO NAT. DE AGUA %		NUMERO DE GOLPES	Simb.	DESCRIPCION Y CLASIFICACION
	○ LIMITE LIQUIDO %	+ LIMITE PLASTICO %			
1	○ 45	+ 25	10	CL	Arcilla limosa con raicillas de consistencia suave, café claro. $q_u = 0.6 \text{ kg/cm}^2$.
2	○ 40	+ 20	10	CL	Arcilla con arena fina. Mediana consistencia. $q_u = 0.7 \text{ kg/cm}^2$.
3	○ 40	+ 20	10	CL	
4	○ 40	+ 20	10	CL	
5	○ 40	+ 20	10	CL	Arena fina y mediana con grupos duros de limo y arcilla. $q_u = 2.7 \text{ kg/cm}^2$.
6	○ 40	+ 20	10	CL	
7	○ 40	+ 20	10	ML	
8	○ 40	+ 20	10	ML	
9	○ 40	+ 20	10	ML	
10	○ 40	+ 20	10	CL	Arcilla con arena fina. $q_u = 1.6 \text{ kg/cm}^2$.
11	○ 40	+ 20	10	CL	
12	○ 40	+ 20	10	CL	
13	○ 40	+ 20	10	CL	No se recuperó muestra.
14	○ 40	+ 20	10	SW	Arena bien graduada con grupos duros de arcilla. $q_u = 2.5 \text{ kg/cm}^2$.
15	○ 40	+ 20	10	CL	Arcilla con arena fina muy firme. $q_u = 3.0 \text{ kg/cm}^2$.

ARCILLA ARENA

PROBETA	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA	MODULO DE DEF. SECANTE
No.	Prof. m.	e_n	W_n , %	S_n	γ_n Kg/cm ³	$\sigma_{m\acute{o}x}$ kg/cm ²	c_u kg/cm ²	ϵ_r , %	E_{50} kg/cm ²
1	1.80	0.89	29.8	2.77	92.8	1900	0.44	0.22	2.8
2	1.80	0.83	29.1	2.68	94.5	1895	0.51	0.26	2.1
3	3.80	0.71	—	2.74	—	2010	1.09	0.55	9.7
4	3.80	0.75	26.2	2.78	97.5	2000	0.94	0.47	10.5

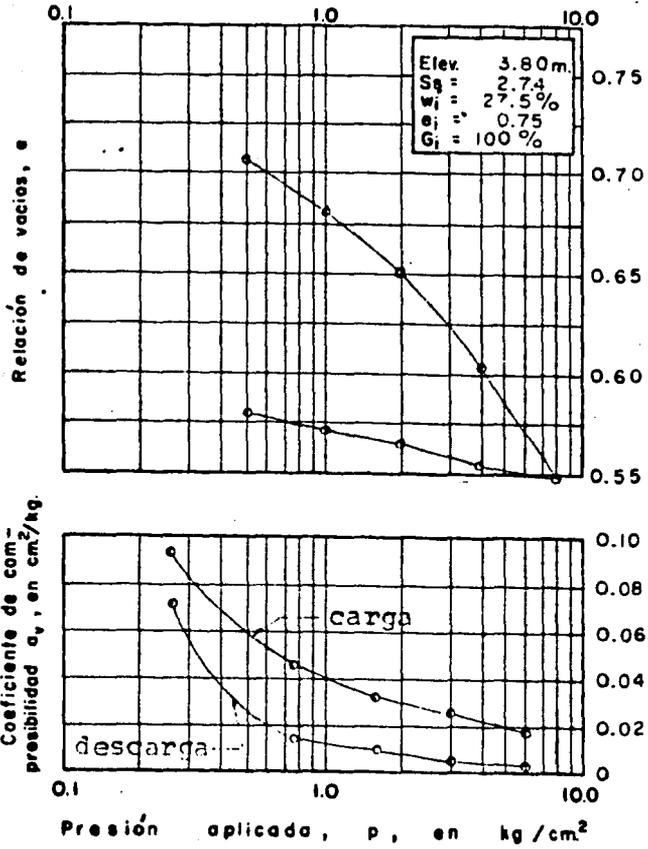


FALLA



PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA

Sondeo SC-2



CONSOLIDACION
 CURVAS $e - \log p$ y $a_v - \log p$

Zona Sur. - Se hicieron cuatro sondeos a cielo abierto a diferentes profundidades y en diferentes puntos; a continuación se muestran tabulados los resultados de granulometría, humedad de campo, límites de plasticidad, peso volumétrico, valor relativo soporte y expansión.

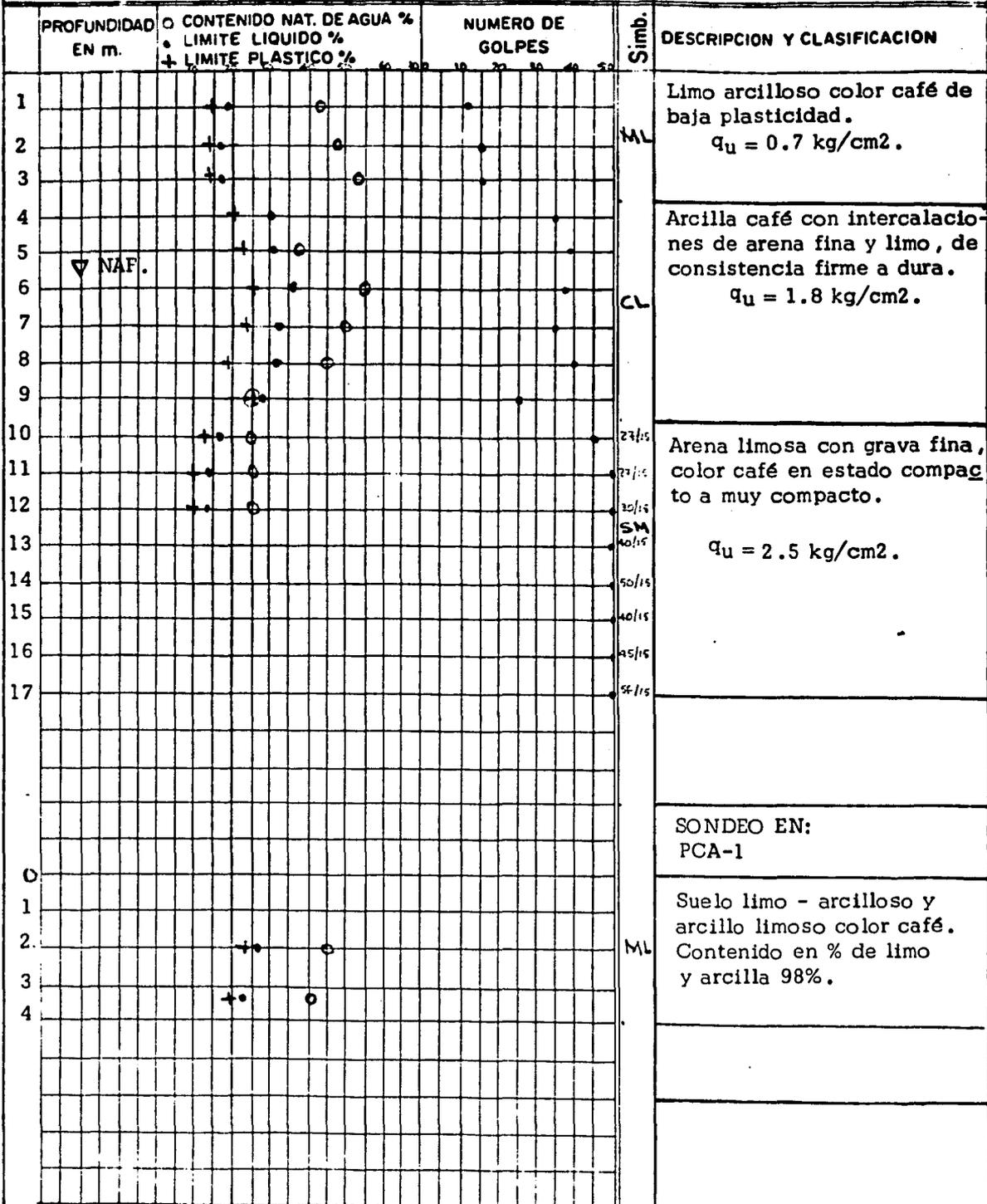
IDENTIFICACION	PROF. (m)	% QUE PASA LA MALLA	4	40	200	HUMEDAD DE CAMPO	
							OPTIMA
PCA - 1	2.20		100	98	94	27	25
PCA - 2	1.75		100	98	94	32	25.5
PCA - 3	1.80		100	99	95	27	18.2
PCA - 4	2.00		100	99	96	28	17.5

LIMITES DE PLASTICIDAD			P.V.S. (Kg/m ³)	HUMEDAD DE PRUEBA (SATURADA)			
LL	LP	IP		CONTRACCION LINEAL	NATURAL	MAXIMO	VALOR SOPORTE %
33	15	18	6.7	1025	1540	5.9	4.95
38	22	16	5.9	1040	1545	5.9	5.18
34	18	16	6.2	1040	1690	16.2	5.12
36	22	14	5.5	1010	1710	17.7	4.89

NOTA: Vaciando los datos en la carta de plasticidad, el suelo en estudio queda comprendido en el grupo "CL" (arcillas de baja plasticidad). El nivel de aguas freáticas se localizó a 6.00 m de profundidad.

Zona Oriente.- Se estudió la parte cercana a la ribera del río Sinaloa, pero dentro de la zona construida y se determinó (en base a 2 sondeos (17 y 16 m) y 3 pozos a cielo abierto de profundidades 4 m y 3 m) respectivamente, sus características y los resultados obtenidos se muestran en las tablas siguientes:

ZONA ORIENTE
S-1 NAF - 5.5 m.



▽ NAF.

SONDEO EN:
PCA-1

27/15 golpes/cm
Prof.
ademada.

ARCILLA ARENA

POZO PCA-1
 Muestra No. 1
 Elevación.- 2.10

PROBETA	PRE- SION. kg/cm. ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL. %
		W _i	e _i	G _i	ε _{nat}	W _f	e _f	G _f	ε _{sat}	
		%	%	%	%	%	%	%	%	
1	0.25	21.9	1.17	49.5	1.5	37.7	1.17	88.8	2.1	0.6
2	0.50	23.0	1.28	47.4	1.9	40.5	1.13	94.6	6.6	4.7
3	1.00	23.4	1.26	49.2	2.3	36.7	0.96	100.0	13.1	10.8

(+) Compresión ; (-) expansión

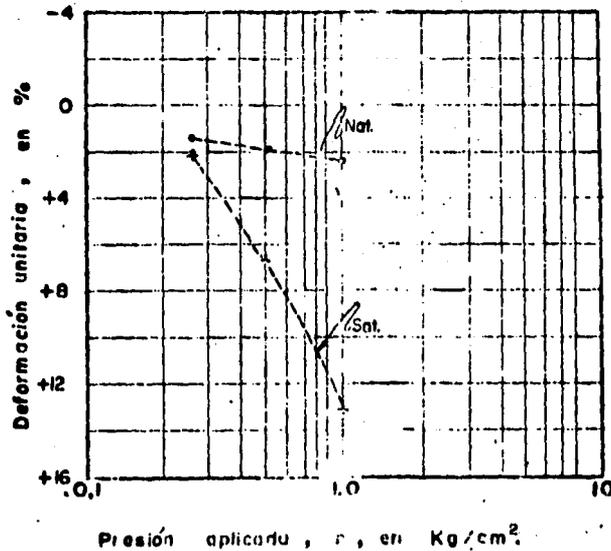
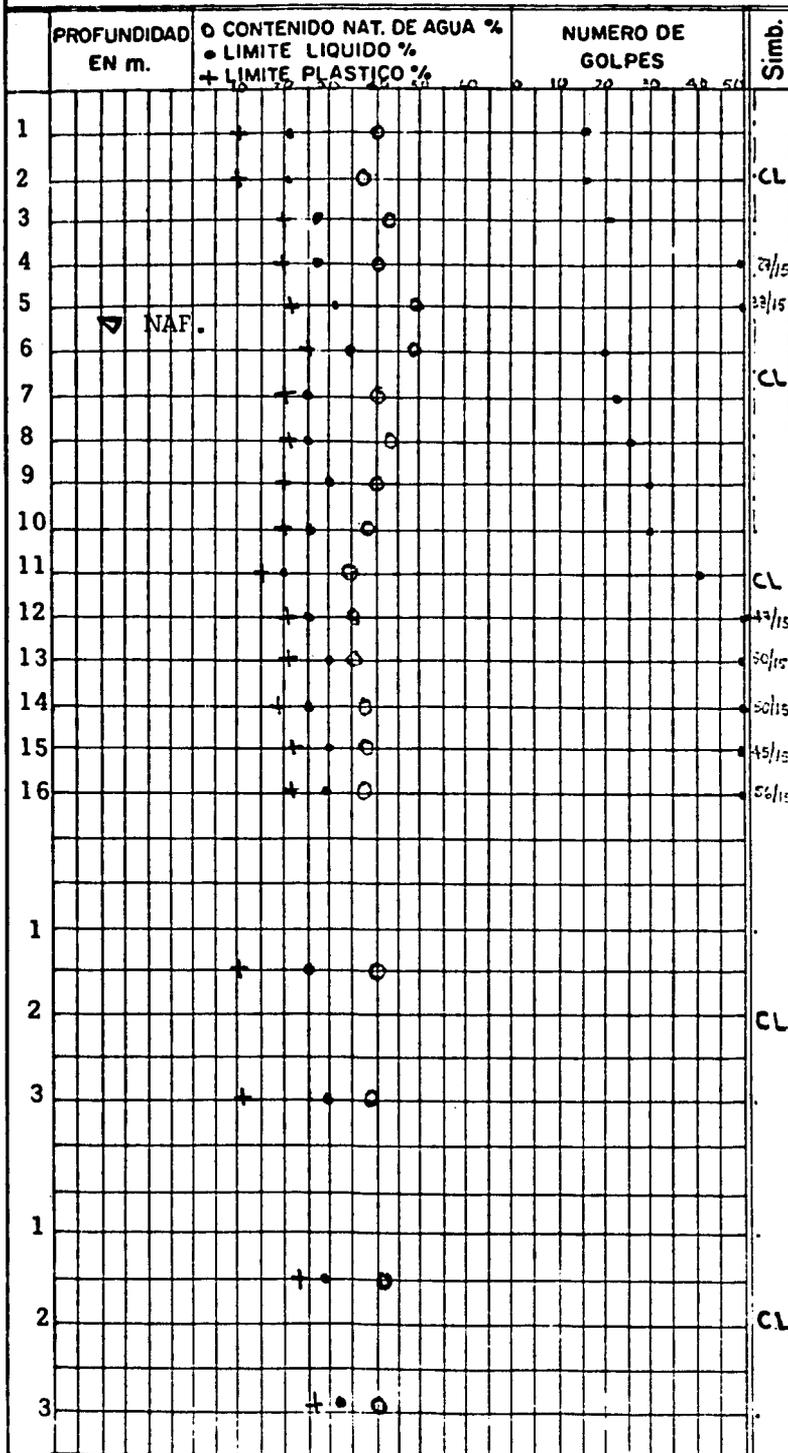


FIG.10 ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

ZONA ORIENTE
S-2 NAF - 5.5 m.



DESCRIPCION Y CLASIFICACION

Limo-arcilla y arcilla-limo color café.
 $q_u = 0.7 \text{ kg/cm}^2$.

Arcilla café con intercalaciones de arena fina y limo, de consistencia firme a dura.

$q_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$.

Arena-limo con grava fina, de color café y en estado compacto a muy compacto.

$q_u = 2.5 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO EN:
PCA-2

Suelo limo-arcilloso y arcillo-limoso de color café.
Densidad = 2.63
Contenido en % = 92%.

SONDEO EN:
PCA-3

Suelo limo-arcilloso y arcillo-limoso de color café.
Densidad = 2.63
Contenido en % de limo y arcilla = 99%.

27/15 golpes/cm.

ARCILLA ARENA Prof. Ademada

POZO PCA-2
 Muestra No. 1
 Elevación.- 1.60

PROBETA	PRE- SION. Kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %
		w_i	G_i	G_i	ϵ_{nat}	w_f	e_f	G_f	ϵ_{sat}	
		%	%	%	%	%	%	%	%	
1	0.25	12.8	1.14	29.8	1.3	39.5	1.11	94	1.2	-0.1
2	0.50	13.4	1.20	29.5	3.3	38.9	1.04	99	7.3	+4.0
3	1.00	14.6	1.26	30.6	1.5	34.5	0.91	100	15.6	+14.1

(+) Compresión ; (-) Expansión

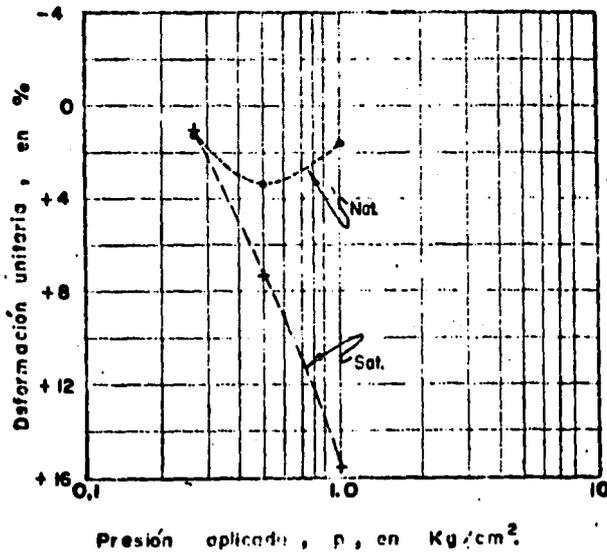


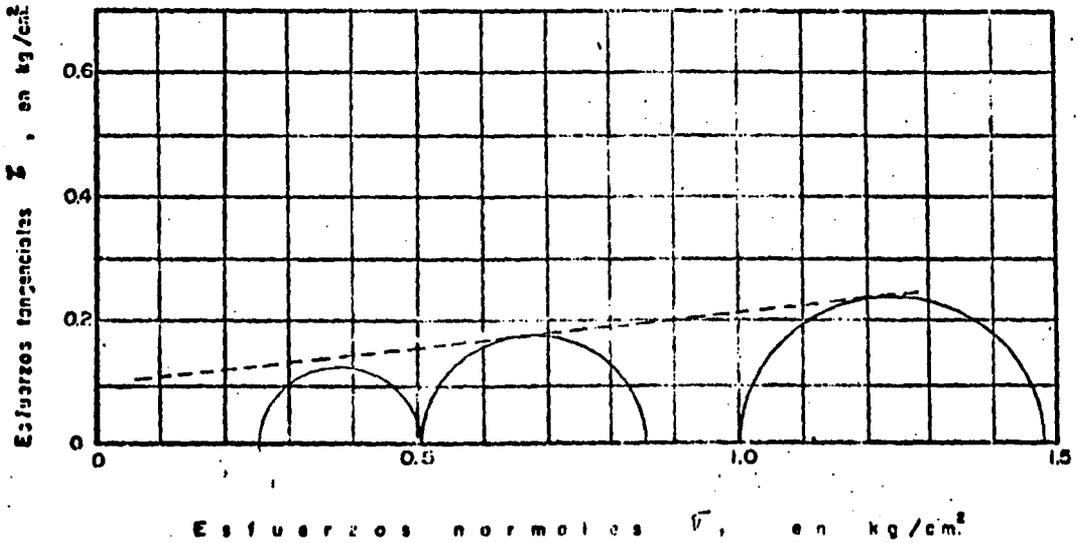
FIG. II ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

**PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL
NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (Q)**

SONDEO : PCA-2
 MUESTRA : 1
 PROFUNDIDAD : 1.60

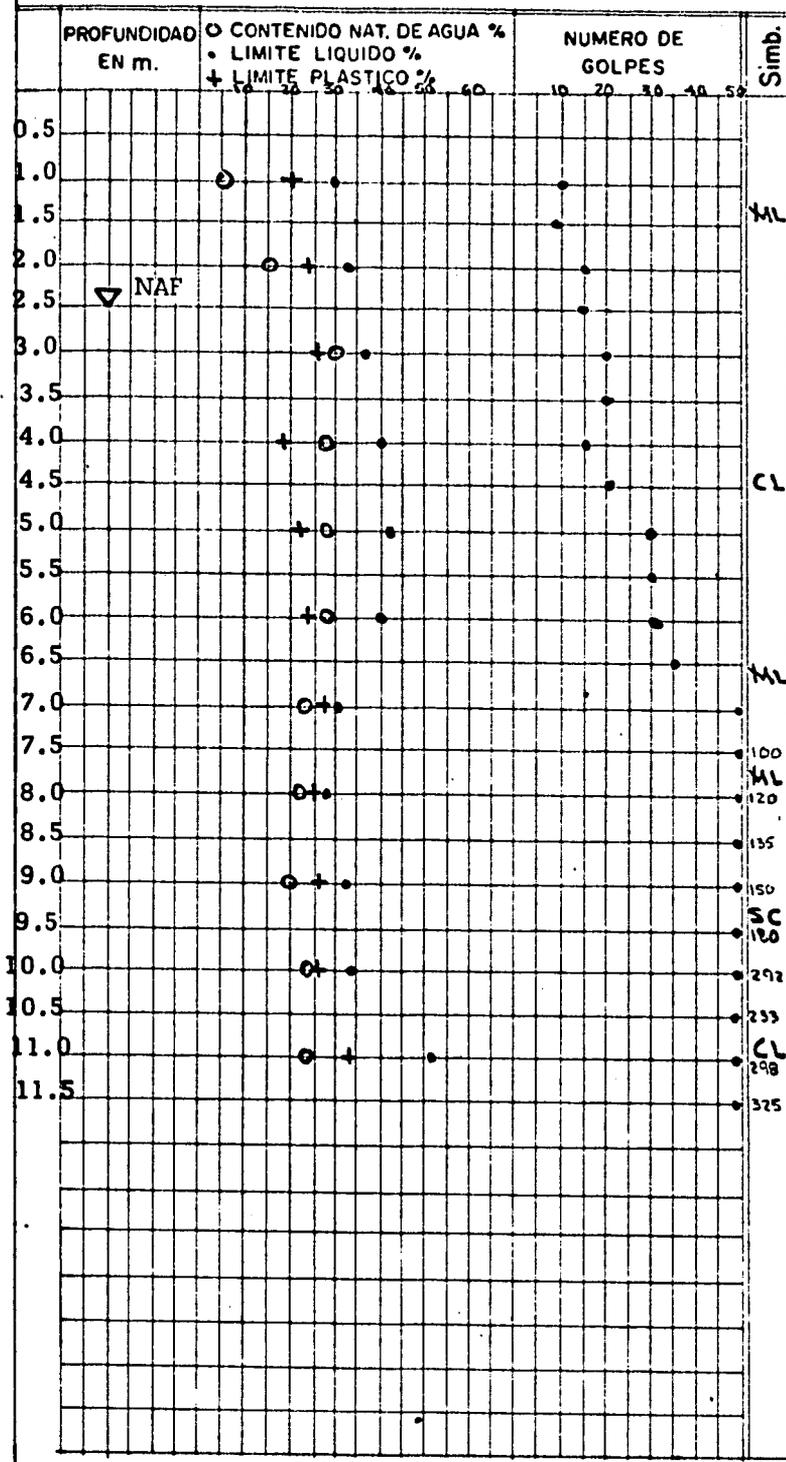
PROBETA	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_1$ kg/cm ²	f_r %	E_{50} kg/cm ²	s_s	e_i	w_i %	G_i %	G_f %
1	0.25	0.51			2.65	1.22	12.9	28.0	78.6
2	0.50	0.85			2.65	1.15	12.5	28.8	80.0
3	1.00	1.48			2.65	1.09	12.4	30.1	82.2

DIAGRAMA DE MOHR



Zona Poniente.- Se realizó un sondeo a 11.5 m de profundidad utilizando un muestreador de pared delgada tipo shelby; se anexan los resultados del estudio:

ZONA PONIENTE
N.A.F. 2.50 m.



Limo - arcilloso inorgánico café, plasticidad de media a baja.
 $q_u = 0.6 \text{ kg/cm}^2$.

Arcilla limosa inorgánica café de baja plasticidad.
 $q_u = 1.2 \text{ kg/cm}^2$.

Limo arcilloso café de baja plasticidad.
 $q_u = 1.8 \text{ kg/cm}^2$.

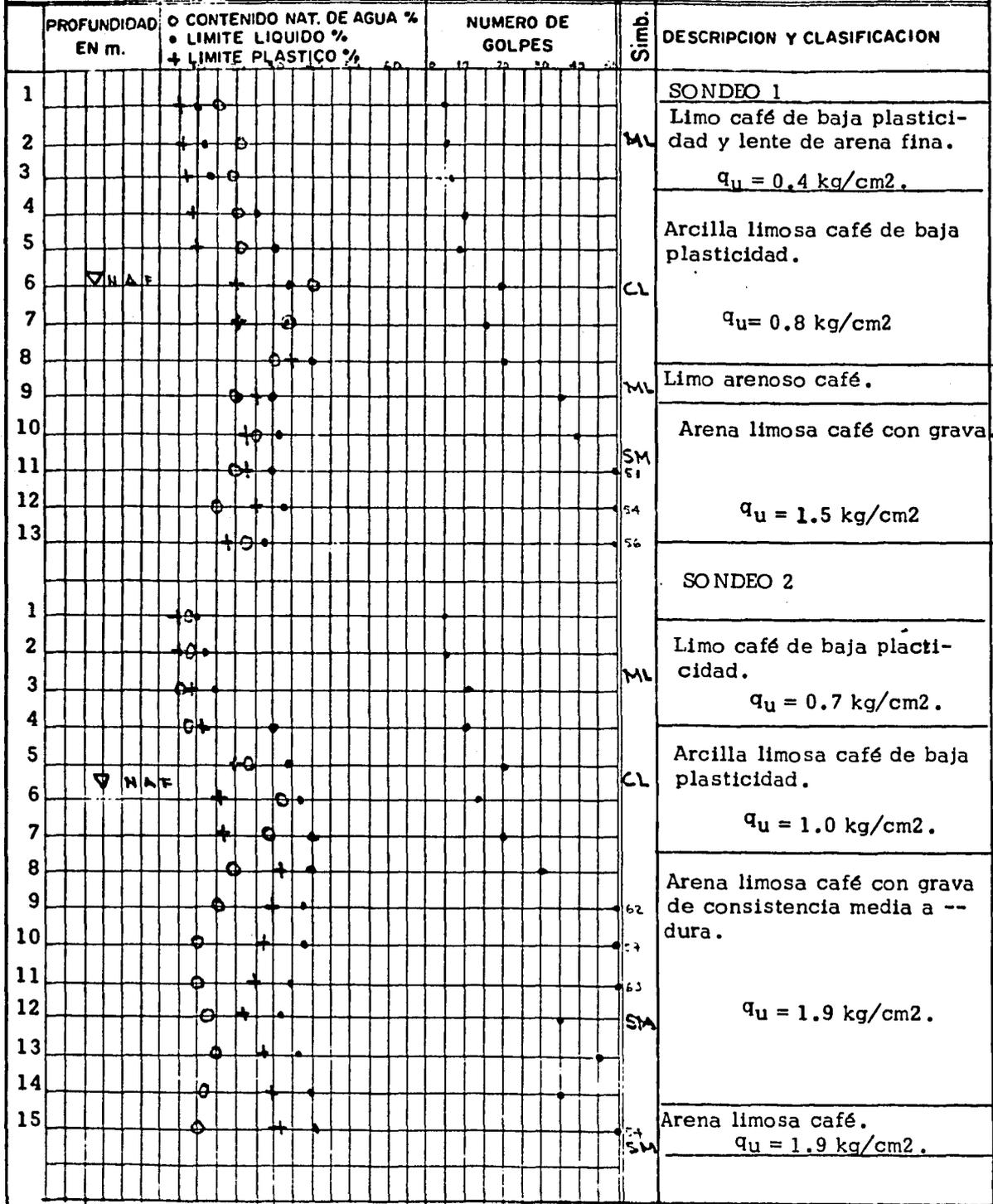
Arena limosa inorgánica café compacta y firme.
 $q_u = 3.4 \text{ kg/cm}^2$.

Arena fina y mediana café con gravilla compacta y firme.
 $q_u = 3.8 \text{ kg/cm}^2$.

Arcilla con arena fina y grava, compacta y muy firme.
 $q_u > 4 \text{ kg/cm}^2$.

Zona Central.- Se efectuaron 2 sondeos a profundidades de 13 y 15 m.respectivamente utilizando el muestreador estandar, para estimar la compactación o consistencia, en seguida se describen los resultados:

ZONA CENTRAL
N.A.F. 6.00 m. y 5.50 m.



ARCILLA ARENA

IV CONCLUSIONES

Al terminar el presente trabajo se distinguen detalles importantes que pueden ser útiles para el análisis y diagnóstico general, pudiéndose llegar a conclusiones interesantes:

Con respecto a la geología regional esta bien definida. La sismicidad local corresponde como se dijo a la macrozona de baja sismicidad y por lo tanto pasa a formar un problema de segundo orden. El clima es favorable a la agricultura al contar con un basto sistema de riego.

La ciudad es joven y con gran potencial económico como toda ciudad del valle. Las construcciones constantemente mejoran al hacerlo la economía de sus habitantes; en la mayoría son casas de un nivel, pocas de 2 niveles y escasas construcciones mayores de 2 niveles. Es evidente que la capacidad soporte del subsuelo es suficiente para las edificaciones existentes, las profundidades de desplante varían por lo general entre 0.50 a 1.20 m en estructuras ligeras y de 1.60 a 3.00 m en el caso de las importantes. La capa superficial en la ciudad tiene expansión y por ser un material muy fino debe desalojarse.

Existen 2 tipos de cimentaciones primordialmente, superficiales con zapatas corridas de mampostería de sección trapezoidal o rectangular (ciclópeo). - Del tipo profundo, con zapatas aisladas rigidizadas a la estructura con trabes de liga; pilas de concreto y losas de cimentación.

La estratigrafía de los suelos de depósito de Guasave estudiada en diferentes lugares da una clara imagen de ella pudiéndose hacer una zonificación que a continuación se tratará:

ZONA NORTE.

En el primer estudio se observa que el contenido de humedad del suelo a la profundidad de 3 m está muy cercana a la del límite líquido, determinado de la muestra a esa profundidad, esto se debe a que el nivel freático se localiza ahí; además se trata de un estrato arcilloso blando, ya que se necesitan de 10 a 15 golpes para hincar el muestreador estandar 30 cm. A medida que la profundidad del sondeo aumenta, lo hace la resistencia del suelo a la penetración que va de un kg/cm² a valores mayores de 4 kg/cm².

Se podrán cimentar estructuras ligeras en el primer estrato, tomando una resistencia de trabajo que no exceda del 50% de la capacidad de carga q_u . Es de tomarse en cuenta el valor expansivo del material para elegir el tipo de cimentación, por lo que respecta a los estratos inferiores se podrán cimentar -- estructuras pesadas. En el estudio segundo se encontró el nivel freático a -- 1.5 m, las resistencias q_u variaron de 0.4 a 2.7 kg/cm², pero existió en el sondeo 2, incremento de resistencia máxima (2.7 kg/cm²) en el estrato 5.5 - -9.5 m, bajando a 1.6 en el siguiente y aumentando hasta llegar a 3.0 kg/cm² al final del sondeo. El otro (S-1) su comportamiento es de resistencia progresiva que va desde 0.6 a 2.5 kg/cm².

Por lo que se aprecia, resulta un poco mejor el suelo, el de los terrenos- ejidales y es por eso que ahí se localiza la zona industrial.

ZONA SUR.

Se observa al comparar la humedad del material in-situ con el límite líqui do, el estrato a esa profundidad es consistente siendo arcilla de baja plasticidad. El valor soporte varía de 5.9 a 17.7%, se explica porque el origen es --

sedimentario y en algunas zonas se encuentran lentes de arcilla - arena fina, que mejora a la capacidad de carga. Los valores de expansión expresados en por ciento, son altos, se observa que debido a ellos aparecen grietas y fisuras en el pavimento, banquetas y en algunas estructuras ligeras.

Por no tener tendencia de crecimiento hacia esta zona, no se realizaron sondeos profundos.

ZONA ORIENTE.

Se concluye que superficialmente y hasta -3.6 m se encuentran suelos -- limo arcillosos pertenecientes al grupo CL-ML de resistencia a la penetración media y baja, susceptibles a colapso bajo saturación. Además el valor de -- q_u es 0.7 kg/cm². De 3.6 a 9.5 se encontró arcilla, arena fina y limo de consistencias firmes a duras, el valor q_u es de 1.8 kg/cm².

A profundidad mayor y hasta 17 m se encontró un estrato de depósitos -- sedimentarios de arenas limosas, con poca grava cementada color café en estado compacto a muy compacto; q_u varió de 1.8 a 2.5 kg/cm². El nivel freático se detectó a - 5.5 m.

En los pozos a cielo abierto se fabricaron muestras cúbicas inalteradas y se vió que el contenido natural de agua resultó ser más elevado que el límite líquido, en los ensayos de saturación bajo carga a valores cercanos a 1 kg/cm² la deformación es muy grande en relación a la natural, de donde el riesgo de colapso.

ZONA PONIENTE.

Se puede considerar que un estudio es representativo del estado general de la zona; el nivel freático se localizó a -2.50 m. El contenido de humedad

natural del suelo alcanzó valores cercanos al límite líquido y como consecuencia el valor en el primer estrato de q_u fué 0.6 kg/cm²; con alto valor expansivo de -3.00 a -6.00 m. La baja plasticidad hizo valer a q_u , 1.2 kg/cm² de 6 a 7 subió a 1.8 kg/cm² y alcanzando a - 11.5 m q_u un valor 4 kg/cm² existiendo arcilla con arena fina y grava cementada compacta y muy firme.

ZONA CENTRAL.

La estratigrafía puede considerarse uniforme, encontrándose el nivel freático a - 5.50 m. El primer estrato consiste en limo café de baja plasticidad y $q_u = 0.4$ kg/cm², el segundo con contenido de humedad natural cercana al límite líquido pero tratándose de arcilla limosa de baja plasticidad; la resistencia mejora ligeramente hasta -8.00 m. De ahí en adelante mejora y alcanza - valores del orden de 2.0 kg/cm², encontrándose limos, arenas y gravas de - consistencia media a dura.

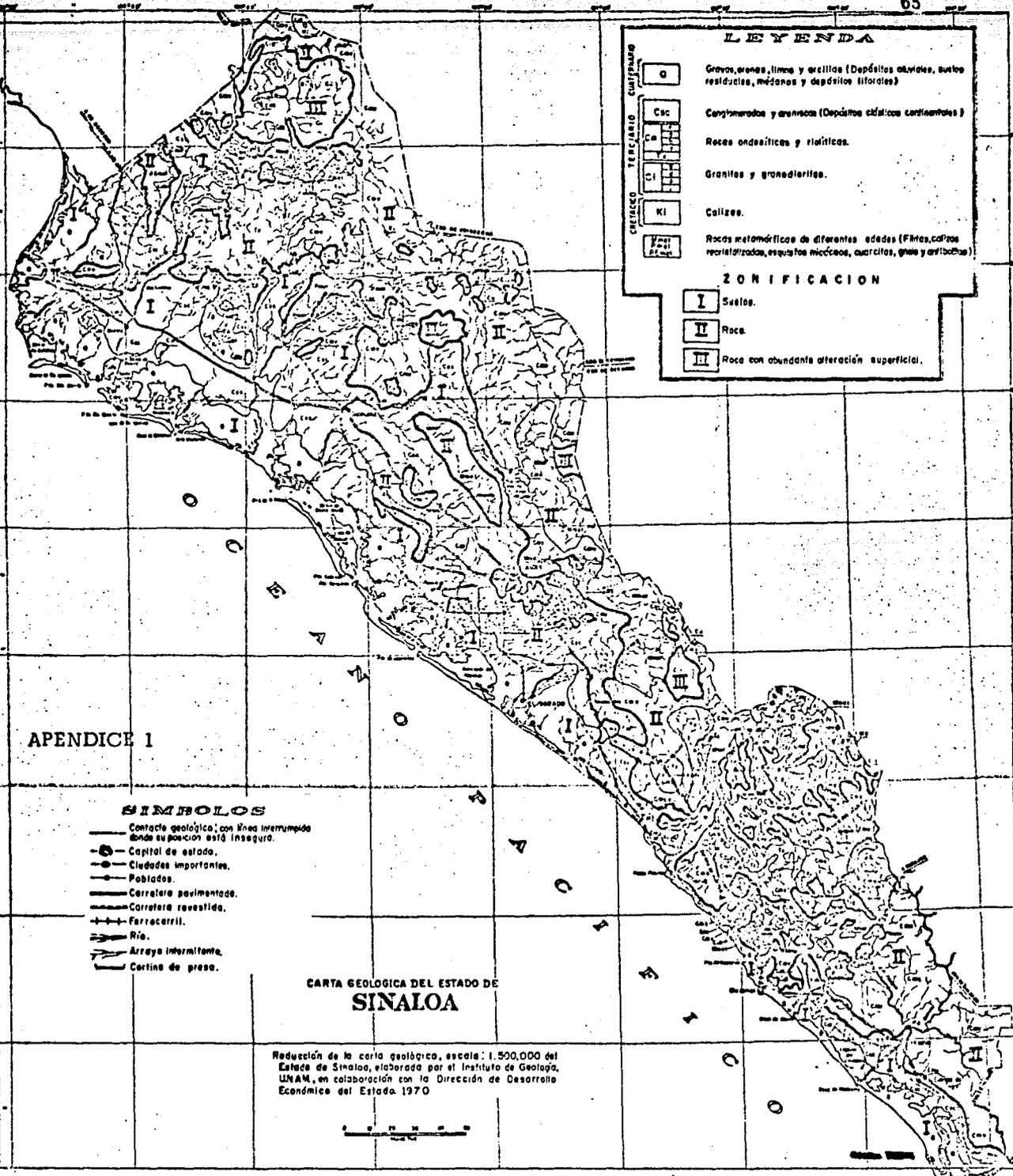
En general el primer estrato en todas las zonas es susceptible de colapso bajo saturación y se recomienda no construir estructuras pesadas con cimentaciones convencionales por no ser un suelo con suficiente capacidad de carga para garantizar estabilidad.

Por contar con poca superficie legal la ciudad, en el futuro tendrá que -- contemplarse la posibilidad de construir verticalmente y en zonas de inundación, lo que representa estudios de cimentaciones completos para elegir la -- mas ventajosa. Además se tendrá que pensar en controlar parte del gasto del arroyo Ocoroni y así incrementar el desarrollo regional, teniendo una nueva -- zona de construcción que no se inunde en tiempo de crecientes.

APENDICES**CARTA GEOLOGICA****CARTA SISMICA****ARCILLAS, LIMOS Y ARENAS.****LIMITES DE ATTERBERG.****SUCS (VERSION SOP)****CRITERIOS DE IDENTIFICACION DE LOS SUELOS****EN EL LABORATORIO.****RELACIONES VOLUMETRICOS Y GRANULOMETRICOS****PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EN FORMA PARTICULAR,****CARACTERISTICAS Y PRUEBAS DE LABORATORIO MAS COMUNES****CIMENTACIONES.**

**A PARTIR DE
ESTA PAGINA**

**FALLA
DE
ORIGEN**



LEYENDA

CUATERNARIO

- Gravas, arenas, limas y arcillas (Depósitos aluviales, suelos residuales, médanos y depósitos litorales)

TERCIARIO

- Csc Conglomerados y areniscas (Depósitos clásticos continentales)
- Ca Rocas andesíticas y riolíticas.
- Cl Granitos y granodioritas.
- KI Calizas.
- M Rocas metamórficas de diferentes edades (Filitas, calizas reemplazadas, esquists micáceos, cuarcitas, gneis y gneissoides)

ZONIFICACION

- I Suelos.
- II Roca.
- III Roca con abundante alteración superficial.

APENDICE 1

- SIMBOLOS**
- Contacto geológico, con línea interrumpida donde su posición está insegura.
 - Capital de estado.
 - Ciudades importantes.
 - Poblados.
 - Carretera pavimentada.
 - Carretera revestida.
 - Ferrocarril.
 - Río.
 - Arroyo intermitente.
 - Cortina de presa.

CARTA GEOLOGICA DEL ESTADO DE SINALOA

Reducción de la carta geológica, escala: 1:500,000 del Estado de Sinaloa, elaborada por el Instituto de Geología, UNAM, en colaboración con la Dirección de Desarrollo Económico del Estado 1970

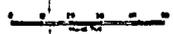


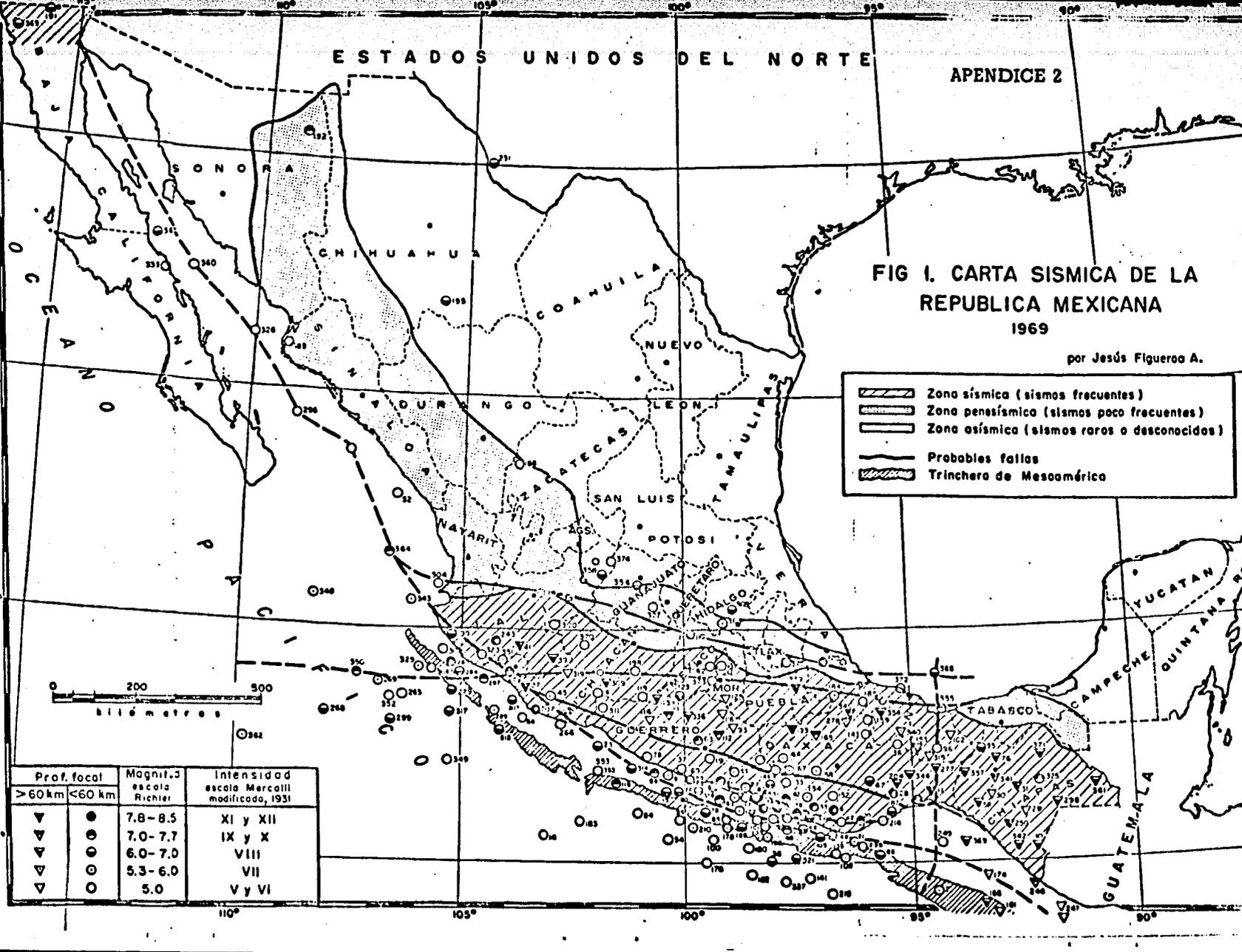
FIG 1. CARTA SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA 1969

por Jesús Figueroa A.

-  Zona sísmica (sismos frecuentes)
-  Zona penesísmica (sismos poco frecuentes)
-  Zona osísmica (sismos raros o desconocidos)
-  Probables fallas
-  Trinchera de Mesomérica



Prof. focal		Magnit. 3 escala Richier	Intensidad escala Mercalli modificado, 1931
>60 km	<60 km		
▼	●	7.8-8.5	XI y XII
▼▼	●●	7.0-7.7	IX y X
▼▼▼	●●●	6.0-7.0	VIII
▼▼▼▼	●●●●	5.3-6.0	VII
▼▼▼▼▼	●●●●●	5.0	V y VI



APENDICE 3:

Los minerales de arcilla son en esencia silicatos hídricos de aluminio y ocasionalmente, silicatos de magnesio o hierro. Son estructuras cristalinas salvo raras excepciones y en la práctica ingenieril es frecuente describirlas como compuestos de partículas coloidales, cuya estructura puede ser en forma de láminas o copos como ocurre en todas las sustancias cristalinas, los átomos de los copos aparecen ordenados en unidades y en este caso de láminas. En los minerales de las arcillas, las láminas pueden ser de dos tipos sílice y alúmina y su estructura enrejada de los minerales constituyen la base esencial de su clasificación; en tres grupos principales, las Caolinitas, las Montmorillonitas y las Illitas o Hidromicas (así nombradas por tener una semejanza estructural con las micas).

El ingeniero proyectista y constructor debe ponerse a la expectativa siempre que se encuentre arcillas en un terreno destinado a recibir una estructura, pues la experiencia ha demostrado que, en algunas circunstancias, acontecen fenómenos "imprevisibles". La investigación de algunos minerales iniciada por los años treinta, ha suministrado pruebas de que se podría haber hecho alguna predicción acerca de las propiedades de las arcillas en beneficio de los proyectos. La identificación completa de los minerales tal como requiere los trabajos ingenieriles, exige el empleo de métodos analíticos. Es importante anotar que raras veces las arcillas se encuentran en estado puro, por lo general existe la presencia de más de un tipo, tanto el porcentaje como el tamaño intervendrán en la determinación de las caracte-

rísticas finales del material compuesto; las caolinitas están constituidas todas las pertenecientes a este grupo por una lámina de sílice tetraédrica y una lámina de alúmina octaédrica, combinación que se repite indefinidamente dentro de su estructura. Son arcillas muy estables a causa de sus características inexpandibles, ya que impide la introducción de agua entre sus partículas, ocasionando que todo efecto desestabilizador queda reducido y cuando están húmedas son moderadamente plásticas. Su coeficiente de fricción interna es mayor al de cualquier mineral arcilloso.

Las montmorillonitas se componen de una lámina de alúmina y dos de sílice, al no existir una ligación entre sus láminas en presencia de agua - sus moléculas son atraídas y se insertan entre ellas causando el fenómeno de hinchamiento o expansión. Al saturarse y desecarse sufre contracciones lineales acusando agrietamientos apreciables, ver foto.



Si se apoya en ellas estructuras pesadas pueden experimentar hufamientos y daños, sin hablar de los posibles fracasos sobre todo en pavimentos y losas de concreto que se coloquen directamente sobre estos terrenos y los taludes naturales como artificiales están sujetos a deslizamientos y fluencia en tiempo húmedo. Las bentonitas producto de cenizas volcánicas son un ejemplo claro por su capacidad de dilatación, sin embargo esta capacidad puede ser utilizada favorablemente en especial para impedir fugas en depósitos y canales.

Las illitas son arcilla con características semejantes a las montmorillonitas, salvo algunos cambios en su composición química. Cuando se examina al microscopio electrónico sus copos constituyentes forman por lo general agregados, esto impide una alteración al contener agua dentro de su estructura pero no deja de existir cambios volumétricos.

A continuación se muestran las densidades de las arcillas estudiadas:

Caolinitas	2.6 a 2.68
Montmorillonitas	2.2 a 2.7
Illitas.	2.64 a 3.0

De los valores anteriores puede deducirse que la densidad de los materiales arcillosos no es una característica que sirva para diferenciarlas.

Los limos son partículas finas de tamaño intermedio entre arcillas y arenas, en términos granulométricos generalmente pasan la malla número 200, cuando se encuentran en estado suelto pueden emerger del fondo de una excavación o perforación. Son suelos muy inestables y se confunden a veces con arenas fluidas - muy finas, pueden subdividirse en dos clases: limos inorgánicos y orgánicos.

Los primeros son suelos de grano fino con baja plasticidad producto de ---

la alteración de las rocas, llamándoseles por ello polvo de roca. En los tipos más plásticos contienen minerales cuya particularidad es la de tener una disgregación en forma de escamas y debido a su suave textura, son confundidos en ocasiones con arcillas, sin embargo la manera más fácil para diferenciarlos es efectuando el ensayo del sacudimiento.

Los segundos son suelos de grano fino de plasticidad media o alta, mezclados con partículas de materia orgánica, pudiendo ser estas de origen vegetal o animal. Los suelos que lo contienen varían su color de gris claro a gris oscuro, y con su olor característico son fácilmente reconocibles al descomponerse la materia orgánica que contienen.

Las arenas son suelos que granulométricamente se encuentran entre los que pasan la malla número 40 y se retienen en la número 100, por lo tanto, de diámetros mayores que limos y arcillas.

Dependiendo de su origen litológico y de su estado de meteorización son resistentes, y una de sus características es la compacidad relativa, relación entre relaciones de vacíos, otra es su ángulo de fricción interna y su resistencia al esfuerzo cortante.

APENDICE 4:

Según el contenido de agua en orden decreciente, los suelos susceptibles de ser plásticos pueden presentar los siguientes estados de consistencia:

Estado líquido: con las propiedades de una suspensión y con sus características.

Estado semifluido: con las propiedades de un fluido viscoso.

Estado plástico: en que el suelo sólo se comporta plásticamente, de acuerdo a la definición anteriormente mencionada.

Estado semi-sólido: en que el suelo sólo tiene apariencia de sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.

Estado sólido: en que el suelo no tiene cambios volumétricos aunque siga secando.

Las fronteras entre cada uno de estos estados, que en principio son difíciles de determinar con precisión, fueron estudiadas por Arthur Casagrande y dadas a conocer de la siguiente manera:

Estado líquido

"	-----	
	semifluido	
	-----	límite líquido
"	plástico	
	-----	límite plástico
"	semisólido	
	-----	límite de contracción
"	sólido.	

En la actualidad son usados otros parámetros:

El índice plástico, evidentemente mide el intervalo en el que el suelo se encuentra en estado plástico y sus parámetros son el límite líquido y el límite plástico.

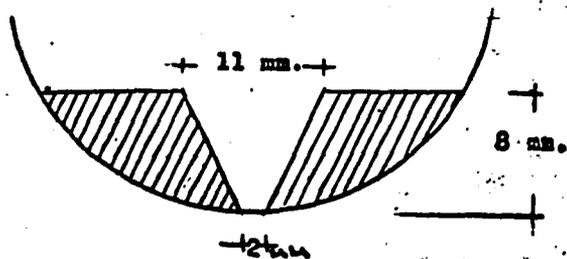
La actividad "A" de las arcillas, de la que Skempton dice que indica el tipo de arcilla que predomina en el suelo (estos tipos fueron estudiados con anterioridad). "A" alcanza valores en las caolinitas hasta de 0.38, en illitas 0.9 y a veces mayores que 7 en montmorillonitas; como puede verse el conocimiento de la actividad de las arcillas es de suma importancia. (Cuyo valor se obtiene de la ecuación siguiente)

$$"A" = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelos más finos que } 0.002 \text{ m}}$$

Obtención de los límites en el laboratorio:

Límite líquido (LL).- Remoldeando el material de suelo que pasa la malla número 40, colocarlo en una copa de Casagrande (Foto 1), para formar una ranura de las dimensiones especificadas en la Fig. 5. El contenido de agua con el que la ranura se cierra a los 25 golpes es el que se conoce como límite líquido; a mayor contenido de agua, un suelo cierra su ranura con menos golpes.

El contenido de agua en el límite líquido se obtiene cuando a los 25 golpes los labios de la ranura están en contacto en una longitud de 10 mm.



Límite plástico (LP).- Se hace rolar entre las palmas de la mano, sobre un papel secante o un vidrio, un cilindrito de material de suelo hasta que se agriete y desmorone; se encuentra en el límite si lo anterior pasa precisamente cuando tiene 3 mm de diámetro. Foto .



Límite de contracción (LC).- Teniendo en cuenta que la mayoría de los suelos no presentan prácticamente disminución de volumen durante el proceso de secado abajo de este límite, se seca la muestra totalmente y el contenido de agua que llenaba los vacíos será el límite buscado.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
(VERSION 8.0P)

CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO

GRUPO	DESCRIPCION	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL LABORATORIO
GW	GRAVAS	SEPARAR LAS GRAVAS DE LA FRACCION PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLA POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
GP	GRAVAS	NO PASAR POR LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASAR POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
GM	GRAVAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.
GC	GRAVAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.
SW	ARENAS	SEPARAR LAS ARENAS DE LA FRACCION PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLA POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
SP	ARENAS	NO PASAR POR LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASAR POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
SM	ARENAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.
SC	ARENAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.
ML	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
CL	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
OL	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
MH	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
CH	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
OH	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.
Pt	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.



GRUPO	DESCRIPCION	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL LABORATORIO	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO	NUMERO DEL GRUPO (4P)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS
GW	GRAVAS	SEPARAR LAS GRAVAS DE LA FRACCION PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLA POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS GRAVAS DE LA FRACCION PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLA POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		GRAVAS CON POCO O NADA DE FINOS	Dato el nombre típico, indicando los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, composición, características de la estructura y grado de los poros, estructura, nombre y geografía, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.
GP	GRAVAS	NO PASAR POR LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASAR POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	NO PASAR POR LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASAR POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		GRAVAS CON POCO O NADA DE FINOS	
GM	GRAVAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.		GRAVAS LIGERAS, MEZCLAS DE GRAVA Y LIMO	
GC	GRAVAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.		GRAVAS PESADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y LIMO	
SW	ARENAS	SEPARAR LAS ARENAS DE LA FRACCION PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLA POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS ARENAS DE LA FRACCION PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLA POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		ARENAS CON POCO O NADA DE FINOS	
SP	ARENAS	NO PASAR POR LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASAR POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	NO PASAR POR LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASAR POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		ARENAS CON POCO O NADA DE FINOS	
SM	ARENAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.		ARENAS LIGERAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO	
SC	ARENAS	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.	LIMITES DE PLASTICIDAD MENOR DE LA LINEA "A" O "B" MENOS QUE 6.		ARENAS PESADAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO	
ML	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		LIMOS INHUMADOS, POLVO DE ROCA, LIMOS DE BOCA O ARCILLAS LIGERAMENTE PLASTICAS	Dato el nombre típico, indicando el grupo y color de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, nombre local y geografía, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.
CL	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		ARCILLAS INHUMADAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRASA, MEZCLAS DE ARCILLAS Y LIMO, ARCILLAS PASIVAS	
OL	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	
MH	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		LIMOS ORGANICOS, LIMOS ORGANICOS O BISTOSOS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
CH	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		ARCILLAS INHUMADAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS PASIVAS	
OH	LIMOS Y ARCILLAS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		ARCILLAS INHUMADAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS PASIVAS	
Pt	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.	SEPARAR LAS PARTÍCULAS FINES PASA LA MALLA N° 20 (0.85 mm) Y PASARLAS POR LA MALLA N° 40 (0.425 mm). EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20. EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 20 ES EL PUNTO DE PASAJE DE LA MALLA N° 40.		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELOS EN EL CAMPO

Para procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa por la malla N° 40 (aproximadamente 0.5 mm).

Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla, simplemente se agitan a mano las partículas gruesas que obstruyan o dificulten las pruebas.

DILATANCIA
(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla N° 40, preparar una pastilla de suelo húmedo de aproximadamente 10 cm³; si es necesario, añadirle agua para dejar el suelo suave, pero no pegajoso.

Coloque la pastilla en la palma de la mano y agite horizontalmente, golpeando repetidamente varias veces contra la otra mano. Una reacción positiva consiste en la agregación de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una apariencia de líquido y se vuelve blanda. Cuando la pastilla se rompe entre las dedos, el agua y el limo desmenuzados de la superficie, la pastilla se vuelve seca y finalmente se agrieta y se desmenuza. La rapidez de la separación del agua durante el agitado y el desmenuzamiento durante la separación son para identificar el carácter de los finos en un suelo.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO
(Resistencia al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, moldee un cilindro de suelo de 2.5 cm de diámetro por 2.5 cm de altura hasta alcanzar una consistencia de masa, añadiendo agua si es necesario. Deje secar completamente la muestra en un horno al sol o en un desecador de resistencia térmica y desmenuzándola entre los dedos. La resistencia es una medida del carácter y la cantidad de la fracción plástica que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

TENACIDAD
(Consistencia cerca del límite plástico)

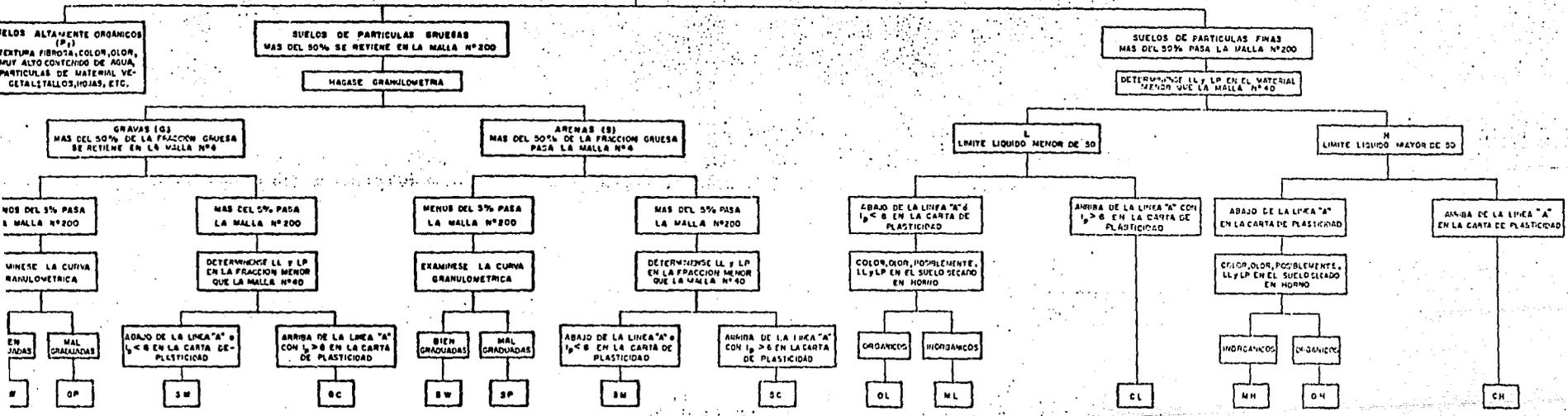
Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, moldee un cilindro de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masa, si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extender el experimento formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el experimento se realiza a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas, hasta hacer un rollo que se rompa al ser aplastado y se vuelva a formar un rollo más grueso. Durante esas operaciones el contenido de agua se reduce gradualmente y el experimento llega a hacerse seco, pierde lentamente su plasticidad y se desmenuza cuando se acerca al límite plástico. Después que el suelo se ha desmenuzado, las partículas gruesas y nombradas al analizar entre los dedos se hacen ligeros, hasta que la masa se desmenuza nuevamente.

↓ Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los de estándar
 ↓ Clasificación de frontera - Los datos son sólo una indicación de los grupos de suelos en la carta de los límites. Entre los grupos de suelos y entre los grupos de suelos se encuentran otros.

Apéndice 6

PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EN EL LABORATORIO S. U. C. S. (versión S.O.P.)

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS, EN LOS CASOS DE PROVICINA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200



NOTA: Los tamaños de las mallas son de la US Standard
Si los finos interfieren con las propiedades de drenaje
se debe usar un símbolo doble tal como GW-GM, etc.

APENDICE 7:

Las relaciones volumétricas y gravimétricas.

En forma simplificada, un suelo se considera constituido por partículas sólidas, agua y aire. La Fig. 6 representa esquemáticamente como se puede considerar el volumen y el peso de una muestra de suelo.

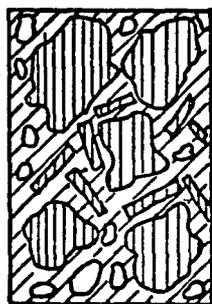
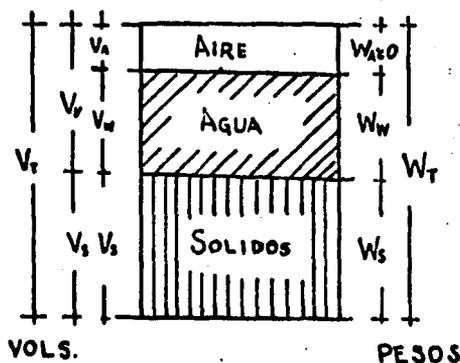


FIG. 6



En donde:

- V_t = Volumen total
- V_v = " de vacíos
- V_s = " de sólidos.
- V_a = " de aire.
- V_w = " de agua.

Los sub-índices de los pesos tienen el mismo significado.

$$V_v = V_w + V_a$$

$$V_t = V_v + V_s$$

Relaciones:

Porosidad.- Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, dado en %.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

Relación de vacíos.- La relación de volumen de vacíos al de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

La porosidad puede expresarse en función de relación de vacíos de la siguiente manera:

$$n = \frac{V_v}{V_v + V_s} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s} + \frac{V_s}{V_s}} = \frac{e}{1 + e}$$

Grado de saturación.- La relación del volumen de agua al de vacíos:

$$G = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Considerando los pesos de las partes líquida y sólida se establecen las siguientes relaciones gravimétricas:

Contenido de agua.- Relación del peso del agua al de sólidos.

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

Peso específico de sólidos.- En el sistema métrico decimal es numéricamente igual a la densidad relativa de las partículas sólidas y está expresado por la relación.

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad \gamma_w = \gamma_a = 1$$

- a) **Peso volumétrico seco.** - Es el peso del suelo seco por unidad de volumen.
- b) **Peso volumétrico de sólidos en su estado natural.** - Se define igual al anterior, pero se le agrega el peso del agua al peso de los sólidos resultando ser:

$$a) \quad \gamma_s = \frac{W_s}{V_t}$$

$$b) \quad \gamma_t = \frac{W_s + W_w}{V_t}$$

Compacidad relativa. - En suelos constituidos principalmente por partículas gruesas (arenas y gravas) es un concepto interesante.

$$C_r = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}}$$

en donde e_{\max} se refiere al estado más suelto del material, e_{\min} más compacto del mismo y e_{nat} al estado natural.

Pueden establecerse otras relaciones derivadas de los anteriores, pero se puede considerar inicialmente satisfactorio, con lo expuesto anteriormente.

APENDICE 8:

Si se quiere conocer el comportamiento mecánico de un suelo, así como sus características particulares, es necesario hacer uso de un laboratorio en donde efectuar las pruebas correspondientes. Se describen los procedimientos a seguir para realizarlas, y además los diferentes tipos que comúnmente se llevan a efecto en cualquier laboratorio especializado.

Algunos ensayos de corte se realizan con drenaje, es decir, que se permite la salida del agua de los poros, que tiende a salir al aumentar la presión a través del contorno de la probeta. El mayor o menor drenaje que pueda realizarse antes de la rotura influye notablemente en los resultados, y en los suelos cohesivos de baja permeabilidad el drenaje durante el ensayo depende de que se permita o no la consolidación bajo carga normal antes del corte y de la velocidad de la fuerza de corte.

Arthur Casagrande, basándose en las consideraciones anteriores, produjo la siguiente clasificación de los ensayos de corte.

Ensayo rápido (de símbolo Q). No se permite la consolidación ni el drenaje, es ensayo no drenado y se ejecuta rápidamente, es más fácil de realizar en aparato triaxial, (foto) que en corte directo.

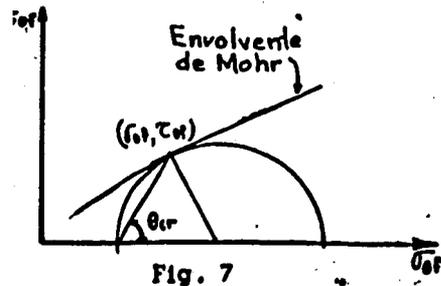
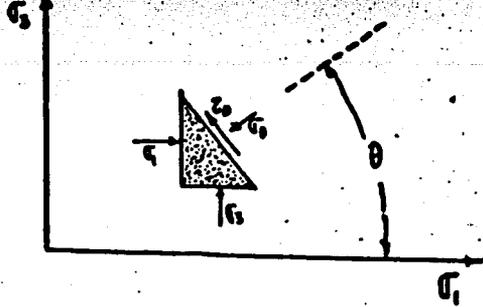


Fig. 7

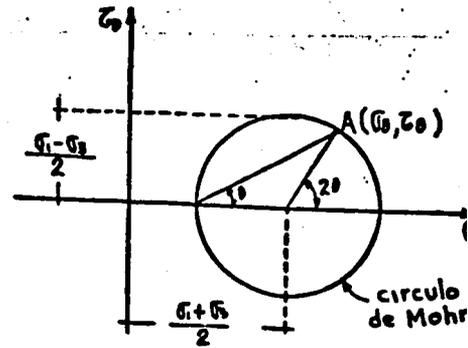
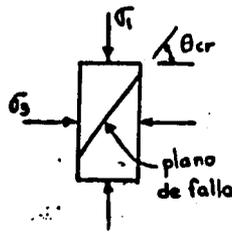
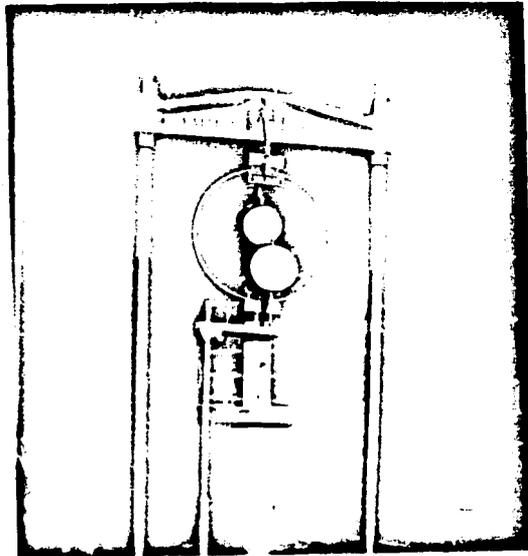


Fig. 8.

Ensayo de compresión simple (U).- Si se realiza con arcilla saturada y en un tiempo de 10 a 20 min. dá resultados esencialmente idénticos al ensayo Q, -

Foto .



Ensayo rápido con consolidación (Qc).- Se llega a la consolidación completa bajo carga normal antes de iniciar el propio ensayo de corte y después -

se aplica la fuerza tangencial (ensayo directo) o se incrementa la fuerza cortante hasta la rotura (ensayo triaxial).

Ensayo lento (S).- Después de terminada la consolidación se inicia el ensayo de corte, se realiza lentamente, con drenaje y que todo exceso hidrostático "u" producido por las deformaciones, tiene tiempo de disiparse por consolidación adicional. La comparación de los tipos anteriores de ensayo de corte indica que en suelos cohesivos saturados, el ensayo S da la máxima resistencia al corte, el Q da la mínima y el Qc da resistencias intermedias, que en pruebas drenadas la resistencia al corte de suelos cohesivos es mayor cuanto menor es la velocidad con que se induce las tensiones tangenciales.

En ensayos no drenados cuando no disminuye el contenido de humedad y por lo tanto, no hay consolidación ocurre lo contrario; en este caso los efectos de fluencia plástica predominan en el resultado de los ensayos de suelos cohesivos saturados. La resistencia al esfuerzo tangencial aplicado lentamente, en esas condiciones resulta apreciablemente menor que si el esfuerzo se aplica con rapidez.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte y en la actualidad son, con mucho las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo de deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en -----

forma completa, por sencillez en su realización, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, que de ordinario es agua, del cual se protegen con una membrana impermeable para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética de lucita con bases metálicas, en éstas se colocan piedras porosas cuya comunicación con la bureta exterior puede establecerse a voluntad mediante tubos de plástico. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado a ella y la carga axial se transmite a la muestra por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática y produce esfuerzos principales sobre la muestra. Fig. 7. En la base, obra también la misma presión pero además, en esas secciones actúan el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior que ejerce una presión sobre la muestra; a esta presión en mecánica de suelos se le conoce como esfuerzo desviador. En dirección axial actúa una presión ∇_1 , que también es principal y que vale: $\nabla_1 = \nabla_3 + p$

El estado de esfuerzo en un instante dado se considera constante en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las gráficas de Mohr. Fig.

Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensionales, que debería tratarse como la solución general de Mohr que son tres círculos diferentes, pero como dos de los esfuerzos son principales (el menor y el intermedio), se tiene dos círculos solamente, pudiéndose considerar como un estado plano de esfuerzos.

Los ensayos de simple corte directo pueden a veces usarse con fines similares a los triaxiales, pero el control exacto de las variaciones y el contenido de humedad es más difícil; el de corte por torsión es un ensayo con fines de investigación.

El ensayo de doble corte directo tiene la ventaja de que no hay que sacar la muestra de la camisa del tomamuestras; sólo que esta ventaja es problemática, porque el empleo de camisas anulares especiales aumenta el espesor total del muestreador y su coeficiente de superficie, incrementa el riesgo de alterar la muestra además de debilitarla.

Se han tratado los problemas referente a la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de dos tipos extremos de suelo arena dura y arcilla saturada; pero poco se ha dicho de los numerosos tipos intermedios. Existen separaciones arbitrarias pero se necesita aún investigar en el campo y en el laboratorio combinadamente, para fijar reglas claras y sencillas sobre este asunto. Las pruebas de compresión triaxial en suelos friccionantes es muy difícil de efectuar, pues generalmente las muestras se desmoronan y se recurre a las pruebas de vacío. A pesar que se hará el análisis de

muestras alteradas, los datos contenidos son aceptables para tener idea del comportamiento real de las arenas en sus estados naturales, si ellas poseen un aglutinante natural se puede efectuar una prueba de tipo standar.

En la conferencia celebrada en 1946 sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, que preparó el U.S. Engineer Corps, se hizo notar que en general es mejor estimar la resistencia al cortante de las arenas, -- que analizar un número limitado de ensayos con un gran número de muestras. Se recomendó, para estas estimaciones un ángulo de fricción interna -- de 35° para arenas densas de gran grueso y de 30° para arenas sueltas. -- Emplear valores mayores implica una justificación exhaustiva que no siempre es práctica.

La permeabilidad de las arenas en estado suelto dependen de dos cantidades: diámetro efectivo (*) y coeficiente de uniformidad (**).

(*) Conocido también como D_{10} es el diámetro de la partícula que corresponde a $p = 10\%$ de la curva granulométrica de modo que el 10% de las partículas son más finas que D_{10} y el 90% restante más gruesas.

(**) $C_u = D_{60}/D_{10}$ en donde D_{60} tienen un significado similar a D_{10} .

APENDICE 9:

La teoría de Terzaghi es aplicable en casi todas las cimentaciones superficiales, tanto para suelos cohesivos como para friccionantes. Su grado de confiabilidad queda limitado hasta que no se rebase una profundidad de desplante mayor a 2 veces el ancho de la zapata.

La capacidad de carga propuesta por el maestro es la siguiente:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Falla general}$$

donde:

q_c = Presión máxima transmitible al cimiento por unidad de longitud.

C = Cohesión.

N_c, N_q, N_γ = Coeficiente adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo. (Factores de capacidad de carga)

γ = Peso volumétrico del material en su estado natural.

D_f = Profundidad de desplante.

B = Ancho de zapata.

$$q_c = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad \text{Falla local.}$$

En éste caso:

N'_c, N'_q, N'_γ = Coeficiente reducidos de manera que $\tan \beta' = 2/3 \tan \beta$

La diferencia entre falla local y falla general estriba en la posibilidad de que la estructura de cimentación deje de funcionar totalmente o solo en una parte (por la clase de cargas que se transmiten o por las condiciones del terreno).

Para zapatas cuadradas:

$$q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Para zapatas circulares:

$$q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma r N_\gamma$$

Donde r es el radio de la zapata.

$N_c, N_q, N_\gamma, N'_c, N'_q, N'_\gamma$ Se obtienen de las gráficas adjuntas.

γD_f de las expresiones anteriores hace referencia a la presión EFFECTIVA - en el punto donde se vá a desplantar por lo que γ se transforma en γ' en el caso de que exista agua subterránea y D_f debe tomar por cada estrato en caso de que los hubiera.

Terzaghi valora a $N_c = 5.7$, $N_q = 1.0$ y a $N = 0$ en el caso de suelos puramente cohesivos por lo que su fórmula queda:

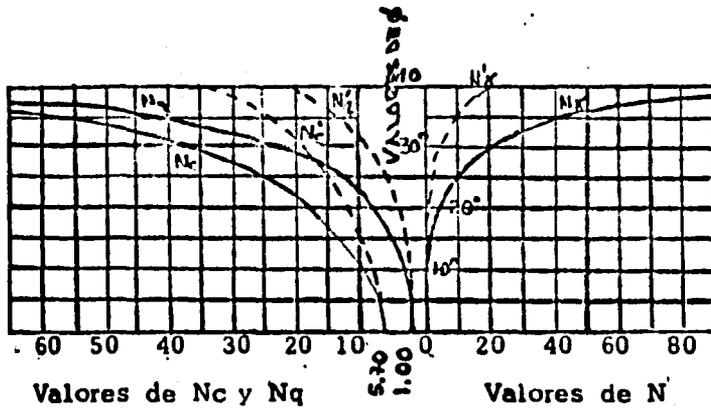
$$q_c = 5.7 C + \gamma D_f$$

que es un valor muy conservador y es debido a ésto que, Skempton hace -- que N_c varíe dependiendo de la relación d/B de manera que q_c aumente - razonablemente. En este caso D es la profundidad de entrada del cimiento en el estrato resistente y B el ancho del mismo.

$q_c = C N_c + \gamma D_f$; es la fórmula de Skempton, que como se vé es

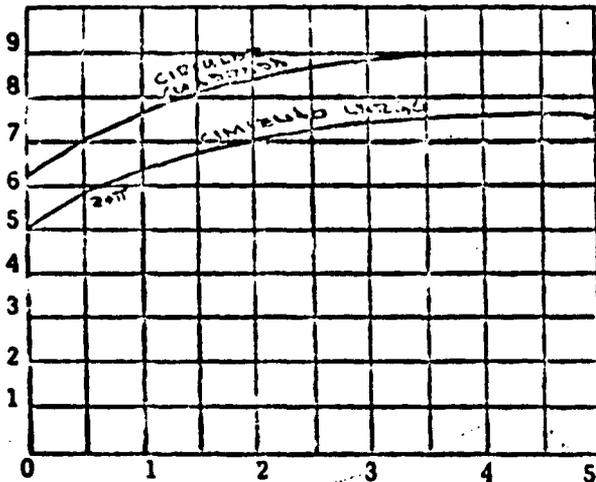
igual a la de Terzaghi, pero con las consideraciones anteriores. Esta fórmula puede utilizarse para cimentaciones en arcillas tanto si se desplantan superficialmente como si lo hacen en profundidad.

Meyerhof propone una fórmula semejante a la de Terzaghi, con la diferencia de que los coeficientes se obtienen con ciertos refinamientos que están fuera del alcance de este trabajo.



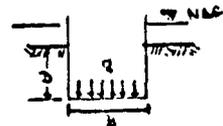
Para $\phi = 44^\circ N = 260$
 $\phi = 48^\circ N = 780$

Terzaghi:
 Factores de capacidad de carga.



Valores de N_c según Skpton para suelos puramente cohesivos.

z/b	N_c	N_c
0	5.2	5.14
0.25	5.3	5.6
0.47	5.1	5.9
0.75	5.4	6.2
1.00	5.7	6.4
1.40	6.1	6.8
2.00	5.4	7.0
2.50	5.6	7.2
3.00	5.8	7.4
4.00	6.0	7.5
5.00	6.0	7.5



BIBLIOGRAFIA.

- Reseña Geológica del Estado de Sinaloa.
Instituto de Geología, U.N.A.M. (1937)
- Carta Geológica del Estado de Sinaloa (1:500 000)
Instituto de Geología, U.N.A.M.
- Notas para la Geología de Sinaloa (1950)
Federico Mina V.
- Resumen de la Geología de la Región de San Blás y El Fuerte.
Zoltan de Cserna y Bion H. Kent.
- Notes on a section across the Sierra Madre Occidental of Chihuahua
and Sinaloa, Mex.
Weed W.H. (1902)
- Geological Reconnaissance in Northern Sierra Madre Occidental of
México.
King R. E. (1939)
- Geología del Noroeste .
VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
- Geología .
Richard M. Pearl.
- Esteva L. "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería"
Instituto de Ingeniería, U. N.A.M., publicación 246 (1970)
- Figueroa J. "Catálogo de Sismos Ocurridos en la República Mexicana".
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., publicación 272 (1970)
- Manual de Mecánica de Suelos.
S.R.H., México (1970)
- Suelos expandibles y colapsables de la República Mexicana.
- Mecánica del Suelo.
Tschebotarioff.
- Mecánica de Suelos Aplicada a la Construcción de Vías Terrestres.
Ing. Enrique Tame.
- Mecánica de Suelos.
T. William Lambe. Robert V. Whitman.
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.
Alfonso Rico y Hermilo del Castillo.