

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"A R A G O N"



CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO Y CIMENTACION DE
UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE CRUDO EN UN
ARRECIFE CORALIFERO DEL GOLFO MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JOSE ANTONIO RODRIGUEZ TIRADO



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Civ 127

Sist 29497



NOV 19 1972

UNIVERSITY OF MICHIGAN LIBRARY
SERIALS ACQUISITION
300 NORTH ZEEB ROAD
ANN ARBOR, MICHIGAN 48106



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

A R A G O N

DIRECCION

JOSE ANTONIO RODRIGUEZ TIRADO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 15 de noviembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CARLOS A. MELGONZA PEREZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO Y CIMENTACION DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE CRUDO EN UN ARRECIFE CORALIFERO DEL GOLFO DE MEXICO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., noviembre 25 de 1982.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

A mi Padre ,
quien me ha enseñado el camino
a seguir durante toda mi vida .
A él , que ha sido una fuente inagotable
de ayuda , amor , aliento , respeto y amistad .
A él , que siempre ha confiado en mí ,
y ha sido uno de mis dos grandes consejeros
en las decisiones más importantes de mi vida .
Al hombre responsable , trabajador y honrado ,
mi más profundo amor , respeto y admiración .
Al amigo , mis emocionadas gracias .

A mi Madre,
que forma la otra parte de la luz
principal que siempre ha alumbrado mi camino .
A ella , la mujer que se esmera por siempre hacer
las cosas mejor , por darnos amor , por alabar siempre
las virtudes de la gente y nunca mencionar sus defectos .
A la mujer leal , honrada e íntegra ,
mi más grande amor , respeto y admiración .
A la amiga , mi profundo agradecimiento .

A ellos , por todo lo grande que son para mí .

A DIOS , quien es toda la luz de la vida .

A mis hermanos :

Luis Gerardo ,

Guillermo ,

Carmen .

Por todos los inolvidables momentos que hemos vivido juntos . A ellos , por su amor , cariño y ayuda que siempre me han brindado .

A ellos , que sin duda alguna con la ayuda de DIOS , triunfarán como seres humanos , ya que su capacidad es inmensa .

A ellos , que para mí son un gran orgullo .

A mis abuelos paternos :

José ,

Carmen .

Con especial cariño a ella , esperando que donde se encuentre se sienta contenta por el significado del presente trabajo . A ella , la firme promesa de que buscaré siempre superarme y no defraudarla .

A mis abuelos maternos :

José ,

Isabel .

Porque me han enseñado que la honradez y el trabajo son indispensables para que un ser humano íntegro , se considere como tal .

A mis tíos :

Jorge ,

Rafael ,

Sofía ,

Angela ,

Héctor ,

Raymundo ,

Amador .

Por todo lo bello que son para mí . A ellos mi sincero respeto y gratitud .

A mi primo Josue , con enorme respeto , admiración y cariño .

A todos mis familiares .

A todos los compañeros y profesores que he tenido a lo largo de los cursos a los que he asistido . Con especial cariño a mis compañeros y profesores de la Universidad , los cuales me permitieron vivir intensamente mi estancia en ella . A ellos , esperando que nuestra amistad sea cada vez más fuerte y sincera .

A todos mis amigos , que me han demostrado su valía y nunca me han decepcionado . A ellos , a quienes no es necesario poner su nombre , porque ellos saben quienes son , mi eterno agradecimiento .

A mi Universidad , la cual me permitió realizar una de mis grandes ilusiones , la de sentirme un verdadero universitario , un egresado de sus aulas . A la Universidad Nacional Autónoma de México , con la esperanza de no defraudarla .

Al Instituto Mexicano del Petróleo y a la empresa SOLUM , por las facilidades otorgadas para la realización del presente trabajo .

A la familia Ibarra ,
por su amistad ,
y por su amable y valiosa cooperación
para la realización del presente trabajo .
A ellos , mi sincero agradecimiento .

A mi amigo Joaquín Martínez , por su valiosa ayuda para la
realización de los dibujos del presente trabajo .

Al Ing. Carlos A. Melgoza Pérez ,
director del presente trabajo .

A él , que en todo momento mostró una enorme
disponibilidad , amabilidad y su característico talento ,
para orientarme y dirigirme durante el desarrollo
del presente trabajo .

A él . que es sin duda la pieza clave del presente trabajo .
gracias por la transmisión de sus conocimientos técnicos y
por las cualidades humanas demostradas .

Al hombre , mi gratitud de siempre .

Al Maestro en Ingeniería , mi más profundo respeto y admiración.

A toda la gente que busca , aún sin saberlo , seguir los conceptos bíblicos .

I N D I C E .

	T E M A	Página
Capítulo I.	Introducción	2
Capítulo II.	Características del Golfo de México	4
Capítulo III.	Origen y formación de los arrecifes	22
Capítulo IV.	Cayo Arcas	35
Capítulo V.	Características del subsuelo	83
Capítulo VI.	Cimentación de un tanque de almacenamiento de crudo	109
Capítulo VII.	Conclusiones	159
Bibliografía	164

CAPITULO I .

INTRODUCCION .

El petróleo ocupa el primer lugar entre los materiales que son fuente de energía , debido a su versatilidad de aplicación , combinada con su eficiencia térmica y su facilidad de transporte . a tal punto , que la civilización moderna sería inconcebible sin los incontables productos que de él se derivan .

Algunas veces el petróleo se encuentra en el subsuelo marino , extrayéndose de él para transportarlo a alguna planta de tratamiento ubicada en tierra firme . Parte de este petróleo se vende a compradores que transportan através del mar el producto adquirido . Si el petróleo que se vende a este tipo de compradores se procesáse cerca del lugar de extracción , el país exportador se ahorraría el costo originado por el transporte de éste para su procesamiento en tierra firme , obteniendo una ganancia mayor por la venta del producto . Además el comprador tendría que recorrer una distancia menor para que se le suministráse el crudo .

En el Golfo de México , particularmente en la Sonda de Campeche , existen grandes yacimientos de petróleo y cerca de estos yacimientos se encuentran - arrecifes de coral , en los cuales se podrían instalar plantas petrolíferas -- completas o parte de las instalaciones existentes en ellas .

En el presente trabajo se explica el origen y la formación de los arrecifes , se describen los arrecifes existentes en la Sonda de Campeche y las propiedades del subsuelo de uno de ellos , llamado Cayo Arcas . Además , se analiza la cimentación para dos tanques de almacenamiento de crudo en este Cayo , dado que el almacenar el crudo es uno de los primeros objetivos para la utilización de estos arrecifes .

CAPITULO II .

CARACTERISTICAS DEL GOLFO DE MEXICO .

II . 1 . Descripción física del Golfo de México .

a) Descripción general .

El Golfo de México (conocido también como cuenca oceánica) es una cuenca oceánica localizada entre los 98° y 80° de longitud oeste y los 30° y 18° de latitud norte .

Es una cuenca poco profunda que no presenta grandes trincheras o cordilleras y tiene una profundidad máxima de 3,600 m . Su extensión es de 1'602,000 km²

y forma junto con el mar del caribe el mediterráneo americano . En la fig. - II. 1 se muestra la República Mexicana y en la fig. II. 2 se aprecia la ubicación del Golfo de México .

Sin duda alguna el accidente más destacado en el Golfo de México es el formado por las Cumbres de Sigsbee , colinas localizadas en la parte más profunda - - (1, 900 brazas) y que se erigen hasta 200 brazas de la Cuenca de Sigsbee (ubicada entre los 95° y 90° de longitud oeste y los 25° y 22° de latitud norte).

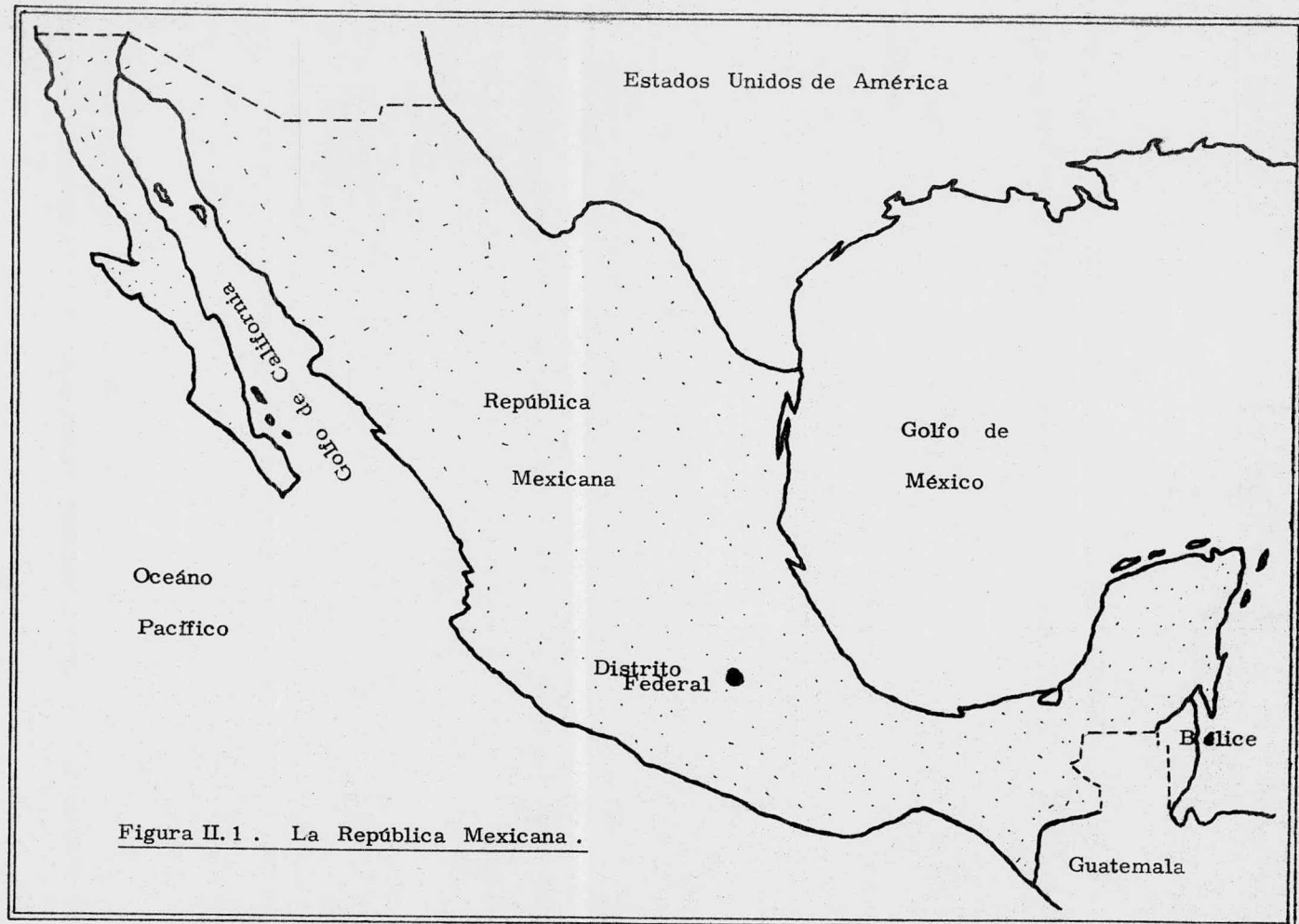
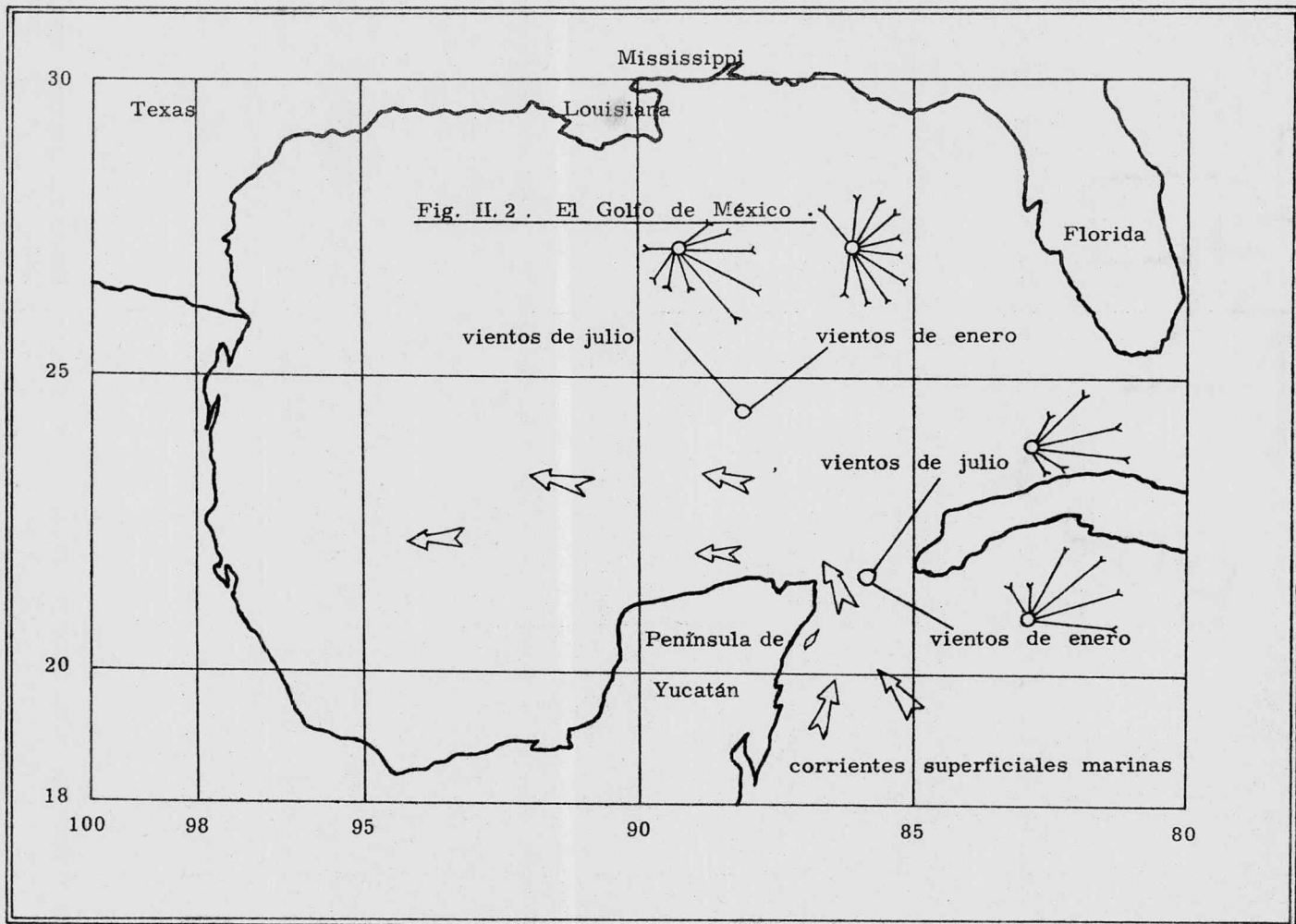


Figura II.1 . La República Mexicana .



b) Origen del Golfo de México .

A pesar de los numerosos estudios hechos en el Golfo de México , su origen y evolución estructural permanecen aún inciertos para los investigadores . Así , en 1885 se pensaba que el Golfo era una continuación de la costa de los Estados Unidos de Norteamérica en su parte central y que debido al hundimiento de esta parte se creó la cuenca hace 65 millones de años (durante la Era Cenozoica) . Otra teoría establecida en 1951 señala que el Golfo se empezó a formar hace 600 millones de años , es decir al final de la Era Paleozoica . Otros investigadores estiman al Golfo de México como un área que sufrió un hundimiento casi como un cráter que se ha ido llenando con el tiempo gracias a sedimentos acarreados por los grandes ríos .

No obstante las teorías anteriores , la información geofísica más reciente - - considera a la cuenca del Golfo de México como una cuenca netamente oceánica - desde su origen .

c) Sedimentos y Topografía .

1. Plataforma continental .

Desde el punto de vista geológico y geomorfológico, la plataforma continental del Golfo está muy relacionada con la costa .

En la parte oeste de Florida , la plataforma es una continuación de dicha península . Esta parte de la plataforma es lisa y está compuesta de piedra caliza con una delgada capa de sedimentos no consolidados de detritus carbonatados acumulados en el Pleistoceno . Existen pequeños montículos y cordilleras formados hace 345 millones de años (durante el Pleistoceno) en la isobata de 30 brazas .

Entre las costas del noroeste de Florida y Alabama , los sedimentos son neríticos de tipo clástico , teniendo como componente principal de las arenas al cuarzo .

La parte correspondiente al Río Mississippi se ve muy afectada por el río del mismo nombre , el cual junto con el Río Bravo afectan en forma importante la parte norte del Golfo . La parte del Río Mississippi presenta el cono del Mississippi , el cual está formado por arenas y depósitos de aluvión .

En la parte norte y noroeste del Golfo se encuentran principalmente arcillas .

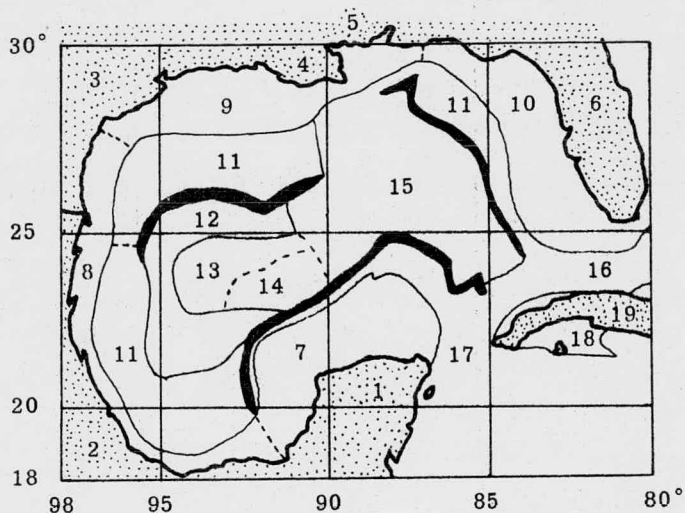
y en bandas paralelas a la costa , se tienen arenas no calcáreas . Existen en esta parte de la cuenca pequeños accidentes , como montículos , cordilleras , domos y lomas , cubiertos de arrecifes formados muy probablemente en el Pleistoceno .

Sin lugar a dudas la parte más angosta de la plataforma continental del Golfo -- se localiza en el este de México . Existen arenas arrastradas por el Río Pánuco (en las vecindades de Tampico) y desde las cercanías de Veracruz hasta la Bahía de Campeche , se tienen manchas coralinas , arrecifes y mezclas de fragmentos carbonatados como sedimentos . Siendo la parte dominante en la Bahía de Campeche los sedimentos clásticos producto del correr de los ríos locales en terrenos montañosos .

La Plataforma de Yucatán es lisa y está formada por sedimentos carbonatados y consolidados . Esta parte de la plataforma se encuentra sin continuidad por terrazas en los intervalos formados solamente por las isobatas de 16 a 20 , 28 a 35 y 50 a 75 brazas , encontrándose en la isobata de 30 brazas importantes arrecifes , como el de Cayo Arcas, Obispo, Triángulos, Ingleses, Nuevo, Arenas y Alacranes .

En la figura II. 3 se señala la subdivisión fisiográfica del Golfo de México .

Figura II.3 . Subdivisión fisiográfica del Golfo de México .



- | | |
|---|---|
| 1 - Península de Yucatán . | 13 - Planicie abisal . |
| 2 - México . | 14 - Colinas de Sigsbee . |
| 3 - Texas . | 15 - Cono del Mississippi . |
| 4 - Louisiana . | 16 - Estrecho de Cuba . |
| 5 - Mississippi . | 17 - Estrecho de Yucatán . |
| 6 - Florida . | 18 - Plataforma continen <u>tal</u> de Cuba . |
| 7 - Sonda de Campeche . | 19 - Cuba . |
| 8 - Plataforma continental occidental . | |
| 9 - Plataforma continental de Texas y Louisiana . | |
| 10 - Plataforma continental de Florida . | |
| 11 - Talud continental . | |
| 12 - Elevación continental . | |

2. Talud continental .

Al igual que la plataforma continental , el talud continental es continuo - -
alrededor de la cuenca del Golfo de México .

Se tiene en Florida , entre las 35 y 100 brazas , un talud de 1.6 m/km , el cual se incrementa entre las 400 y 500 brazas a un valor de 48 m/km . El talud que es muy escarpado , se rompe en muchos lugares por cordilleras , interrumpiéndose en la parte noroeste por el Cañón de Soto , el cual comprende de las 240 a las 500 brazas .

El talud es menos inclinado en la parte norte y existen en él colinas formadas -
por depósitos salinos . El talud en la parte oeste del Golfo es muy inclinado y -
muy angosto al igual que el talud en el extremo sur , el cual se interrumpe por
el Cañón de Campeche entre el Istmo de Tehuantepec y la Bahía de Campeche . -
cayendo hasta la fosa de Sigsbee fuera de la plataforma continental de Yucatán .

3. Piso del Golfo de México .

Los sedimentos característicos del piso del Golfo de México son los llamados del cono del Mississippi . El cono es muy plano y cubre el talud continental -
cayendo hasta el piso de la cuenca , teniéndose en él sólo las colinas de Sigsbee .

d) Oceanografía regional .

1. Corriente del Golfo de México .

Debido a la mezcla sufrida por el sistema de la corriente ecuatorial y de Guyana con las aguas del Atlántico norte y del mar de los Sargazos , la corriente del agua fluye de sur a norte , siendo el canal de Yucatán con una profundidad de 1,500 a 1,900 m, la principal entrada de agua . La salida de la misma se efectúa por el estrecho de Florida , el cual tiene una profundidad de 800 m . A esta corriente se le conoce como la corriente de Florida y se ha estimado en ella un flujo de 25 millones de m^3/seg .

El centro de la corriente de Florida se encuentra en la costa oeste del canal de Yucatán en la isobata de 100 brazas . La anchura total de la corriente varía de 97 a 129 kilómetros , siendo un valor mínimo de octubre a noviembre (en otoño) . La velocidad varía de 1.80 a 7.20 km/hora , siendo el valor mayor en el comienzo del verano .

2. Oleajes y mareas .

El promedio de mareas en el Golfo de México es de 30 a 60 cm . Generalmente las mareas son diurnas , ocurriendo una sola en cada día lunar . Sin embargo ,

en las regiones costeras de los estrechos de Florida , las mareas son semi-diurnas .

La altura de las olas es menor de 5 m . y sólo cuando aparecen huracanes de la parte sur hacia la norte del canal de Yucatán , se ve superada la altura de ola indicada .

II . 2 . Geología regional .

a) Descripción general de la Sonda de Campeche .

La Sonda de Campeche conocida también con los nombres de Plataforma de - - Campeche . Plataforma de Yucatán o Banco de Campeche es una plataforma - - submarina que prolonga la losa calcárea que forma la península de Yucatán hacia el norte y el oeste . La Sonda es coextensiva con la plataforma continental y - - termina donde inicia el talud continental , lo cual se efectúa en la isobata de las 100 brazas . El ancho de la Sonda hacia el norte de Puerto Progreso es de 185 a 222 km , ampliándose más hacia el noreste .

Tres terrazas sumergidas corren en forma paralela a la costa . Cada una de ellas representa una antigua línea de costa . La primera de ellas se encuentra - - entre la isobata de las 60 y 50 brazas y tiene una edad de 14, 000 a 18, 000 años . La segunda se encuentra entre las 35 y las 28 brazas y tiene una edad de 11, 000 años . La tercer terraza con edad de 8, 000 años se encuentra entre las isobatas de las 16 y 20 brazas .

Sobre la segunda terraza , es decir la ubicada entre las 35 y 28 brazas , se asientan una serie de montículos submarinos que sirven de sostén a algunos - - arrecifes vivientes , que son de sur a norte los siguientes : Arcas, Obispo, - - Triángulos, Ingleses, Nuevo, Arenas y Alacranes . Todos ellos se encuentran

en la isobata de las 30 brazas . En la fig. II. 4 se indica la ubicación de los arrecifes mencionados , así como la batimetría de la Sonda de Campeche .

b) Fondo de la Sonda de Campeche .

El fondo de la Sonda está constituido por una delgada capa de sedimentos sueltos del Reciente , que reposan sobre calizas duras , bien litificadas , que parecen estar al descubierto en algunos lugares .

En la Sonda se tienen tres capas sedimentarias principales que se encuentran formando fajas paralelas a la costa . La faja interna abarca desde la costa hasta la isobata de las 10 brazas , tiene un contenido alto de corales , pelecípodos y briozoarios en la fracción mayor de 88 mm y un predominio en la fracción arenosa de fragmentos de moluscos . Es importante señalar la escasez de finos existentes , debido a la eliminación de ellos por parte de las corrientes marinas .

La tercer faja se encuentra después de la isobata de las 40 brazas , exceptuando una saliente situada al oeste del arrecife Alacranes . Esta faja contiene sedimentos abundantes en finos , debido a que como la profundidad es mayor , la corriente disminuye . Se tienen también foraminíferos , arenáceos y planctónicos .

La segunda faja se encuentra entre las isobatas de las 10 y las 40 brazas . Los sedimentos que se encuentran en ella , presentan características intermedias entre la primer y tercer faja , mencionadas anteriormente .

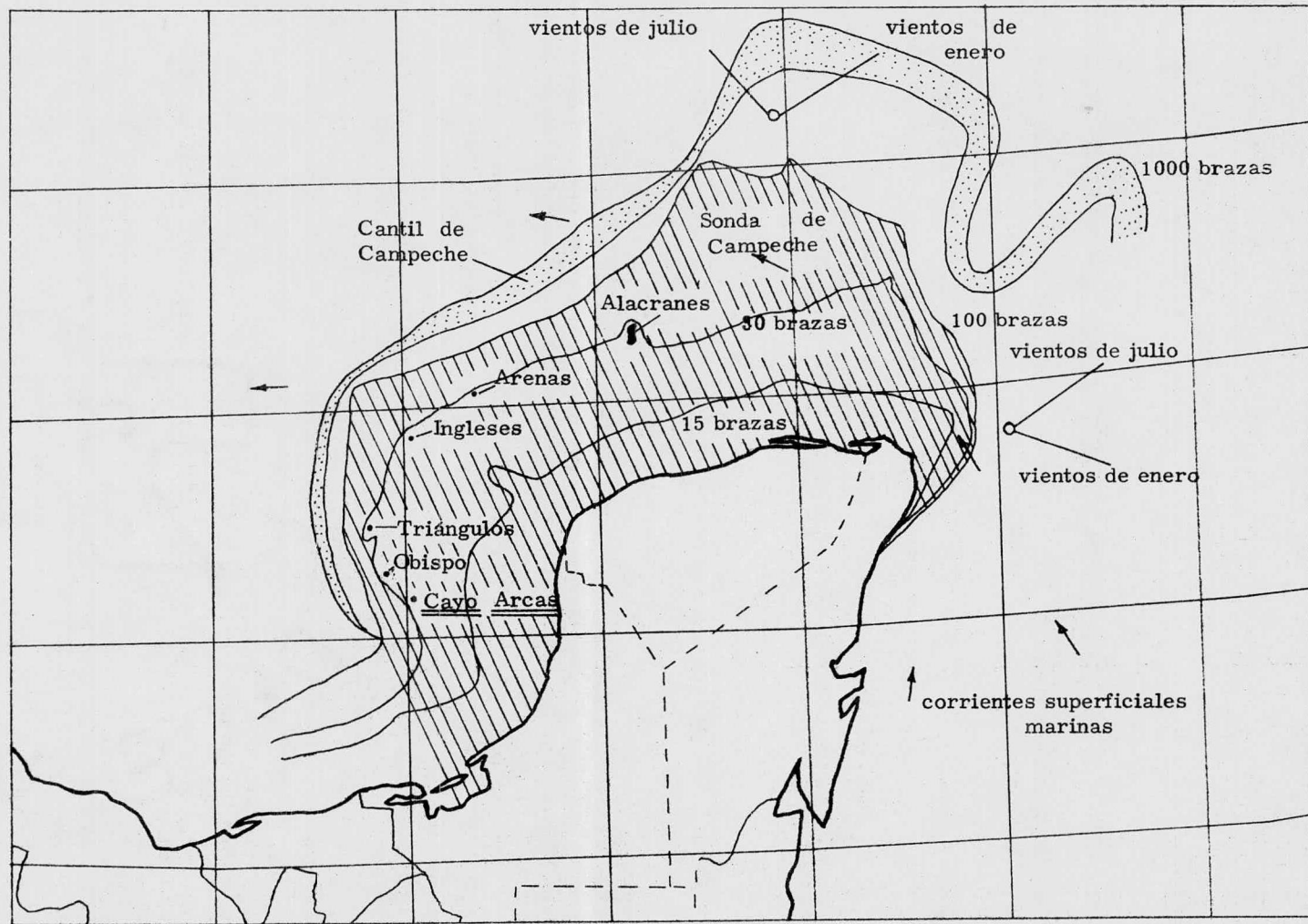


Figura II. 4 . Batimetría de la Sonda de Campeche y ubicación de los arrecifes existentes en ella .

c) Estratigrafía de la Sonda de Campeche .

Desde las cercanías de la Ciudad de Campeche hacia el norte , a lo largo de la costa oeste y norte , afloran las calizas Carrillo Puerto en una ancha faja . Se estima que estas calizas tuvieron su origen en el Pleistoceno (hace un millón de años) . Son de estructura micrítica , colores claros y contienen una gran cantidad de moluscos fósiles , la mayoría de los cuales son más bien moldes huecos - - debido a la disolución de las conchas originales . Depósitos calcáreos frágiles de aspecto cretoso se encuentran intercalados entre las calizas .

A lo largo de la costa , sobre las calizas Carrillo Puerto se tienen arenas - - calcáreas y otros sedimentos coquinoides no consolidados , muy ricos en moluscos y de edad actual . Finalmente las calizas Carrillo Puerto se continúan hacia la - Sonda de Campeche por debajo del delgado depósito de sedimentos sueltos .

d) Características generales de los arrecifes de la Sonda de Campeche .

A continuación se indican los arrecifes existentes en la Sonda de Campeche . Su ubicación se puede apreciar en la fig. II. 4 .

Cayo Arcas : la cima del montículo sobre el que se eleva el conjunto de Cayo Arcas está delimitada por la isobata de las 10 brazas , sirviendo de pedestal a - tres arrecifes independientes , que por su gran tamaño se elevan hasta el nivel -

del mar . El mayor de ellos en extensión es cayo Arcas . Su forma es de - - triángulo isósceles y ocupa el lado noreste . Los otros dos cayos son Cayo Negro y Cayo Barril .

Bancos de Obispo : están formados por dos bancos de coral y arena , los - - cuales abarcan 9,260 m de longitud del norte hacia el este y 926 m de ancho - del sur hacia el oeste . Se tiene un canal entre los dos bancos de 2,778 m de - ancho y 28 brazas de profundidad . La profundidad de ambos bancos varía de 4 a 10 brazas .

Triángulos : son dos arrecifes de coral cuya profundidad varía de las 20 a las 28 brazas . Están separados por un espacio de 11,112 m .

El arrecife occidental tiene una longitud de sólo 640 m y sobre su punta - - suroeste se tiene un cayo de 183 m , compuesto de arena y piedras blancas de - coral , el cual forma una pared en el lado oriente , 3 m arriba del nivel del mar.

El arrecife oriental se extiende 5,556 m hacia el noreste y suroeste y tiene un ancho de 926 m . La forma de este arrecife es raramente diferente a la de - los arrecifes de la Sonda de Campeche , ya que en lugar de ser convexa hacia el noreste , permanece recta en esa dirección . Muy cerca del centro de este - - arrecife existe una discontinuidad de 366 m de ancho con profundidad de 7 a 10 brazas . Por lo que este arrecife parece estar más bien constituido por dos - - arrecifes . En la parte noreste de la discontinuidad , existe un cayo de piedras de coral de 183 m de longitud , 91 m de ancho y 5 m de altura con una pila

de rocas sobre él , los cuales se elevan 7 m sobre el nivel del mar .

Inglés : son dos bancos de coral y arena separados por un estrecho canal de 21 brazas de profundidad . El banco oriental tiene 9,260 m de longitud hacia el norte y sur , y 5,556 m de ancho , con profundidad variable de 11 a 19 - - brazas .

El banco occidental tiene también 9,260 m de longitud hacia el este y el oeste , un ancho de 5,556 m y una profundidad que al igual que el banco oriental varía de 11 a 19 brazas , pero en la punta norte alcanza una profundidad de 5 brazas.

Cayo Arenas : la isleta, rocas y bancos que lo forman ocupan un espacio de 3,704 m en la dirección este-oeste y 2,315 m en la dirección norte-sur . La parte oriental está constituida por una sólida barrera arrecifal que tiene una - - longitud de 1,852 m en la dirección noroeste-sureste y un ancho de 926 m. En la punta sureste , se tiene una pila de corales de 2 m de alto . La punta - - noroeste se encuentra a 926 m de Cayo Arenas y el espacio entre ellos tiene una profundidad de 8 a 12 brazas .

Arrecife Alacranes : la forma general de este arrecife es el de una media luna que es convexa hacia el noreste . La cara oeste tiene una longitud de 25,928 m , está orientada en la dirección norte-noroeste , alcanzando una amplitud máxima de 14,816 m .

La parte noreste está compuesta de una masa compacta de coral , seca en - -

muchas partes , sobre la cual el mar choca violentamente . La parte de - -
sotavento , al igual que todos los arrecifes en el Golfo de México , está - -
compuesta de cabezas rotas de coral con algunos bancos arenosos secos y agua
profunda entre ellos .

En el extremo sureste del arrecife existen tres pequeños cayos arenosos de -
aproximadamente 1.5 m de altura , los cuales están cubiertos de pasto y - -
maleza . Dos de ellos , Pájaro y Chica están separados únicamente por 465 m,
y el primero se encuentra a 730 m del extremo del arrecife . El tercer cayo
mencionado , es el de Pérez , y se encuentra a 2,780 m hacia el oeste de -
Cayo Chica . Este cayo es una estrecha cordillera arenosa que tiene una longitud
de 926 m en la dirección noreste-suroeste .

CAPITULO III .

ORIGEN Y FORMACION DE LOS ARRECIFES .

Introducción .

La habilidad del hombre para alterar la superficie de la Tierra se ve rivalizada, entre todos los organismos biológicos, sólo por las colonias de pequeños polipos de coral , los cuales existen desde los tiempos más remotos . Los corales más importantes se limitan en su distribución geográfica a las aguas iluminadas , templadas y claras de los océanos tropicales, especialmente el Indo-Pacífico y el Atlántico Occidental .

A pesar de que las aguas oceánicas tropicales son pobres en nutrientes , teniendo concentraciones bajas de nitratos disueltos , amoníaco y fosfatos , los medios ambiente de los arrecifes coralíneos tienen los grados más altos de fijación fotosintética de carbón , fijación de nitrógeno y depósito de caliza , comparándolos con cualquier otro medio ambiente , siendo probablemente el ecosistema que contiene el número más grande de especies de plantas y animales . La llave de esta prodigiosa productividad es la biología única de los corales , los cuales juegan un papel vital en la estructura , ecología y ciclo

nutriente de la comunidad arrecifal . El hecho más sorprendente de las colonias de coral es su habilidad para formar un esqueleto masivo calcáreo .

III . 1 . Tipos de arrecifes .

Existen tres grandes tipos de arrecifes coralíneos : los arrecifes en franja , - los arrecifes de barrera y los atolones . Los arrecifes en franja crecen en agua poco profunda y bordean la costa en forma cercana o están separados de ella por un pequeño estrecho de agua . Los arrecifes de barrera son también paralelos a la costa , pero se encuentran más separados de ella , son más grandes y más continuos en distancias mayores ; el más conocido es la Gran Barrera Arrecifal de la costa noreste de Australia , el cual forma una muralla submarina de - - 2,000 km de largo , 145 km de ancho y 120 m de altura . Los atolones son islas de coral en forma de anillo que encierran una laguna central . Los atolones - están formados por arrecifes que tienen muchos miles de metros de ancho . gran parte de ellos se forman en los conos de los volcanes antiguos que se han apagado, estando acompañado el grado de hundimiento del volcán con el grado de crecimiento del coral . Cientos de atolones se encuentran esparcidos en el Pacífico Sur..

III . 2 . Biología de los corales .

Los corales pertenecen al abundante y variado grupo de los celenterados , los

cuales son animales multicelulares simples . El nombre "celenterado" proviene del griego "koilos" , hueco y "enteron" , intestino ; ya que la cavidad principal del cuerpo es la cavidad digestiva .

El polipo suave de coral consiste en tres capas de células y es básicamente una bolsa contráctil coronada con un anillo de seis tentáculos (o un múltiplo de seis) que rodean algo parecido a una boca abierta , (véase fig. III.1) . Los tentáculos tienen células especializadas de aguijón llamadas nematosis , con las cuales - descargan un dardo con una toxina que aturde a la microscópica presa animal . El pequeño esófago muscular desciende desde la boca del polipo hasta el interior de la cavidad estomacal y se une a la pared del cuerpo en seis partes (o un múltiplo de seis) , aumentando el área de la superficie digestiva . Los lados libres de las partes se extienden dentro de los filamentos mesenteriales : tubos enrollados que pueden ser expulsados por la boca o la pared del cuerpo .

El tamaño de los polipos varía según la especie desde un milímetro hasta más de 20 cm de diámetro . Cada polipo puede originar una gran colonia por división asexual . También algunos corales se reproducen sexualmente , produciendo - larvas que forman nuevas colonias . En la mayoría de las especies , los polipos se encuentran en cavidades esqueléticas individuales , que son grupos en forma de abanico de cristales de carbonato de calcio , arreglados en forma particular según la especie de coral . Los polipos pueden soportar el secado o daño mecánico al ser expuestas al aire algunas colonias de coral cuando la marea baja .

Vista superior de la cúpula
esquelética .

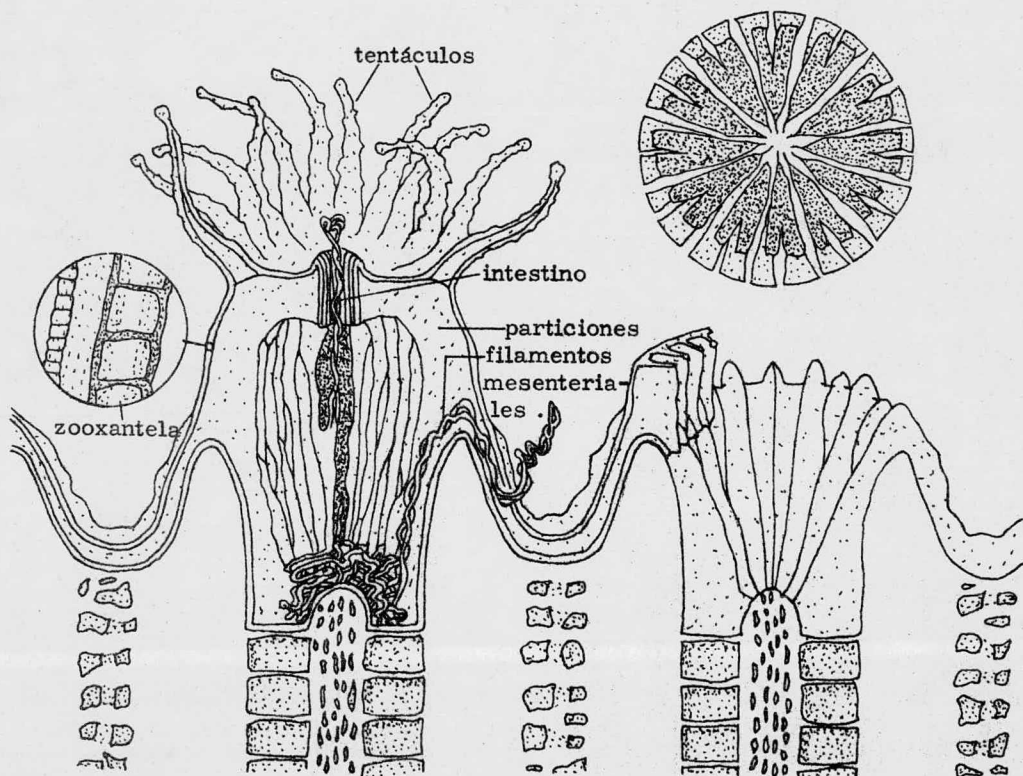


Figura III. 1 . Un polipo de coral .

Un hecho sobresaliente de todos los corales constructores de arrecifes importantes es su simbiosis con la alga unicelular conocida con el nombre de - - zooxantela . Los polipos de coral contienen un gran número de estas algas dentro de las células que se encuentran en la línea de su intestino , como se muestra en la figura III. 1 . Las zooxantelas son algas marinas amarillo-café de la familia "dinophyceae" , a la cual pertenecen muchas algas dinoflageladas . Las algas vivas conducen la fotosíntesis y se dividen en las células de su coral huésped , - siendo en esta simbiosis donde se basa la productividad biológica completa del ecosistema coral-arrecife .

El mecanismo de alimentación regresiva por el que el huésped regula el número de sus células de alga no ha sido determinado , pero existe una pequeña evidencia de que los corales crían y digieren su alga . Parece que los polipos de coral controlan la población de zooxantelas expulsando a las algas más viejas y menos - activas metabólicamente . Bajo condiciones altamente adversas , como oscuridad prolongada o flujo de agua fresca , no es ventajoso para los polipos de coral mantener a sus zooxantelas , por lo que las expulsan de sus tejidos . Se ha mostrado que existen grupos específicos de zooxantelas para determinadas especies de - coral , aunque a algunos corales no les importa el linaje de su alga simbiótica .

Como las zooxantelas necesitan luz para realizar la fotosíntesis , los corales crecen sólo en aguas oceánicas de menos de 100 m de profundidad . Los corales requieren también aguas templadas (arriba de 20° C) y no toleran ni baja salinidad ni alta turbulencia . En agua poco profunda , donde la presión de las olas es alta ,

las colonias forman esqueletos ramificados robustos ; en agua más profunda , - donde la luz es un poco escasa , las colonias forman estructuras horizontales en forma de plato . Las colonias muy profundas maximizan su capacidad de almacenaje de luz por medio del crecimiento en ramificaciones .

Algunas especies de coral no hospedan zooxantelas ; algunas de estas especies se encuentran en grietas bajo las grandes estructuras construídas por los corales constructores de arrecifes o se incrustan en conchas y rocas . Estos corales - pueden tolerar bajas salinidades , bajas temperaturas y profundidades hasta de 6,000 metros . A pesar de que los corales no simbióticos están distribuídos por todo el mundo , su grado de crecimiento es mucho más bajo que el de sus parientes simbióticos , además de que no forman arrecifes masivos .

III . 3 . Fisiología de la simbiosis del coral .

El estudio moderno de la fisiología de la simbiosis del coral empezó con una - serie de elegantes experimentos hechos por C. M. Yonge en la Expedición de la Gran Barrera Arrecifal en 1929 . En ella demostró que los corales simbióticos toman en el día los fosfatos y el amoniaco del agua marina y los liberan por la noche . Para estudiar este fenómeno , posteriormente se proporcionó carbón a los corales en la forma de isótopo radiactivo del carbono 14 . Durante el día , las zooxantelas asimilaron el carbón radiactivo indicado y lo mezclaron fotosinu

téticamente con materia orgánica en un grado que dependía de la intensidad de la luz . Parte de esta materia orgánica conteniendo nutrientes simples , tales como glicerol , glucosa y aminoácidos eran mandados posteriormente de la alga al huésped . Estos compuestos son utilizados por los polipos de coral en caminos metabólicos de energía o como bloques constructores en la elaboración de proteínas, grasas y carbohidratos .

Es muy conocido que el avance de las reacciones metabólicas está limitado por la manera en la que los productos de desperdicio son expulsados del medio ambiente inmediato . Por ser anatómicamente simples, los corales desechan los productos solubles de desperdicio inorgánico como dióxido de carbono, , fosfatos, nitratos , sulfatos y amoniaco por medio del lento proceso de difusión . Estos productos son tomados por la zooxantela para realizar la fotosíntesis , transformándolos de esta manera en nueva materia orgánica . Se ha estimado que aproximadamente 2/3 partes del carbón tomado en la fotosíntesis y calcificación es reciclado del dióxido de carbón respiratorio del polipo de coral y el resto es tomado del agua marina .

III. . 4 . La calcificación en los corales .

El crecimiento en los corales se logra al aumentar la masa del esqueleto calcáreo y el tejido viviente que rodea al coral . El esqueleto de los corales se compone completamente de aragonita (forma fibrosa cristalina más común del

carbonato de calcio , (CaCO_3) ; la calcita (forma cristalina más común del carbonato de calcio) no se encuentra .

Un factor necesario en el grado de calcificación es la conversión del dióxido de carbono respiratorio (CO_2) en ácido carbónico (H_2CO_3) , el cual en su oportunidad se convierte en iones de bicarbonato (HCO_3^-) y carbonato (CO_3^{--}) . La enzima que logra la adición de agua al dióxido de carbono para formar ácido carbónico es la anhidrase carbónica , la cual está presente en altas concentraciones en los corales . La formación subsecuente de los iones de bicarbonato y carbonato es rápida y no requiere catálisis de una enzima . Los iones de calcio del agua marina son absorbidos por los polipos de coral y los transfieren por difusión y por un mecanismo activo de bombeo al sitio de calcificación .

En estudios electromicroscópicos hechos en polipos de coral , se observaron cristales minúsculos de carbonato de calcio encerrados dentro de las membranas de las vesículas en la célula exterior del polipo . Los cristales son expulsados a través de la membrana al esqueleto de coral , donde actúan como núcleo para continuar el crecimiento coralíneo .

Los estudios anteriores han mostrado que aunque los corales constructores de arrecifes crecen bajo condiciones más o menos uniformes de temperatura , luz y circulación de agua , existen grandes diferencias en los grados de crecimiento de las diferentes especies . Los índices más altos se encuentran en los

corales ramificados . En primer lugar , los corales elkhorn y staghorn de las Antillas . En segundo lugar se tiene la Millepora ("coral fuego") y en tercero la Poritidae ("corales dedo") . Los corales macizos crecen más lentamente . En los corales ramificados , la mayor parte del crecimiento se desarrolla en los extremos de las ramas y nuevas ramas se desarrollan en cualquier lugar de las partes viejas de la colonia .

El crecimiento del esqueleto de coral es en promedio 14 veces más rápido en la luz del sol que en la oscuridad . Aún diariamente , las variaciones de la intensidad de la luz tienen un efecto medible en el índice de calcificación : la toma de calcio es mayor en el mediodía de un día soleado ; se reduce en un 50% en un día nublado y en un 90% en la oscuridad total . La intensidad de la luz ambiental decrece también con la profundidad : el flujo luminoso a 60 m de profundidad es sólo un 4% del flujo en la superficie . Como resultado , el grado en el que el calcio se deposita en el esqueleto de coral decrece rápidamente con el incremento en la profundidad .

La materia orgánica mandada por la zooxantela es sólo una de las tres grandes fuentes de nutrición del coral . Los corales son también carnívoros , que inmovilizan al planctón animal con las células punteadas de sus tentáculos o los atrapan en los filamentos de su mucosa , para después ingerirlos . Un polipo puede detectar además químicamente comida potencial , y responder extendiendo sus tentáculos , abriendo su boca o estirando sus filamentos mesenteriales .

Los corales son capaces de tomar materia orgánica disuelta através de la pared de su cuerpo . Ya que los corales se alimentan activamente de planctón , toman los nutrientes del agua marina y absorben sustancias químicas liberadas por sus zooxantelas , ellos cumplen varios papeles ecológicos simultáneamente : productor primario , consumidor primario , alimentador de detritus y carnívoro. Esta compleja red alimenticia reduce su dependencia en cualquier fuente alimenticia sola .

III . 5 . Arquitectura coralínea .

Los polipos de coral pueden no constituir la mayor parte de los seres vivos del arrecife , ni controlar totalmente la productividad biológica o aún la calcificación en todas las partes del arrecife coralíneo, sin embargo , la existencia de la mayoría de las comunidades animales y vegetales del arrecife se basa en la facilidad con la que el coral construya una estructura resistente al oleaje . La distribución de las especies de coral y otras comunidades de animales del arrecife está zonificada de acuerdo a la profundidad . lo cual permite a los paleontólogos estudiar una sección de un arrecife antiguo actualmente en tierra firme , para estimar con precisión la profundidad inicial de esa sección a partir de los animales fósiles encontrados en ella .

En muchos arrecifes , la característica estructural mayor es una muralla de coral que llega a la superficie del agua . La zona en la que se tienen las condiciones más propicias para que las colonias de coral se desarrollen es la zona de

sotavento . La muralla mencionada está construída con cabezas redondas de coral y con corales ramificantes robustos , los cuales construyen una vallada rígida de esqueletos de coral . Viviendo en el arrecife se tienen generalmente corales más pequeños y frágiles , así como una gran cantidad de alga calcárea . La masa total de esta alga es pequeña comparada con la de los corales , pero su reproducción es tan alta que la arena formada por sus restos esqueléticos constituye la mayor parte del volumen de carbonato de calcio depositado en el arrecife .

En la parte superior de la estructura viven incrustados cientos de organismos de diferentes especies , manteniendo unidas las ramas de los corales . Innumerables peces e invertebrados se esconden también en los rincones y grietas del arrecife , emergiendo algunos de ellos sólo por la noche . Además organismos sésiles (de desplazamientos limitados) cubren el espacio disponible en los estratos de coral y en los esqueletos de corales muertos . En el fondo marino muchos animales se alimentan filtrando los nutrientes existentes en la materia orgánica escondida en los sedimentos o atrapando parte del detritus orgánico seleccionado en la parte superior para el fondo del arrecife .

En algunos lugares del arrecife , los corales alfombran casi por completo el piso marino y forman apoyos masivos, separados por estrechos canales arenosos, por donde corre un flujo estable de sedimento fino originado por la desintegración de corales muertos , alga calcárea y otros organismos . Los canales parecen -

cañones sinuosos estrechos con paredes verticales de crecimiento coralíneo - sólido , algunos de ellos están completamente techados con coral . Esta interacción de apoyos y canales disipa la energía acuñcola y al mismo tiempo permite el libre flujo de sedimentos , que de otra forma obstruirían el crecimiento del coral .

III . 6 . Crecimiento arrecifal .

El crecimiento del arrecife es el resultado de una relación dinámica entre la extensión hacia arriba de la estructura de coral y la salida de un volumen mucho mayor de detritus de grano fino . La exportación del sedimento del arrecife está acompañada en forma importante por flujo gravitacional y por deslizamiento , - hacia alguna laguna (si existiese) ó através de los canales hacia agua más - - profunda . Pilas inestables de coral pueden caer por su propio peso y deslizarse por tal motivo . Estas dislocaciones crean nuevos sustratos para los organismos incrustadores y ayudan a que las comunidades de coral se establezcan en las - - pendientes más bajas .

Otros dos procesos importantes que influyen en el crecimiento del arrecife son la erosión biológica y la litificación submarina . Muchas especies de alga filamenutosa , gusanos marinos , crustáceos y moluscos perforan los esqueletos de coral, cavando hoyos por abrasión mecánica o disolución química , cortando pequeños - trozos de carbonato de calcio , los cuales constituyen un componente importante -

de los sedimentos finos .

Contrarrestando los efectos de la erosión biológica se tiene la litificación submarina : el depósito de cemento de carbonato de grano fino en los poros y - - cavidades del esqueleto de coral . Los sedimentos atrapados en la estructura son unidos con cemento calcáreo rápidamente por organismos incrustadores . El - origen del cemento no está aún claro ; puede ser un precipitado inorgánico - - creado por la bacteria que vive en las grietas de los arrecifes . La litificación submarina crea así un aumento en el tamaño del arrecife y estabiliza el perfil - inclinado de las paredes caídas .

El crecimiento de los arrecifes es por lo tanto , el resultado de un balance - dinámico entre el crecimiento de la estructura , el transporte de sedimento , la bioerosión causada por los perforadores , la destrucción mecánica y la litifica - ción submarina , con la importancia relativa de estos factores variando de - - arrecife en arrecife .

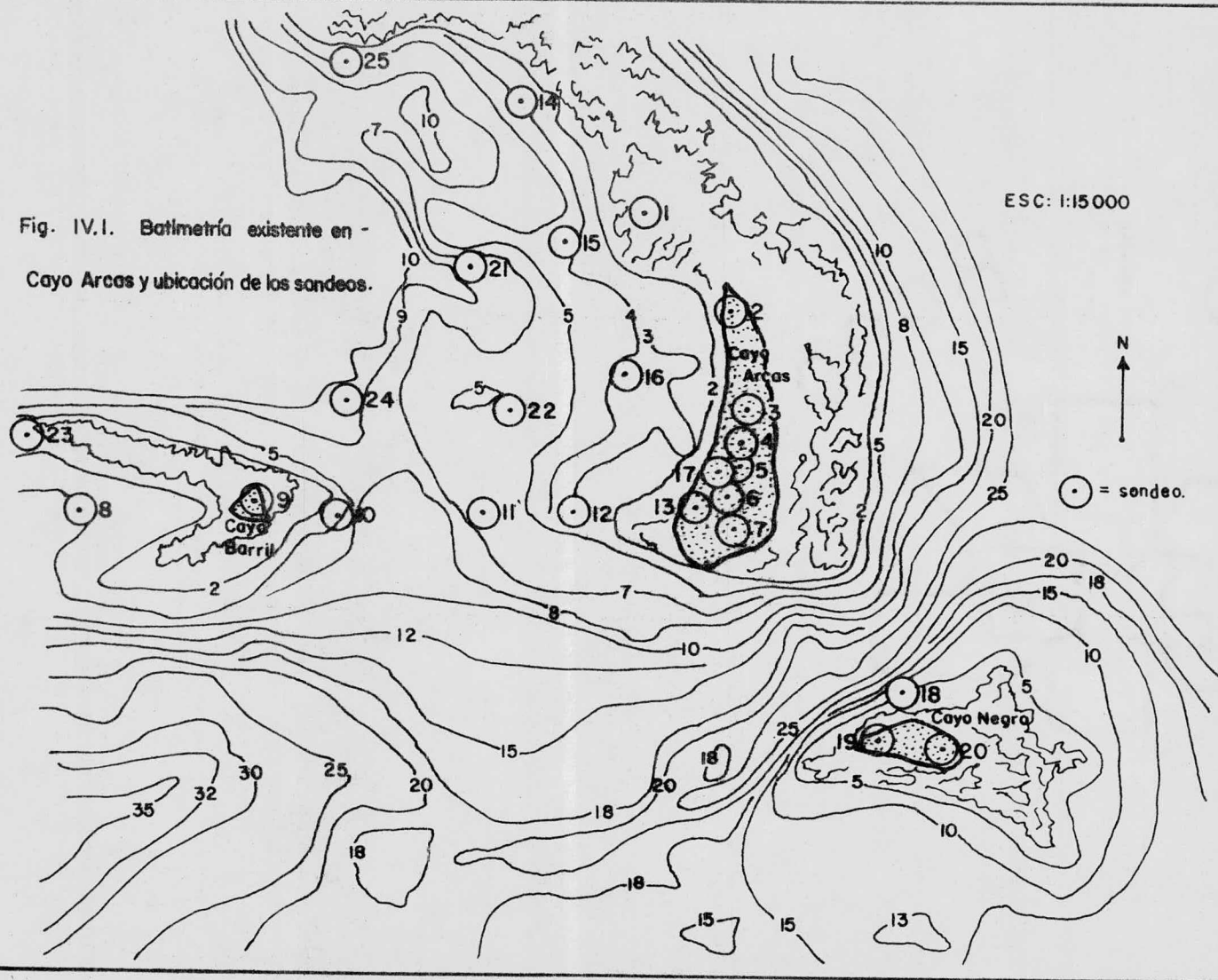
CAPITULO IV .

CAYO ARCAS .

IV . 1 . Descripción del sitio .

El arrecife coralíneo de Cayo Arcas se encuentra ubicado en la Sonda de Campeche , en las coordenadas $20^{\circ} 12'$ de latitud norte y $91^{\circ} 57'$ de longitud oeste . El arrecife está constituido por tres islotes : Cayo Arcas , Cayo Barril y Cayo Negro , los cuales forman un triángulo . En la fig. IV.1 se pueden apreciar los islotes mencionados . Cayo Arcas es el islote de mayores dimensiones con una superficie aproximada de 13 Has. Este cayo ocupa el vértice noreste y tiene forma de triángulo isósceles . Su lado menor se encuentra en el sur y tiene una longitud de 370 m. Los lados restantes tienen 950 m de longitud . Las elevaciones de Cayo Arcas sobre el nivel del mar varían de 0 m en la playa hasta 4 m en los montículos del lado oeste .

Fig. IV.1. Batimetría existente en -
Cayo Arcas y ubicación de los sondeos.



Cayo Negro se encuentra en el vértice sureste y forma un área irregular de 2.6 Has. aproximadamente . Cayo Barril tiene también forma irregular y se ubica en el vértice oeste . Es el menor de los cayos , ya que su superficie es de sólo 0.3 Has. Tanto Cayo Negro como Cayo Barril tienen una configuración más plana comparándolos con Cayo Arcas . Sus elevaciones máximas sobre el nivel del mar son de 2 m .

Cayo Negro y Cayo Barril están rodeados por arrecifes de coral en etapa de crecimiento . En cambio , en Cayo Arcas , se tienen este tipo de arrecifes principalmente al norte y al este , que es donde se tienen las condiciones más propicias para que las colonias de coral se desarrollen , por ser la zona de sotavento . Las colonias de coral existentes en los islotes mencionados limitan en general la curva batimétrica de los 2 m .

Entre los islotes y las formaciones sumergidas de coral se encuentra una laguna que tiene 97 Has. de superficie . El fondo de la laguna está formado en proporción importante por suelos arenosos y se encuentra entre las curvas batimétricas 2 y 10 m .

Batimetría .

A continuación se señala información obtenida en base a los estudios batimétricos , indicándose la separación existente entre los tres cayos , así como la

variación de la profundidad del fondo marino .

La separación aproximada entre Cayo Barril y Cayo Arcas es de 1,300 m . La profundidad máxima del fondo marino a lo largo de esta trayectoria es de 8 m . Sin embargo , se tiene una variación muy irregular de la profundidad con respecto a la longitud . Así , a una distancia de 210 m a partir de Cayo Barril y a 2 m de profundidad , se mantiene una pendiente del 9% hasta los 275 m , distancia en la que se alcanza la máxima profundidad , la cual se mantiene 300 m , para posteriormente ascender con una pendiente del 0.8% hasta llegar a Cayo Arcas .

Entre Cayo Arcas y Cayo Negro se tiene una separación de 600 m aproximadamente . En la profundidad máxima , que es de 25 m , se tiene un canal de unos 50 m de ancho , el cual se inicia a los 375 m y termina a los 425 m a partir de Cayo Arcas . La separación entre los cayos anteriores se puede dividir en tres tramos en base a la pendiente . El primero de ellos , se inicia en Cayo Arcas y termina a los 125 m de éste . La pendiente en este tramo es del 12% . El segundo tramo termina a los 375 m y se sigue manteniendo en él la pendiente descendente , pero más suave , ya que su valor es del 4% . En el último tramo , la pendiente asciende con un valor aproximado del 11% hasta llegar a Cayo Negro .

La separación existente entre Cayo Barril y Cayo Negro es la mayor de todas , ya que su longitud aproximada es de 2,050 m . A los 1,800 m de longitud a partir de Cayo Barril se tiene la máxima profundidad , la cual es de 28 m . La separación entre los cayos mencionados , puede considerarse dividida también en tres tramos

en base a la pendiente . El primer tramo que se inicia en Cayo Barril tiene una pendiente del 3.5% y termina a los 225 m de longitud . El segundo tramo , que es también de pendiente descendente termina a los 1,800 m de longitud a partir de Cayo Barril . El valor numérico de la pendiente es del 1.3% aproximadamente . Finalmente , el último tramo tiene una pendiente aproximada del 11% y termina en Cayo Negro .

IV . 2 . Exploración del subsuelo .

Para conocer las propiedades del subsuelo que forma Cayo Arcas , se consideró apropiado realizar un total de 25 sondeos , de los cuales ocho se realizaron en Cayo Arcas , dos en Cayo Negro , uno en Cayo Barril y catorce en la laguna y los arrecifes . Las profundidades abarcadas en los sondeos variaron entre 16 y 100 m y el total de metros perforados fue de 1,378 . En la figura IV.1 se muestra la ubicación de los sondeos mencionados .

El subsuelo fue explorado con perforadoras Long Year - 34 . En los sondeos realizados en el mar , se usaron dos chalanes tipo flotante y uno con patas , el cual se podía apoyar hasta una profundidad menor a 6.0 m.

Los sondeos realizados fueron de los tipos alterado , inalterado y mixto . Para la obtención de muestras alteradas se utilizó el equipo y normas de la Prueba de Penetración Estándar , que es el método preliminar que proporciona información más útil sobre el subsuelo , sobretodo en suelos puramente friccionantes , ya -

que nos permite conocer la compacidad de los mantos , que es la característica principal respecto a su comportamiento mecánico . En los suelos finos , el método nos da una ligera idea de la resistencia a la compresión simple . Además el método permite obtener muestras .

El equipo usado en el método consta de un muestreador conocido como penetrómetro estándar , que es generalmente de media caña y cuyas dimensiones se indican en la figura IV. 2 , (Ref. 4) .

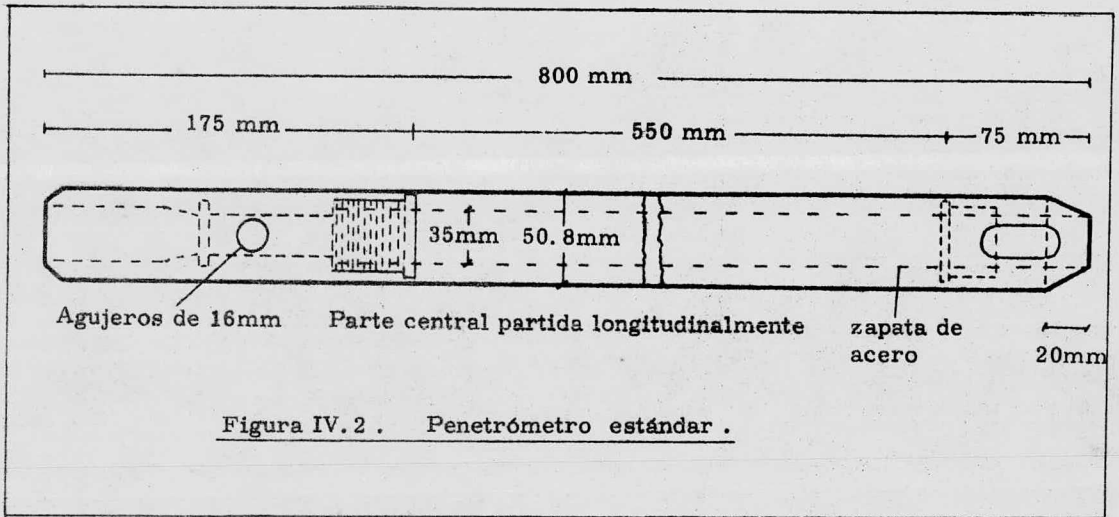
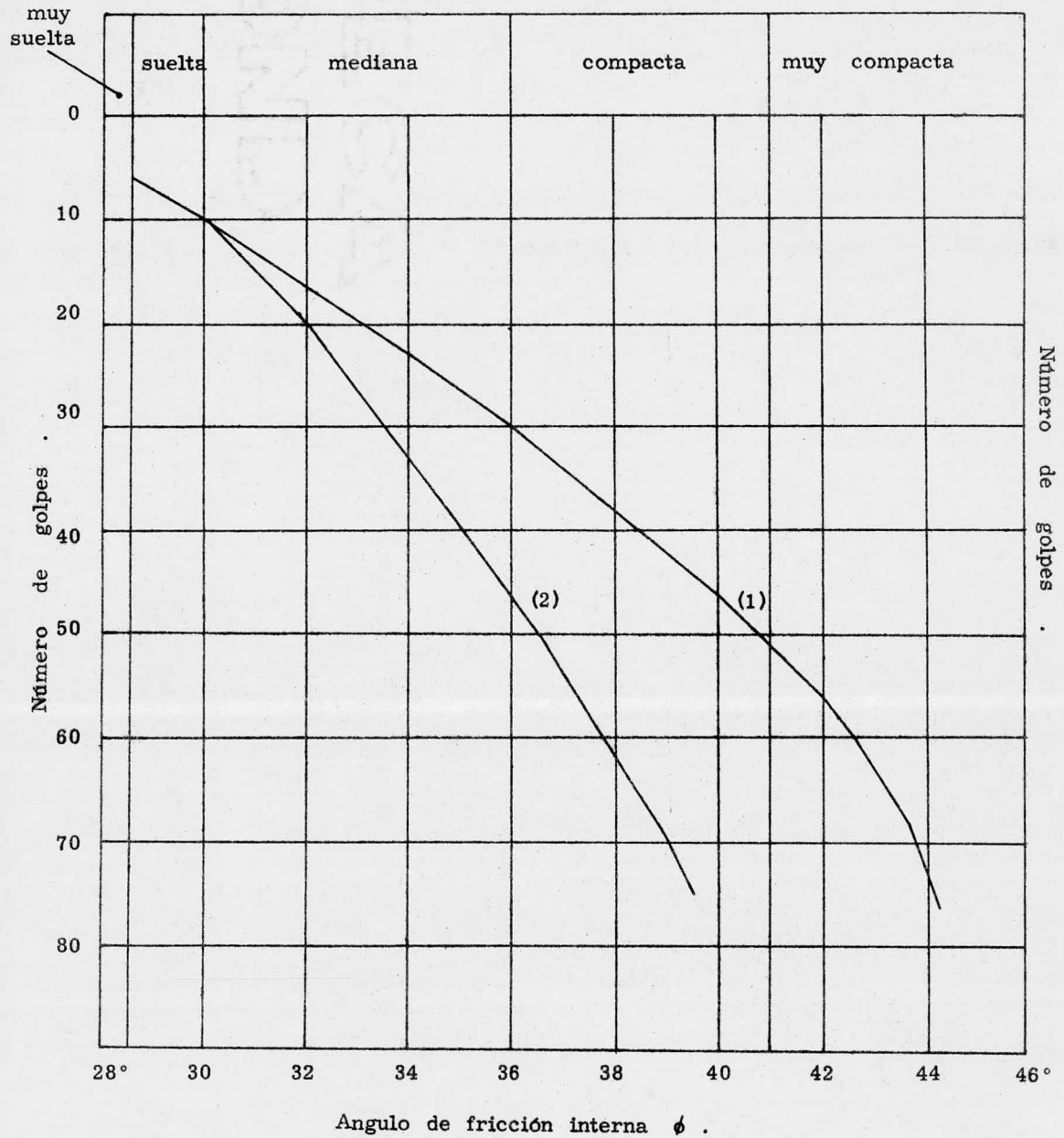


Figura IV.2 . Penetrómetro estándar .

El pozo se lava con una broca tricónica y se coloca el muestreador en el fondo, para después penetrarlo a golpes 15 cm mediante un martinete hueco de 63.5 kg de peso que cae desde 76 cm. Posteriormente se cuenta el número de golpes necesarios para penetrar 30 cm más el muestreador, siendo este número de golpes, el que ha sido relacionado con la compacidad y el ángulo de fricción interna en suelos friccionantes y con la resistencia a la compresión simple en suelos cohesivos, como se indica en la fig. IV. 3 (Ref. 4) y en la Tabla IV. 1 (Ref. 4) respectivamente.

Ya que se ha penetrado el muestreador la longitud indicada anteriormente, se penetra por último toda su longitud y se extrae, obteniéndose en él, la muestra alterada de suelo.



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso .
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas .

Fig. IV. 3 . Correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción interna de las arenas .

Tabla IV. 1 . Relación entre el número de golpes y la resistencia a la -
compresión simple , en suelos finos .

Consistencia	Número de golpes	Resistencia a la compresión simple , q_u kg/cm ²
muy blanda	< 2	< 0.25
blanda	2-4	0.25-0.50
media	4-8	0.50-1.00
firme	8-15	1.00-2.00
muy firme	15-30	2.00-4.00
dura	> 30	> 4.00

Las muestras inalteradas se obtuvieron con tubos de pared delgada, tipo Shelby, de 2 1/2" y 4" de diámetro. En la figura IV. 4 se muestra un tubo tipo Shelby (Ref. 4).

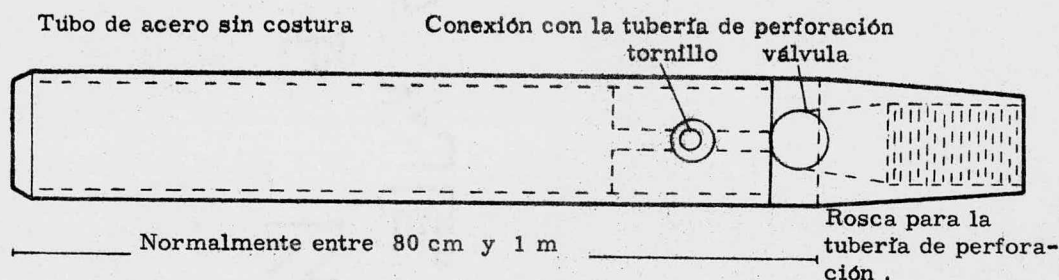


Fig. IV. 4 . Muestreador Shelby .

Una gran serie de experimentos hechos por M. J. Hvorslev han probado que para obtener un grado mínimo de alteración de la muestra, el tubo Shelby se debe hincar a presión. Se ha encontrado también que el grado de alteración de la muestra (A_r), hincando el tubo a presión y a velocidad constante, está en función del diámetro exterior del tubo (D_e) y del diámetro interior (D_i), como se

indica en la siguiente expresión :

$$\text{Ar (\%)} = \frac{\text{De}^2 - \text{Di}^2}{\text{De}^2}$$

La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo . La relación mencionada no debe ser mayor del 10% .

Sin embargo cuando el suelo por ser muy compacto , no permitía el uso del tubo Shelby a presión , éste se hincaba a rotación lenta , previo corte de dientes en las zapatas del tubo . Cuando era posible , se usaba muestreador giratorio doble tipo Denison , el cual es un barril con tubo interior saliente y adaptado especialmente para muestreo de suelo compacto a duro , pero erosionable . El barril Denison fue diseñado para el Cuerpo de Ingenieros del Distrito Denison por H. L. Johnson .

En la figura IV. 5 se puede apreciar un barril Denison , (Ref. 6) .

El tubo interior del barril Denison tiene una zapata con un extremo filoso que corta . La longitud de este extremo cortante bajo la broca se puede variar de 0 a 7.5 cm (3") con brocas intercambiables de longitudes diferentes . La longitud máxima se usa en suelos relativamente suaves o sueltos y el extremo cortante a ras con la broca en suelos muy compactos . Un retenedor de muestra que consta de resortes muy delgados y sobrepuestos se coloca en la unión entre la zapata y el tubo interior . Los resortes delgados ofrecen menos resistencia a la entrada

de la muestra , causan menos alteración y ofrecen mejor soporte a muestras de suelos sin cohesión , que los resortes más pesados , que aunque se requieren en menor cantidad , son más fácilmente dañados , por lo que es necesario reemplazar estos retenedores de muestra con mayor frecuencia . El tubo interior tiene un tubo formado con láminas de metal galvanizado , en el cual la muestra se conserva durante el transporte y almacenaje .

Una válvula "check" se encuentra arriba de la camisa y un agujero exterior comunica el vástago hueco con la región de baja presión, arriba de la cabeza del muestreador . La presión hidrostática en el tubo interior es por tanto disminuida y la entrada de la muestra facilitada . Sin embargo , los agujeros exteriores requieren control cuidadoso del grado de alimentación y la presión de la bomba . En caso de tener presión excesiva de la bomba o bloqueo por un excesivo grado de alimentación , el fluido puede pasar bajo la zapata del tubo interior , subir por él y por los agujeros exteriores , lo cual puede desgastar y erosionar la mayor parte de la muestra ; en este caso la circulación del fluido debe ser disminuida o mantenida apenas mientras el barril se establece en el fondo de la perforación, y el flujo debe ser incrementado lentamente a su valor permisible en tanto que el muestreo avance y la longitud de la muestra aumente .

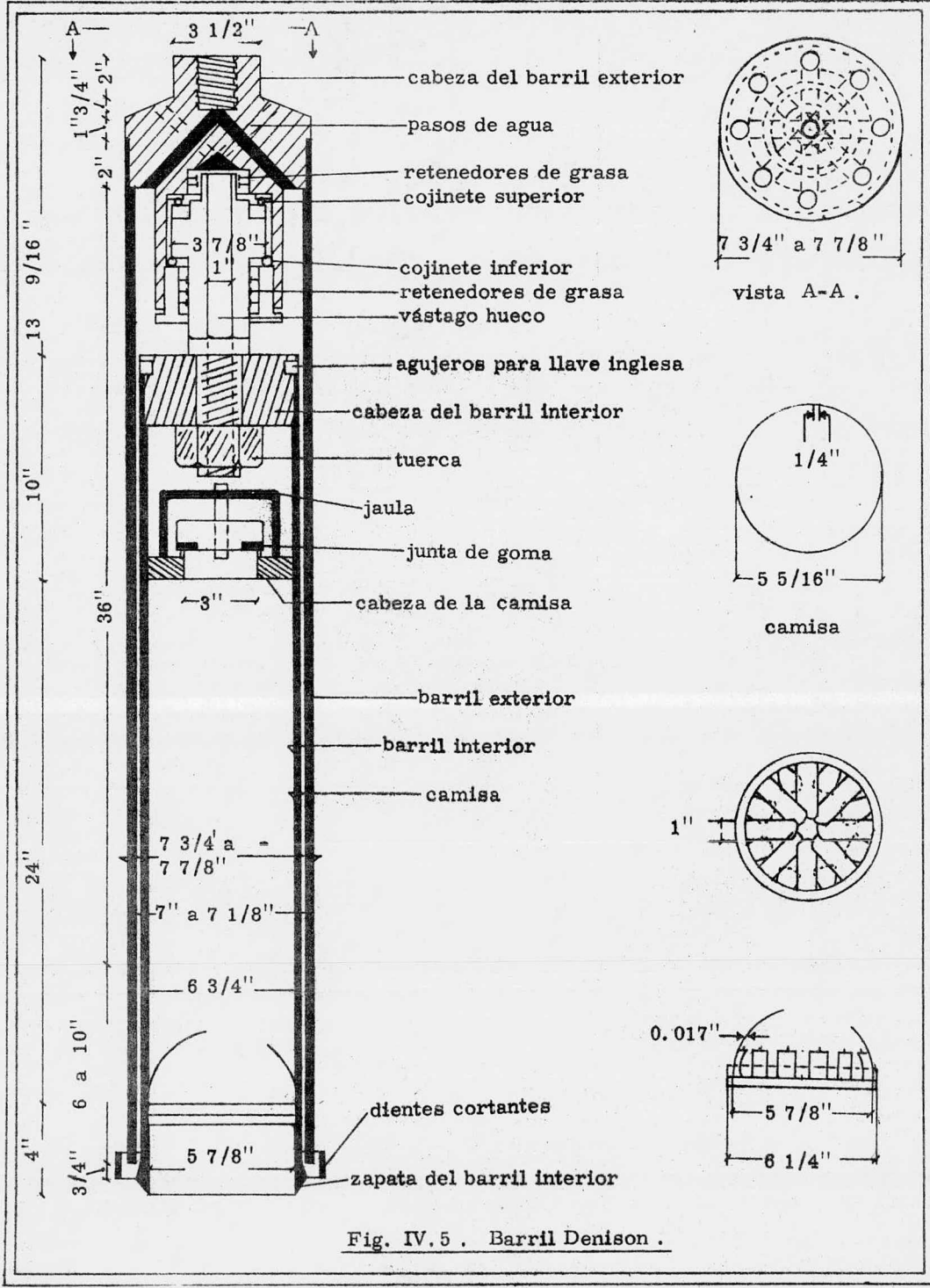
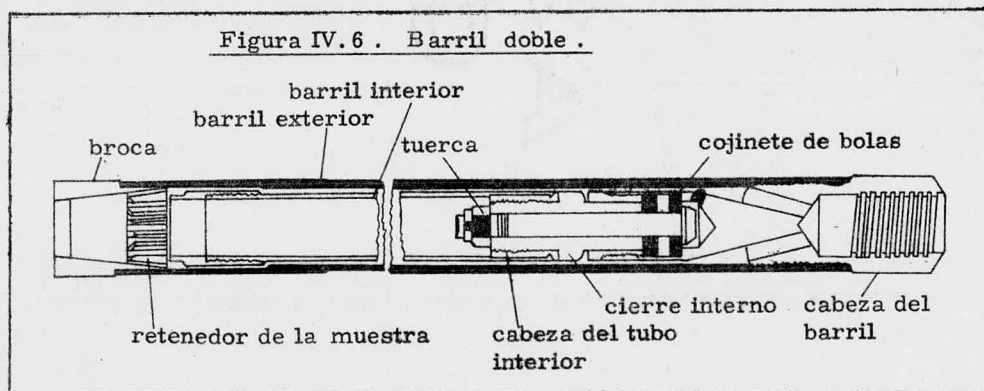


Fig. IV. 5 . Barril Denison .

Los materiales pétreos se muestrearon hincando a rotación y presión un barril doble giratorio , tipo NXL o NV , con broca de diamante . Los barriles de doble tubo protegen a la muestra de la acción del líquido circulante y se usan en el muestreo de roca suave , no-uniforme y fisurada ; y en general cuando el diámetro de la muestra es pequeño .

En la fig. IV.6 se observa un barril doble .

El tubo interior puede estar conectado rígidamente a la cabeza de la muestra del barril , en cuyo caso gira con el barril exterior y solamente sirve para proteger la muestra contra la erosión y mantener abiertos los canales . Sin embargo , los de cabeza giratoria , como el barril NXL ,son preferibles , ya que el tubo interior no gira durante el muestreo y la torsión transmitida a la muestra y la posibilidad de que ésta se rompa son menores . El barril NXL tiene un ancho aproximado de abertura de 1.11 cm (7/16") y extrae muestras de 5.40 cm (2 1/8") de diámetro . Los barriles usados en los suelos llevan generalmente un tubo de pared delgada dentro de ellos , quedando en él la muestra lista para ser sellada y enviada al laboratorio .



A continuación se indica la ubicación, el tipo de muestreo y la profundidad perforada en cada sondeo. Se recomienda ver la figura IV.1.

CAYO ARCAS		
Sondeo	Muestreo	Profundidad (m)
2	mixto	50
3	mixto	75
5	mixto	100
7	mixto	50
13	mixto	50
4	inalterado	50
6	inalterado	50
17	inalterado	50
CAYO NEGRO		
Sondeo	Muestreo	Profundidad (m)
19	mixto	50
20	mixto	100
CAYO BARRIL		
9	mixto	102

LAGUNA Y ARRECIFES		
Sondeo	Muestreo	Profundidad (m)
1	mixto	50
8	mixto	50
10	mixto	50
11	mixto	50
12	mixto	50
14	mixto	50
15	mixto	39
16	mixto	50
21	mixto	50
23	mixto	50
24	alterado	16
25	mixto	50
18	inalterado	50
22	inalterado	46

IV . 3. Ensayes de laboratorio .

Las muestras obtenidas en los sondeos se clasificaron en el campo y en el laboratorio en forma visual y al tacto , aplicando el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) , el cual se expresa a continuación , (Ref.4) .

Para su estudio los suelos se han clasificado en dos grandes grupos : suelos gruesos y suelos finos. Dentro de los suelos gruesos quedan comprendidas las gravas y las arenas , en tanto que en los suelos finos , los limos y las arcillas.

La diferencia entre los materiales constituidos por partículas gruesas, aplicando el criterio antes mencionado, es netamente visual. Así, se considera que el tamaño de las partículas que formen una grava se debe encontrar entre 75 mm (3") y 5 mm ; y el tamaño de las partículas que formen una arena tiene, como límite superior los 5 mm y como límite inferior, a aquellas partículas que aún pueden distinguirse a simple vista .

Por lo que respecta a los suelos finos, se propone escoger para su análisis a aquellas partículas cuyo diámetro sea menor a 0.5 mm. Las pruebas efectuadas en este tipo de suelo son :

- a) Dilatancia .
- b) Tenacidad .
- c) Resistencia en estado seco .
- d) Color y olor .

a) Dilatancia .

Se prepara una pastilla de suelo de 10 cm^3 y se añade agua si es necesario , con el fin de dejar el suelo suave , pero cuidando de no dejarlo pegajoso . Se coloca en una mano la pastilla , luego se aprieta y se agita horizontalmente , golpeándose con energía contra la otra mano varias veces . Se considera una - reacción positiva si aparece agua en la superficie de la pastilla , la cual tendrá entonces una consistencia de hígado y apariencia lustrosa . Si posteriormente la pastilla se aprieta entre los dedos , el agua y el lustre superficial desaparecen y la pastilla se vuelve tiesa y se desmorona . La prontitud con la que el agua - aparece durante el agitado y su posterior desaparición durante el apretado sirve para identificar el carácter de los finos de un suelo .

Las arenas finas muy limpias dan la reacción más rápida , los limos inorgánicos dan una reacción rápida moderada y las arcillas plásticas no presentan - reacción .

b) Tenacidad .

Con una pastilla como la indicada para la dilatancia , es decir , de 10 cm^3 y de consistencia de masilla , el espécimen se rola entre las palmas de la mano o - sobre una superficie lisa hasta formar un rollito de 3 mm de diámetro , el cual se vuelve a rolar varias veces . Como consecuencia del rolado , la pastilla - - reduce su contenido de humedad , poniéndose tiesa , para finalmente desmoronarse . Una vez desmoronado el rollo , los pedazos se juntan , amasándose - ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorone nuevamente .

Si el rollo de suelo cerca del punto de desmoronamiento es rígido , lo mismo que al romperse entre los dedos , se trata de una arcilla . Si el rollo cerca del punto de desmoronamiento , se siente muy débil y al romperse entre los dedos se siente suelto y se desmorona fácilmente , se trata de un limo o de una - - arcilla orgánica .

c) Resistencia en estado seco .

Esta prueba se realiza también en una pasta de suelo con consistencia de masilla . Se deja secar completamente la porción de suelo en un horno , al sol o al aire y se prueba su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos .

Si la pasta de suelo opone una alta resistencia en estado seco , se trata de una arcilla de alta compresibilidad y si la pasta presenta una ligera resistencia , se trata de una arena fina limosa o de un limo , diferenciándose éstos porque la - arena fina limosa se siente granular , mientras que el limo da la sensación suave de la harina .

d) Color y olor .

El color y el olor sirven para aclarar algunas características de los suelos . - En general , los colores oscuros son indicativos de la presencia de materia - - orgánica coloidal , en tanto que los colores claros y brillantes son característicos de los suelos inorgánicos .

Por lo que respecta al olor , los suelos orgánicos presentan un olor distintivo , el cual es más intenso si el suelo está húmedo .

Cualitativamente las propiedades de los suelos se determinaron aplicando los siguientes ensayos índice :

- a) Contenido Natural de agua .
- b) Límite líquido .
- c) Límite plástico .
- d) Granulometría y porcentaje de material menor que la malla 200 .
- e) Peso volumétrico .
- f) Densidad de sólidos .

A continuación se explica que representa cada una de las pruebas mencionadas y como se realizan :

- a) Contenido natural de agua .

El contenido natural de agua de un suelo es la relación expresada en por ciento (%) existente entre el peso de la fase líquida y el peso de la fase sólida, es decir:

$$W (\%) = \frac{W_w}{W_s} (100)$$

La determinación del contenido natural de agua en el laboratorio se realiza pesando la muestra (W_m), para posteriormente secarla al horno durante 24 horas y a una temperatura de $105 \pm 5^\circ \text{C}$; y volverla a pesar, obteniendo así el peso de la fase sólida (W_s), con lo cual restando este peso al peso inicial de la muestra, se obtiene el peso de la fase líquida ($W_w = W_m - W_s$), pudiendo entonces calcu-

larse el contenido de agua de la muestra .

b) Límite líquido .

La prueba del límite líquido es una prueba hecha en muestras de suelo fino . El límite líquido representa la frontera entre los estados semi-líquido y plástico , considerándose que una muestra está en estado semi-líquido cuando tiene las - - propiedades de un fluido viscoso ; y que , si se comporta plásticamente , está en estado plástico . A continuación se señala como se realiza la prueba del - - límite líquido , y la obtención de éste , el cual indica el contenido de agua que da al suelo una consistencia tal que resiste al corte 25 g/cm^2 .

1. Se toman 100 g de muestra de suelo y se humedece con agua destilada , - mezclándola con una espátula hasta que adquiere una consistencia suave y uniforme.

2. Se coloca una porción de 8 mm de espesor de la muestra anterior en la - - copa de Casagrande , que es un recipiente esférico de bronce de 54 mm de radio interior , 2 mm de espesor y 200 g de peso . Se hace una ranura como se - - indica en la figura IV. 7b con un ranurador diseñado para ello . En la fig. IV. 7a se muestra la copa Casagrande y el ranurador empleado .

3. Se acciona la copa , la cual tiene un tacón , mediante el cual está unida a un eje fijo . La copa debe golpearse contra la base del dispositivo , que es de - micarta 221 , a una velocidad de 2 golpes por segundo . La altura de caída de la copa es de 1 cm .

4. Se anota el número de golpes necesarios para que la ranura se cierre - -
1.27 cm (1/2") y se mide el contenido de agua .
5. Se hacen otras mediciones para diferentes cantidades de agua agregada y se dibujan los valores obtenidos en una gráfica que contiene en escala natural el contenido de agua en el eje de las ordenadas y el número de golpes en escala logarítmica en el eje de las abscisas .
6. Se traza una recta envolvente de las mediciones anteriores y se obtiene el - contenido de agua para 25 golpes , que es el valor de ese suelo en el límite líquido.

En la fig. IV. 8 se ilustra como se determina en la gráfica ya explicada el límite líquido, (Ref. 4) .

Figura IV.7. Copa Casagrande .

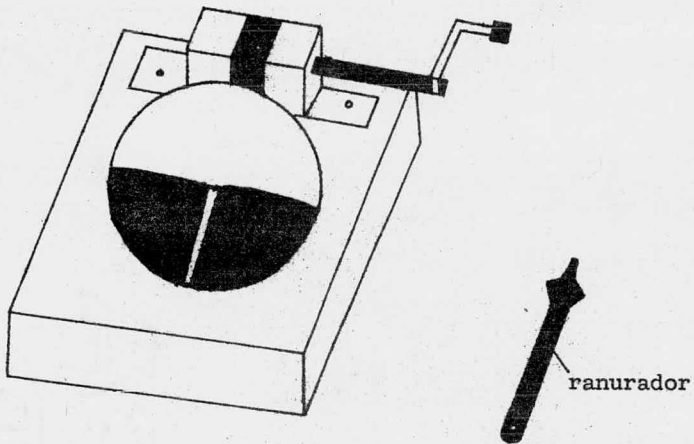


Fig. IV.7a. Copa Casagrande y ranurador .

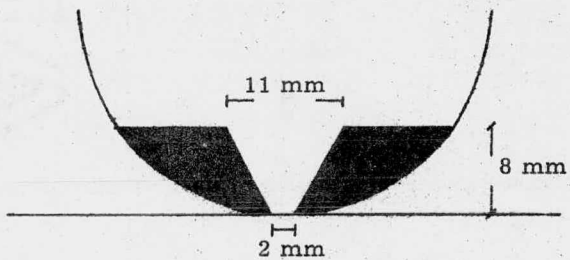
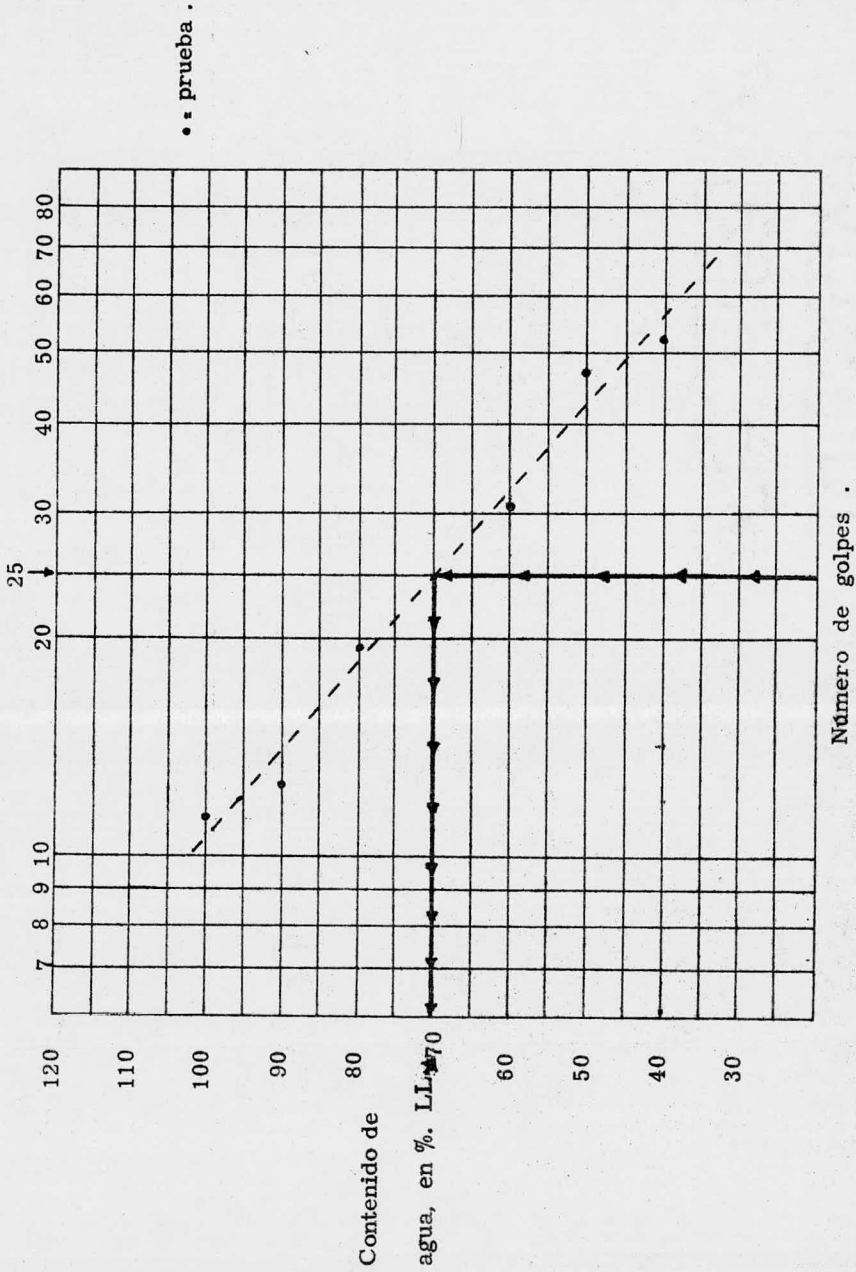


Fig. IV.7b. Dimensiones de la ranura en la Copa Casagrande.

Fig. IV.8 . Obtención del límite líquido .



c) Límite plástico e índice de plasticidad .

Al igual que la prueba del límite líquido , la prueba del límite plástico se realiza en muestras de suelo fino . El límite plástico indica la frontera existente entre los estados plástico y semi-sólido ; siendo el estado semi-sólido aquel en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido , pero que disminuye de volumen al estar sujeto a secado ; y el plástico , aquel en el que el suelo se comporta plásticamente . La prueba del límite plástico se realiza como sigue :

1. Se mezclan 20 g de suelo húmedo y se rolan con la mano sobre una placa de vidrio , hasta que se forme un tubo de 3 mm de diámetro (1/8") . Si el tubo no presenta señales de agrietamiento, se deshace y se vuelve a enrollar , hasta que el nuevo tubo de 3 mm de diámetro se agriete .
2. Se determina el contenido de agua de una parte del tubo agrietado .
3. Con una nueva cantidad de suelo húmedo se vuelven a formar rollitos como ya se ha explicado y se les mide su contenido de agua .
4. Se obtiene el límite plástico , que es el resultado promedio de las mediciones anteriores .

Índice de Plasticidad .

El índice de plasticidad es un parámetro que indica la plasticidad del suelo fino , por lo que se obtiene de restar el límite plástico al límite líquido . Tomando como base el índice de plasticidad y el límite líquido, se ha elaborado la Carta de Plasticidad, la cual permite clasificar a los suelos finos. Esta Carta se muestra en la

- fig. IV. 9, (Ref. 4) .

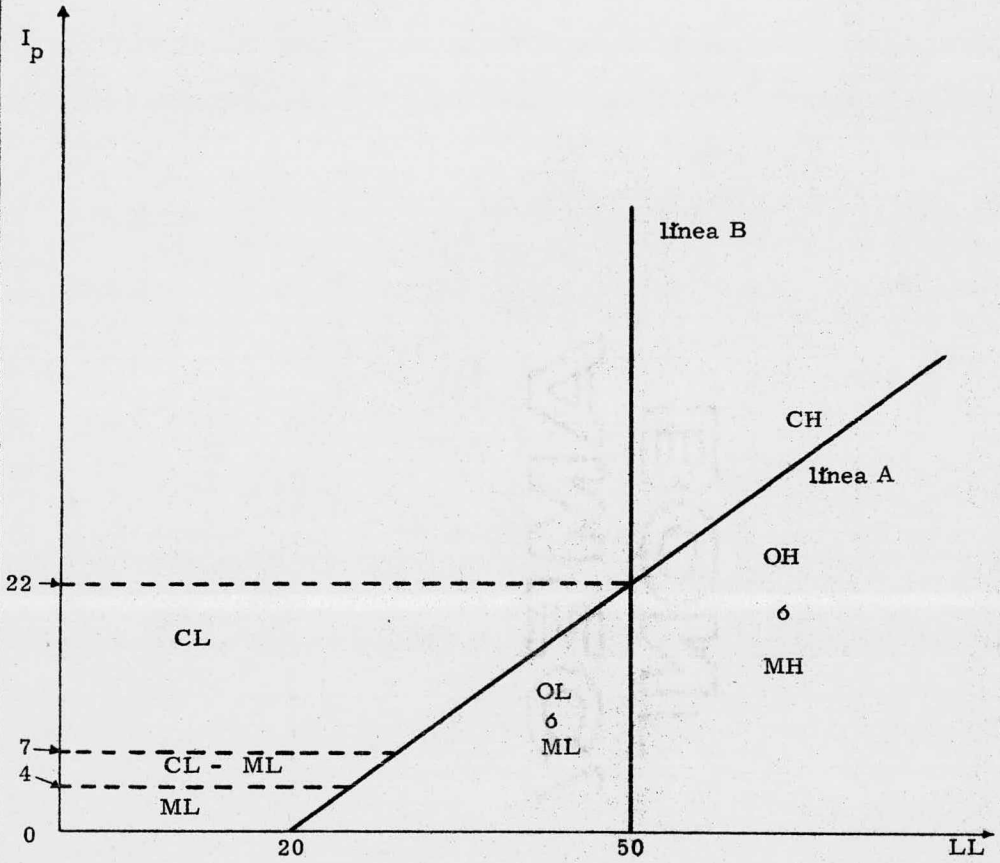


Fig. IV. 9 . Carta de Plasticidad .

d) Granulometría y porcentaje de material menor que la malla 200 .

La granulometría nos permite describir un suelo en base al tamaño de sus - - partículas , para tal fin se usa generalmente el método del cribado por mallas , - en el cual el suelo es pasado por una serie de mallas de diferente abertura . En - las mallas de mayor separación entre hilos , la abertura de la malla es nominal , - existiendo mallas que varían de 3" a 3/8" . Las mallas de menor separación entre hilos se denominan de acuerdo al número de separaciones entre hilos existentes - en una pulgada cuadrada , siendo las más usadas las que varían del número 4 al 200 , destacando por su uso las mallas de los números 4, 10, 20, 40, 60, 100 y - 200 .

La representación gráfica de los diferentes tamaños existentes en la muestra de suelo mediante el cribado por mallas , se conoce como curva granulométrica , en la cual , en el eje de las ordenadas se representa en porcentaje de peso , las - - partículas menores que un cierto tamaño representado en el eje de las abscisas . El eje de las ordenadas está en escala natural , en tanto que el de las abscisas en - escala logarítmica , lo cual permite apreciar mejor la variación de los tamaños - de partícula existentes en la muestra de suelo . En la figura IV. 10 se puede ver - una curva granulométrica , (Ref. 4) .

Se considera que si más del 50% en peso de la muestra de suelo queda retenido entre la malla de 3" y la malla No. 4 , se trata de una grava . Si el porcentaje indicado queda comprendido entre la malla No. 4 y la malla No. 200 , se trata - de una arena . Tanto la grava como la arena se consideran como suelos gruesos . Es adecuado señalar que la separación existente entre los hilos que forman la - -

mallas de 3", es de 76.2 mm ; de la del No. 4 de 4.76 mm y de la No. 200 de 0.074 mm .

Si además la grava tiene menos del 5% en peso de finos , ésta puede ser de dos tipos : grava bien graduada (GW) o grava mal graduada (GP) .

Se considera que una grava es bien graduada (GW) si cumple con las dos - - condiciones siguientes :

- 1) Coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 .
- 2) Coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3 .

El coeficiente de uniformidad (Cu) se define mediante la siguiente expresión :

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad , \quad \text{donde : } Cu : \text{ coeficiente de uniformidad .}$$

D_{60} : tamaño para el cual el 60% en peso del suelo es igual o menor , véase fig. IV. 10 .

D_{10} : tamaño para el cual el 10% en peso del suelo es igual o menor , véase fig. IV. 10 .

El coeficiente de curvatura (Cc) se define como : $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, donde :

Cc : coeficiente de curvatura ,

D_{30} : tamaño para el cual el 30% en peso del suelo es igual o menor , ver fig. IV. 10.

D_{10} : tamaño para el cual el 10% en peso del suelo es igual o menor , ver fig. IV. 10.

D_{60} : tamaño para el cual el 60% en peso del suelo es igual o menor , ver fig. IV. 10.

Se considera que una grava es mal graduada (GP) si el coeficiente de uniformidad es menor de 4 o si el coeficiente de curvatura no se encuentra entre 1 y 3 .

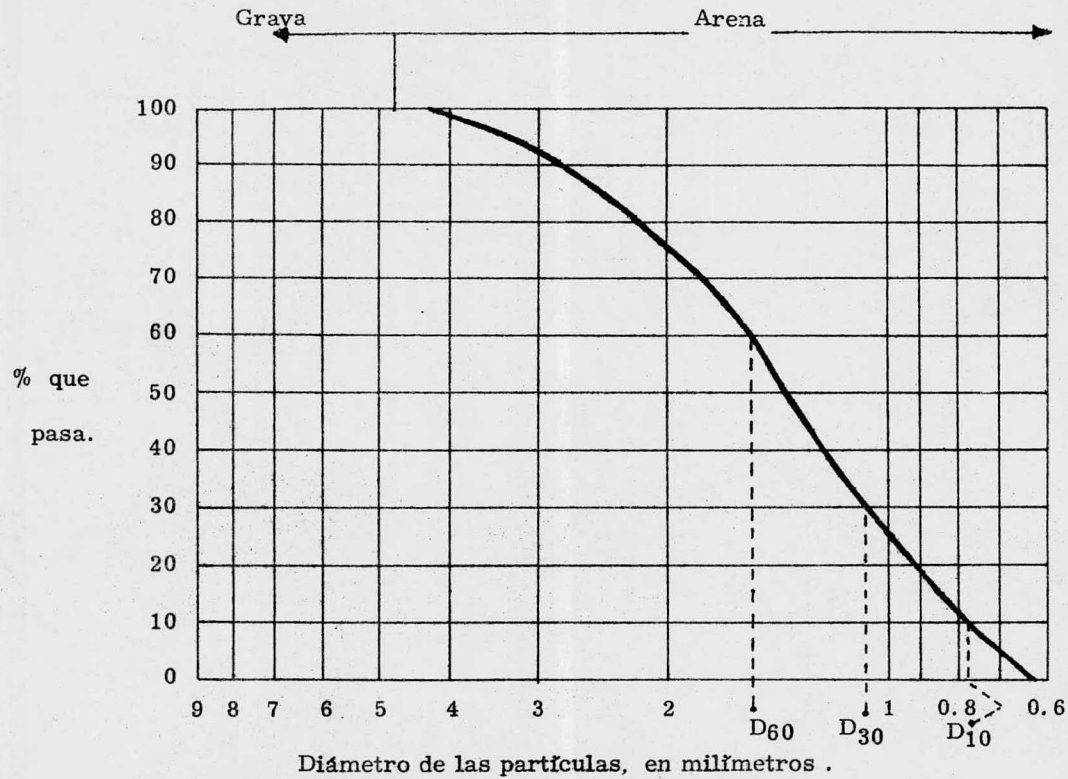


Figura IV.10 . Curva granulométrica .

Si la grava contiene más del 12% en peso de finos , puede ser una grava limosa (GM) o una grava arcillosa (GC), dependiendo del resultado del análisis efectuado en la porción de suelo fino .

Si la cantidad de finos se encuentra entre el 5% y el 12% , se tiene una grava con doble símbolo , por ejemplo : GW - GC .

El criterio explicado para las gravas se sigue en forma semejante para las arenas, a diferencia de que una arena se considera como bien graduada (SW) si además de tener un porcentaje en peso de finos menor del 5% cumple con las dos condiciones siguientes :

- 1) Coeficiente de uniformidad mayor de 6 .
- 2) Coeficiente de curvatura entre 1 y 3 .

Se considera que una grava es mal graduada (SP) si además de tener menos del 5% en peso de finos , el coeficiente de uniformidad es menor de 6 o si el coeficiente de curvatura no se encuentra entre 1 y 3 .

Por lo demás , se sigue en las arenas el mismo criterio explicado anteriormente para las gravas .

Finalmente , si al cribar una muestra de suelo a través de la malla No. 200 , más del 50% en peso pasa por ella , se considera que se trata de un suelo fino , básicamente .

e) Peso volumétrico .

El peso volumétrico de un suelo es la relación que indica cual es la cantidad en peso que un suelo ocupa en determinado volumen . Es decir :

$$\gamma_m = \frac{P_m}{V_m}$$

donde : γ_m : peso volumétrico de la muestra de suelo .

P_m : peso de la muestra de suelo .

V_m : volumen de la muestra de suelo .

f) Densidad de sólidos .

La densidad de sólidos se conoce también como peso específico relativo de la fase sólida de una muestra de suelo y se obtiene dividiendo el peso volumétrico de la fase sólida entre el peso volumétrico del agua destilada, a 4°C y presión atmosférica correspondiente al nivel del mar ; para las condiciones anteriores, el peso volumétrico del agua vale 1.0 ton/m³ . A continuación se indica la expresión que define el concepto de densidad de sólidos .

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

en la expresión anterior:

S_s : densidad de sólidos .

γ_s : peso volumétrico de la fase sólida .

γ_o : peso volumétrico del agua, destilada, a 4°C y presión atmosférica correspondiente al nivel del mar .

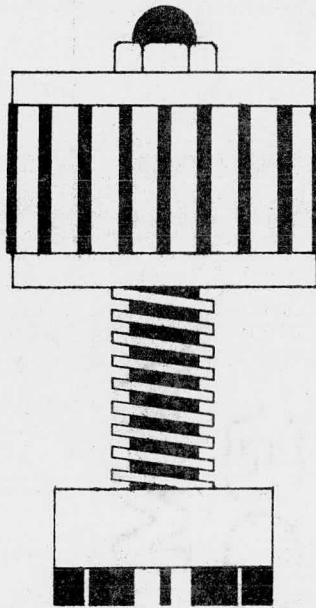
Las propiedades mecánicas de los suelos se obtuvieron mediante los siguientes ensayos :

- a) Prueba de resistencia al corte con veleta .
- b) Compresión axial .
- c) Compresión axial en muestras de roca .
- d) Compresión triaxial rápida .
- e) Compresión triaxial consolidada rápida .
- f) Consolidación unidimensional .

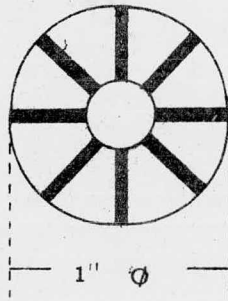
A continuación se describen los ensayos mencionados .

- a) Prueba de resistencia al corte con veleta .

Esta prueba se usa para obtener el valor de la resistencia al esfuerzo cortante "s" en suelos finos, particularmente en arcillas muy blandas o remoldeadas. La prueba se realiza con una veleta de bolsillo que contiene unas aspas que se introducen completamente dentro de la arcilla. Posteriormente se aplica un giro con la mano, el cual se transmite a las aspas através de un resorte calibrado. El giro se aplica hasta que la arcilla falle a lo largo de la superficie cilíndrica que forma la base del cilindro. El valor de la cohesión "c" que representa el valor de la resistencia "s", se lee directamente en el medidor del resorte calibrado . En la figura IV. 11 se muestra el aparato usado para la realización de la prueba, (Ref. 7) .



vista lateral .



vista inferior de las
aspas .

Fig. IV.11 . Veleta para determinar la resistencia
al esfuerzo cortante en suelos finos .

b) Compresión axial .

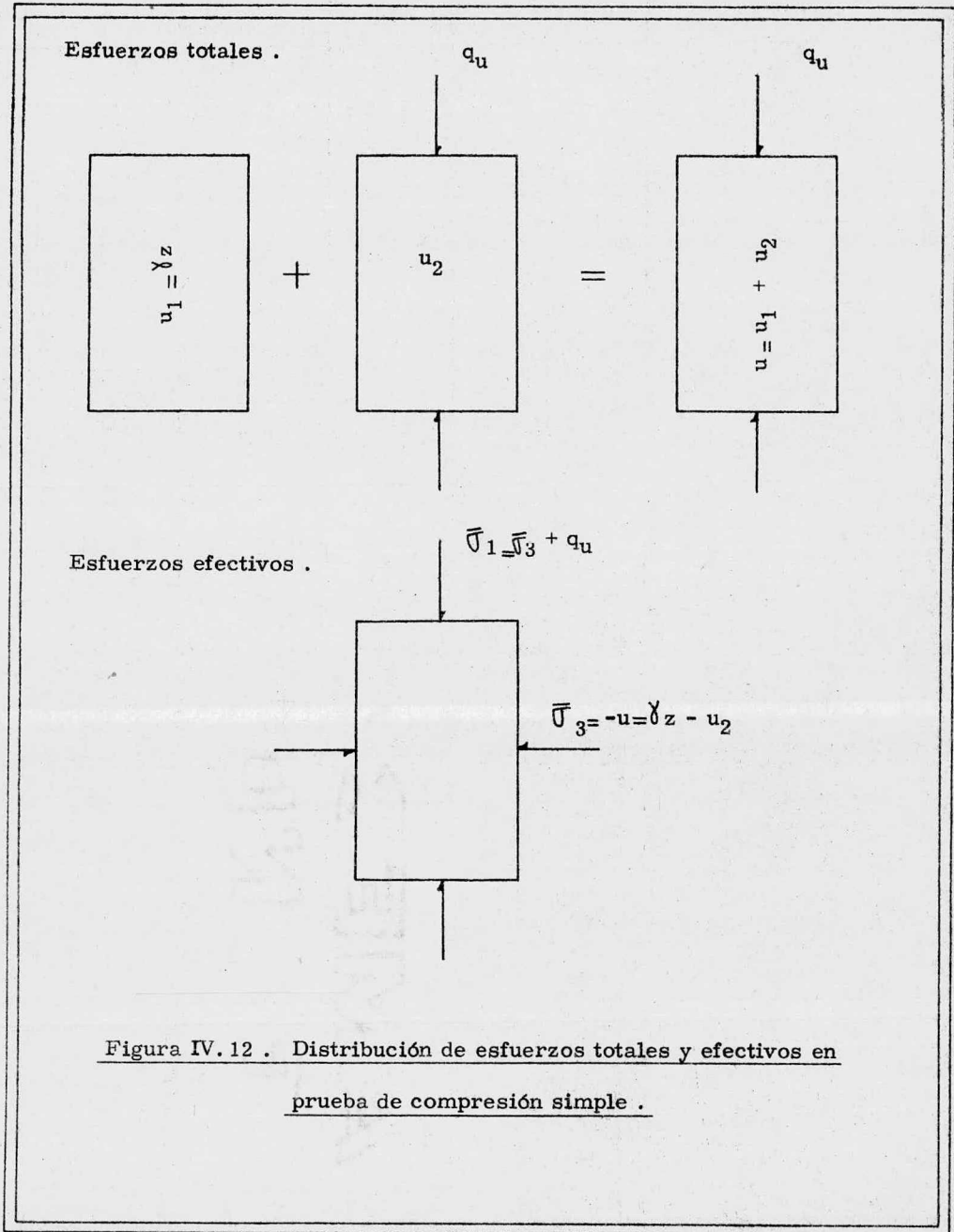
La prueba de compresión axial se realiza sólo en suelos cohesivos . La prueba consiste en aplicar un esfuerzo axial a un espécimen hasta llevarlo a la falla . La prueba se puede efectuar de dos maneras . La primera de ellas se llama "esfuerzo controlado" y se hace midiendo la deformación sufrida por el espécimen a intervalos de tiempo iguales para diferentes incrementos de carga , hasta que éste llegue a la falla brusca o se alcance una deformación unitaria del 20% . Con los datos obtenidos se dibuja la curva esfuerzo-deformación .

La segunda forma de efectuar la prueba se denomina "deformación controlada" y se hace tomando lecturas de la carga aplicada para que el espécimen se deforme un milímetro , tratando de mantener una velocidad constante de deformación de un milímetro en cada minuto . Se toman lecturas posteriores a la falla brusca del espécimen o hasta que éste alcance una deformación unitaria del 20% .

El esfuerzo desviador máximo para hacer fallar a la muestra " q_u " se denomina "resistencia del suelo a la compresión simple" y se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación (St) , comparando como se indica a continuación el valor de q_u en un mismo suelo para los estados inalterado y remoldeado :

$$St = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}}$$

En la fig. IV.12 se muestran los estados de esfuerzos totales y efectivos desarrollados en la prueba , (Ref. 4) .



c) Compresión axial en muestras de roca .

La prueba de compresión axial en muestras de roca se realiza en la misma forma como se indicó en suelos cohesivos .

d) Compresión triaxial rápida .

Pruebas triaxiales .

Las pruebas triaxiales son las más usadas en la actualidad en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos . En este tipo de pruebas se pueden variar las presiones actuales en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo , con lo cual se pueden efectuar mediciones en forma completa sobre sus características mecánicas . Sin embargo , los especímenes , que son por lo general cilíndricos, reciben esfuerzos iguales en dos direcciones , variando sólo la carga axial, para hacer las pruebas más sencillas . Los especímenes se protegen con una membrana impermeable y se sujetan a presiones laterales de un líquido , que es generalmente agua . Con el fin de lograr el confinamiento adecuado , la muestra es colocada en el interior de una cámara hermética de forma cilíndrica, de lucita, con bases metálicas . Piedras porosas son colocadas en las bases de la muestra y se puede establecer una comunicación a voluntad entre éstas y una bureta exterior con segmentos de tubo plástico , usualmente de tubo Sarán . El agua (o líquido empleado) de la cámara recibe de un compresor comunicado con ella la presión deseada. La carga axial se transmite por medio de un vástago que atraviesa la base superior

de la cámara .

En la fig. IV. 13 se puede apreciar una cámara de compresión triaxial .

Prueba de compresión triaxial rápida .

La prueba de compresión triaxial rápida se conoce también como prueba - no consolidada y no drenada . En esta prueba no se permite la consolidación de la muestra y el drenaje se impide cerrando la válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta . Se le aplica al espécimen una presión hidrostática y se hace fallar la muestra de inmediato con la aplicación de una carga axial .

Los esfuerzos totales y efectivos que actúan sobre la muestra , así como los círculos de Mohr respectivos , se muestran en la figura IV. 14 , (Ref. 4) .

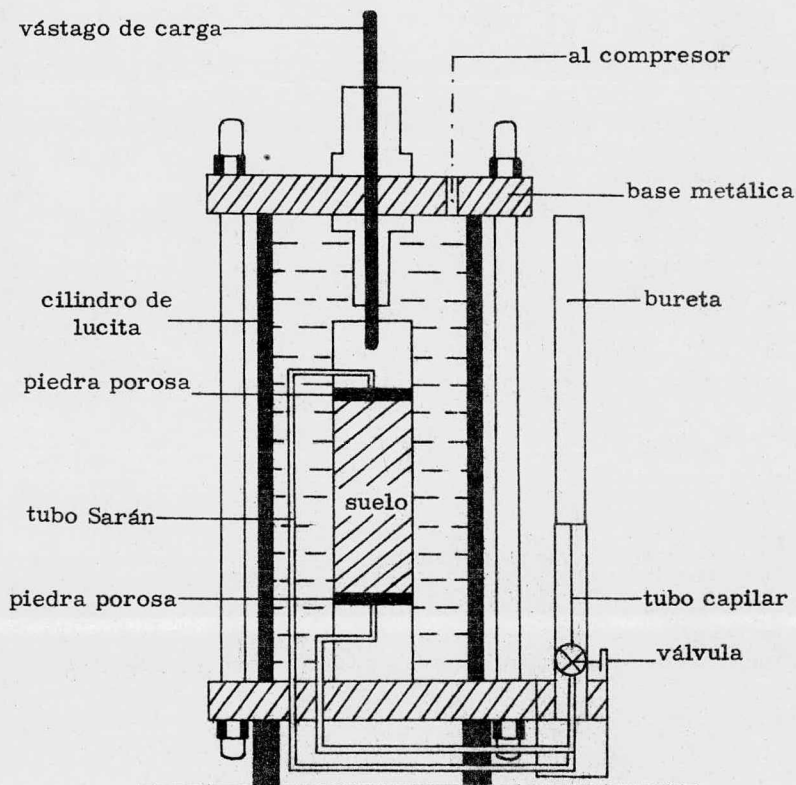
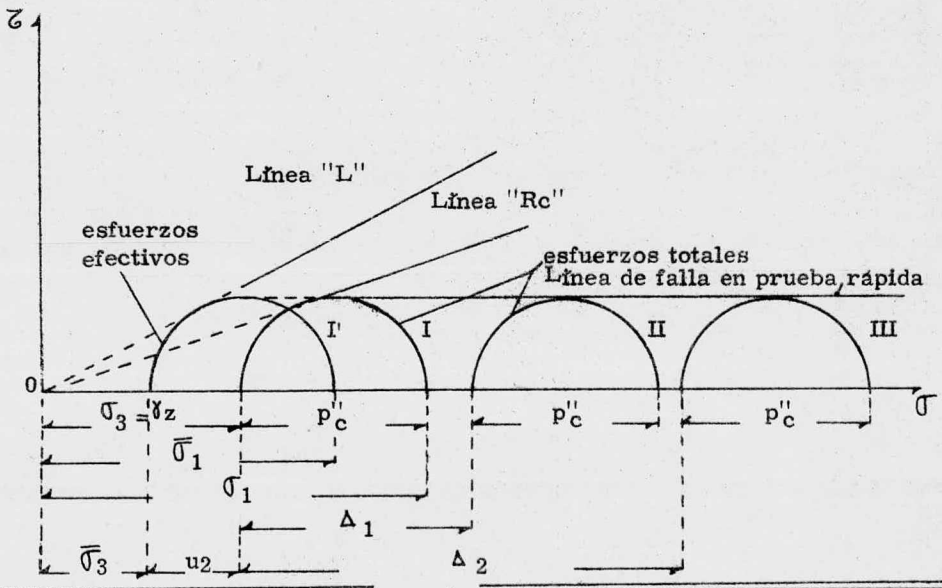
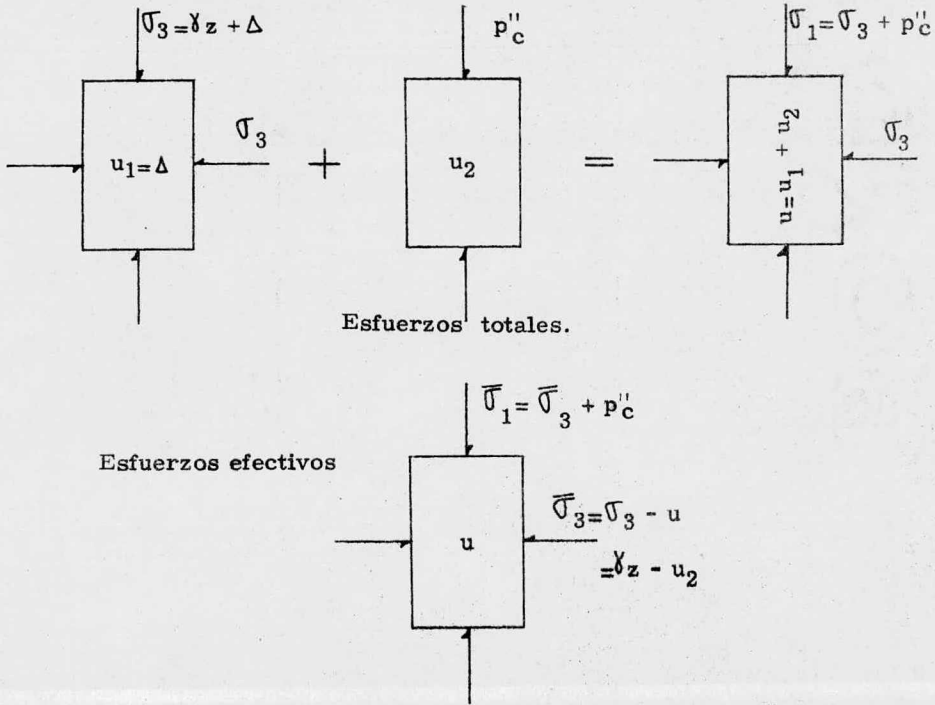


Figura IV. 13 . Esquema de una cámara de compresión triaxial .

Fig. IV. 14. Distribución de esfuerzos totales y efectivos, así como línea de falla en la prueba de compresión triaxial rápida .



e) Compresión triaxial consolidada rápida .

Esta prueba se conoce también como prueba consolidada y no drenada . En ella el espécimen se deja consolidar inicialmente bajo la presión de cámara (σ_3) . - Después con la válvula de salida de agua a la bureta cerrada, se lleva el suelo a la falla mediante la aplicación de un esfuerzo desviador .

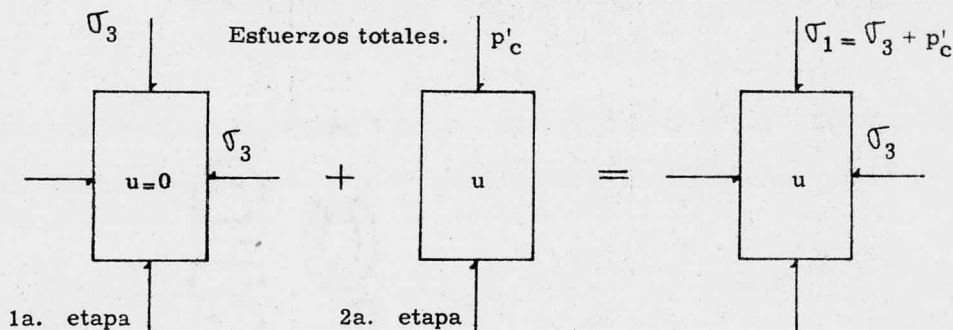
Los esfuerzos totales y efectivos aplicados a la muestra, así como los círculos de Mohr respectivos se muestran en la figura IV. 15 , (Ref. 4) .

La envolvente de los círculos de falla se puede expresar como :

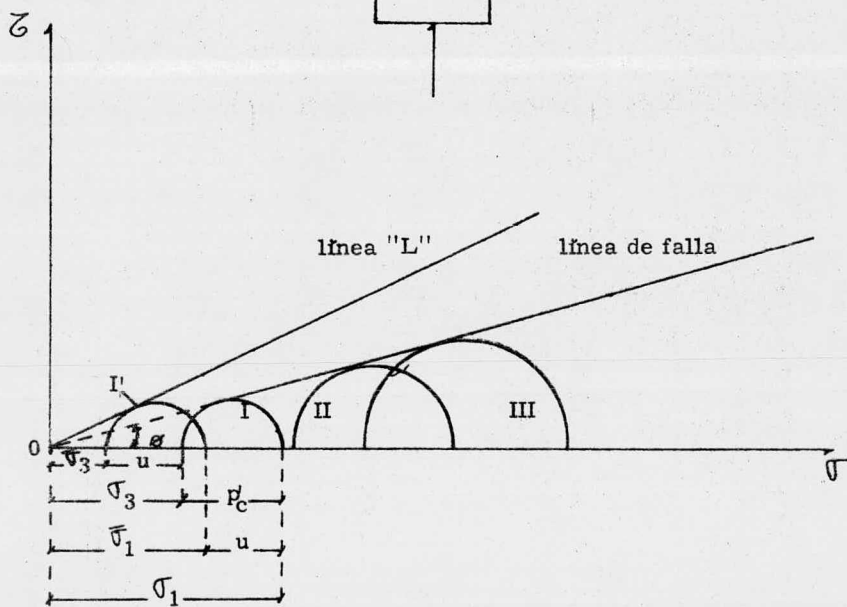
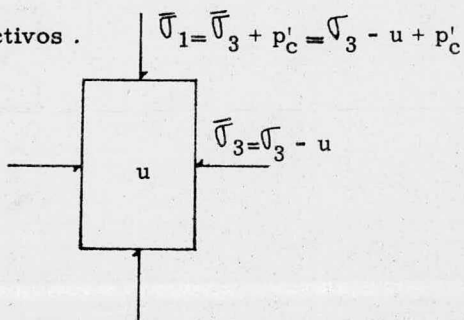
$$s = \tan \phi'$$

donde ϕ' es el "ángulo aparente de fricción" y se usa para medir la resistencia del suelo en este tipo de prueba .

Fig. IV. 15 . Distribución de esfuerzos totales y efectivos, así como línea de falla en prueba de compresión triaxial consolidada rápida .



Esfuerzos efectivos .

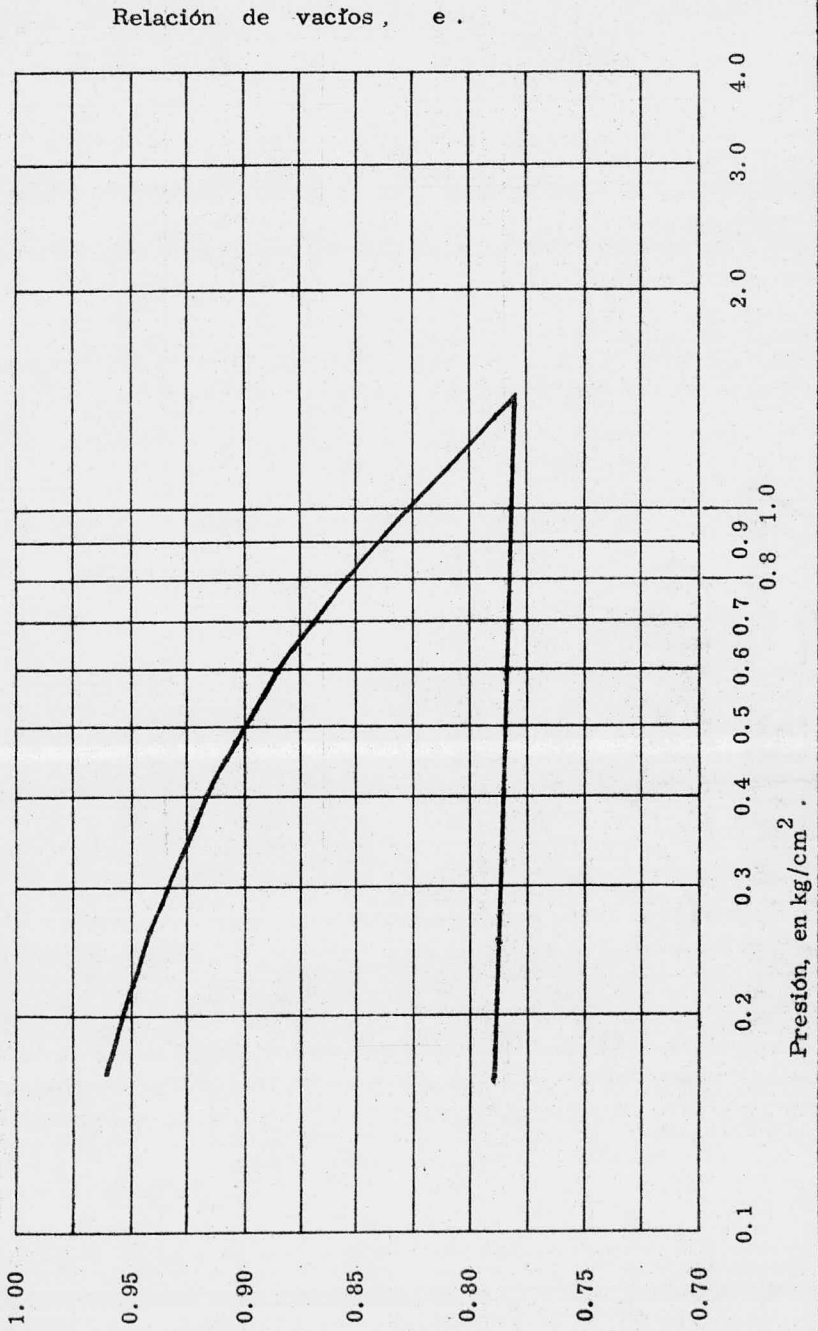


f) Consolidación unidimensional .

La finalidad de esta prueba consiste en evaluar en un espécimen de suelo el -
decremento de volumen y la velocidad con que éste se produce debido a la carga
axial aplicada sobre un espécimen confinado . El espécimen de suelo fino se -
confina lateralmente con un anillo metálico . En las caras de la muestra se - -
colocan unas piedras porosas por donde puede salir el agua del espécimen cuando
se le aplican las diversas cargas . En la prueba se realizan una serie de incre-
mentos de carga, midiendo con un micrómetro el cambio de volumen sufrido -
por la muestra . Con los datos obtenidos se dibuja la curva de consolidación ,
teniendo en escala natural, como ordenadas, las lecturas del micrómetro y en
escala logarítmica, como abscisas, los tiempos ...

En la fig. IV. 16 se muestra una curva de consolidación, (Ref. 4) .

Figura IV.16 . Curva de consolidación .



Pruebas Adicionales .

Ya que los carbonatos son un componente importante del subsuelo , por ser éste de origen marino , para analizar las posibilidades de rompimiento de los granos debido a las presiones aplicadas por las cimentaciones , en algunas muestras de arena se realizaron los siguientes ensayos :

- a) Análisis químico para definir el contenido de carbonato de calcio (CaCO_3).
- b) Compresión confinada bajo presiones de 5 a 75 kg/cm^2 , en ocasiones asociadas a granulometrías realizadas antes y después de la compresión .

El resultado del análisis químico para definir el contenido de carbonato de calcio se muestra en la Tabla siguiente :

Sondeo	Profundidad (m)	Carbonato de Calcio (%)
2	15.20	87.96
2	41.50	89.44
11	19.60	88.70
11	36.65	90.18
21	24.70	82.52
21	44.85	87.71

Por medio del análisis por difracción de rayos-x se determinó que los minerales más abundantes son: aragonita y calcita, teniéndose además una pequeña cantidad de dolomita ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$) y otros compuestos en pequeña cantidad .

Se realizaron además en muestras de la arena superficial, ensayos de compactación Porter para determinar sus coeficientes de variación volumétrica . Por último, se efectuaron pruebas triaxiales cíclicas en muestras reconstruidas de arena, para analizar el comportamiento del suelo arenoso superficial ante efectos dinámicos (licuación), como se indica a continuación :

a) Material ensayado .

Se dibujó la granulometría media seleccionada para formar las muestras de arena representativas del sitio entre los 0 y 5 m de profundidad en base a los sondeos 4, 5, 6, 7 y 17.

La relación de vacíos mínima de la arena se determinó colocando 150 g de ésta en un molde cilíndrico metálico de 7.2 cm de altura y 3.6 cm de diámetro, con collarín de extensión de 3.5 cm de longitud y un vibrador eléctrico manual. Sobre la arena se colocó un sobrepeso de 688 g, el cual se excitó junto con el molde por medio del vibrador, hasta que se observó que el material ya no reducía su volumen.

El valor promedio de la relación de vacíos mínima de la arena resultó ser de:
 $e = 0.64$.

La relación de vacíos máxima se determinó de dos maneras : vía seca y por



ENEP ARAGON

decantación bajo agua . En el método de vía seca se empleó el molde ya mencionado y un embudo de una capacidad de 140 cm^3 y tramo de 15 cm de longitud - con una tapa circular de cartón a la salida . Se vaciaron 130 g de arena por la - tapa de cartón con una velocidad uniforme, hasta llenar el molde, retirándose el collarín y enrasando el material. Conocido el peso del material, el volumen y la densidad de sólidos, se obtuvo la relación de vacíos máxima, la cual en promedio fue de 0.90 .

El método de decantación bajo agua se efectúa como sigue : se colocan 300 g de arena dentro de un matraz de fondo plano de 500 cc de capacidad . Posteriormente la arena se cubre con agua y se desairea, para ser llenado más tarde el matraz con agua desaireada y obturado con un tapón de hule atravesado por un - tubo de vidrio de 3 mm de diámetro, en tal forma que el agua en el matraz llegue hasta el extremo exterior del tubo . Mientras se realizan los pasos anteriores, un molde de volumen conocido es llenado con agua desaireada . El matraz ya mencionado se invierte y se coloca de manera que el menisco de agua del tubo de - vidrio toque la superficie del agua del molde .

Por la acción de la gravedad, la arena del matraz se decanta en el molde por el tubo de vidrio, teniéndose un intercambio volumétrico de agua de molde por el material del matraz . La relación de vacíos máxima obtenida fue en promedio de 0.96 .

b) Ensayes triaxiales cíclicos .

Con muestras de arena reconstituída se realizaron ocho ensayos triaxiales cíclicos . La compacidad relativa media fue de 53% en cinco espécimenes y de 60% en los tres restantes , ya que son valores representativos de la compacidad media estimada con la prueba de penetración estándar ($N = 14$ golpes) .

Se empleó una cámara triaxial cíclica con sistema de carga neumático de forma de onda cuadrada . El esfuerzo desviador cíclico (τ_{dc}) se mide con un transductor de fuerza colocado en la base de la muestra . La variación de la presión de poro (u) es medida con un transductor de presión colocado y conectado al espécimen através de la base y las deformaciones axiales de la muestra son medidas con un transductor de desplazamiento . Por medio de un graficador son registradas continuamente las señales de los transductores .

Ya que la muestra se forma por decantación bajo agua , se le aplica através de la base un pequeño vacío , para evitar que se deshaga . Se retira el molde y se miden las dimensiones de la probeta . Se acaba de armar el aparato triaxial y se aplica una presión confinante menor de 0.1 kg/cm^2 . Una contrapresión es aplicada para asegurar la saturación completa del espécimen .

Considerando que la profundidad media del estrato licuable es de 3.0 m , el peso volumétrico promedio es de 1.9 ton/m^3 , el esfuerzo vertical total de 5.7 ton/m^2 y el efectivo de 3.7 ton/m^2 , ya que el N. A. F. está a 1.0 m de

profundidad , se consideró adecuado someter los espécimenes a una presión -
confinante $\bar{\sigma}_c = 0.4 \text{ kg/cm}^2$.

Se aplicó una contrapresión de 2 kg/cm^2 a siete de las muestras y de 1 kg/cm^2 a la restante . Midiendo el coeficiente "B" de Skempton , se verificó el grado -
de saturación del espécimen , el cual fue mayor del 95% en todas las muestras .
Ya saturados y consolidados los espécimenes , se les aplicaron en condiciones -
no drenadas , esfuerzos desviadores cíclicos de diferentes magnitudes .

En la Tabla IV.4 se señalan los resultados obtenidos .

Tabla IV.4 .

Prueba número	e_c	Cr %	N_1	$\sigma_{dc}/2\sigma_c$
1*	0.79	53	228	0.182
2	0.76	62	55	0.270
3	0.79	53	27	0.255
4	0.77	60	1.5	0.448
5	0.80	50	7	0.292
6	0.78	56	22	0.307
7	0.80	50	2.5	0.324
8	0.79	53	16	0.240

nota : * contrapresión $\sigma_b = 1 \text{ kg/cm}^2$, en los demás casos $\sigma_b = 2 \text{ kg/cm}^2$.

Nomenclatura : e_c : relación de vacíos crítica .

Cr : compacidad relativa .

N_1 : número de ciclos .

σ_{dc} : esfuerzo cortante cíclico .

σ_c : esfuerzo confinante .

CAPITULO V .

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO .

V . 1 . Estratigrafía .

Tomando como base los resultados obtenidos en los trabajos de campo y en los ensayos de laboratorio , se definió la estratigrafía existente , la cual se muestra en cuatro cortes estratigráficos llamados : A-A' , B-B' , C-C' y D-D' . Estos cuatro cortes se hicieron dada la marcada diferencia de los materiales que componen el subsuelo , ya que en algunos sondeos se encontraron corales litificados y calizas coralígenas , y en otros , cantidades variables de arcillas , arenas y fragmentos de coral .

a) Perfil estratigráfico A-A' .

En la fig. V.1 se muestra el perfil estratigráfico A-A' .

Este corte corta por el centro a Cayo Arcas y tiene dirección norte-sur ; -
quedan comprendidos en él los sondeos 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 . Todos estos -
sondeos , a excepción del 1, están comprendidos en el islote .

La estratigrafía del corte anterior es como sigue :

A partir de la superficie y hasta profundidades de 5.85 a 10.0 m se tienen
arenas limosas y arcillosas de color variable entre crema y blanco , con - -
pequeños trozos de coral , intercaladas por bolsas aisladas de fragmentos de -
coral con arena y arcillas , cuya compactación que varía de suelta a muy compacta,
está en general en estado medianamente compacto .

Enseguida y con un espesor que varía de 1.9 a 3.0 m se observa un estrato
de arcilla gris verdosa de plasticidad media , con fragmentos de coral interca-
lados con bolsas de arena y fragmentos de coral de poco espesor .

A continuación se encontraron arenas arcillosas de color gris con fragmentos
de coral hasta una profundidad variable entre 24.0 m (sondeo 1) y 17.5 m (sondeo
5) , encontrándose también intercalados bolsas o lentes de fragmentos de coral
arcillosos y calizas coralígenas (sondeo 4) .

Posteriormente se encuentran hasta profundidades de 27.85 m (sondeo 1) y -
42.25 m (sondeo 3) arcillas arenosas con fragmentos de coral con consistencia

variable entre media y muy firme , intercalados por lentes de arenas arcillosas con fragmentos de coral y de fragmentos de coral con arena o caliza coralígena .

Por último , hasta los 100 m (sondeo 5) , que es la máxima profundidad - - perforada , se tienen estratos de arenas arcillosas intercalados de fragmentos de coral y de arcillas arenosas , que están mezclados en algunos casos con - - fragmentos de coral , teniéndose estratos con predominancia de fragmentos de coral con algunas calizas coralígenas en algunos de ellos (sondeos : 1, 4, 5, - - 6 y 7) .

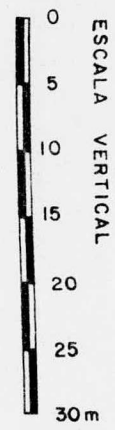
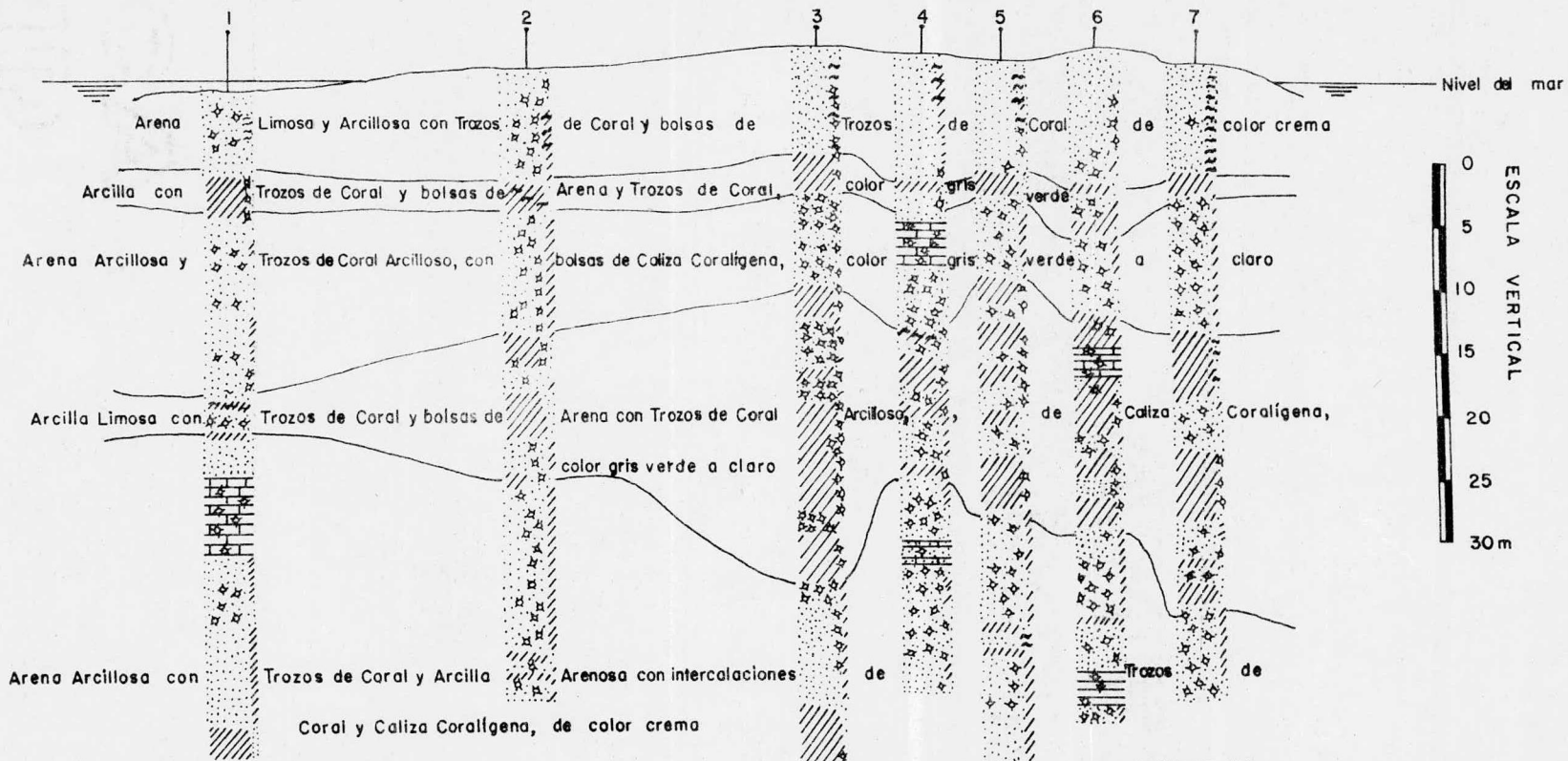
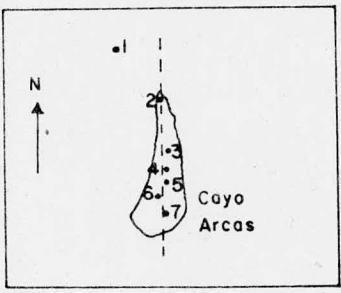
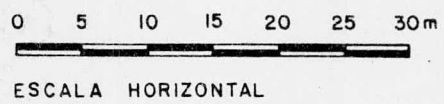


Figura V.1.
CORTE A - A'



SIMBOLOGIA:

arcilla	coral
limo	caliza coralígena
arena	conchas
caliza (greda)	

b) Perfil estratigráfico B - B' .

En la figura V. 2 se observa el perfil estratigráfico B - B' .

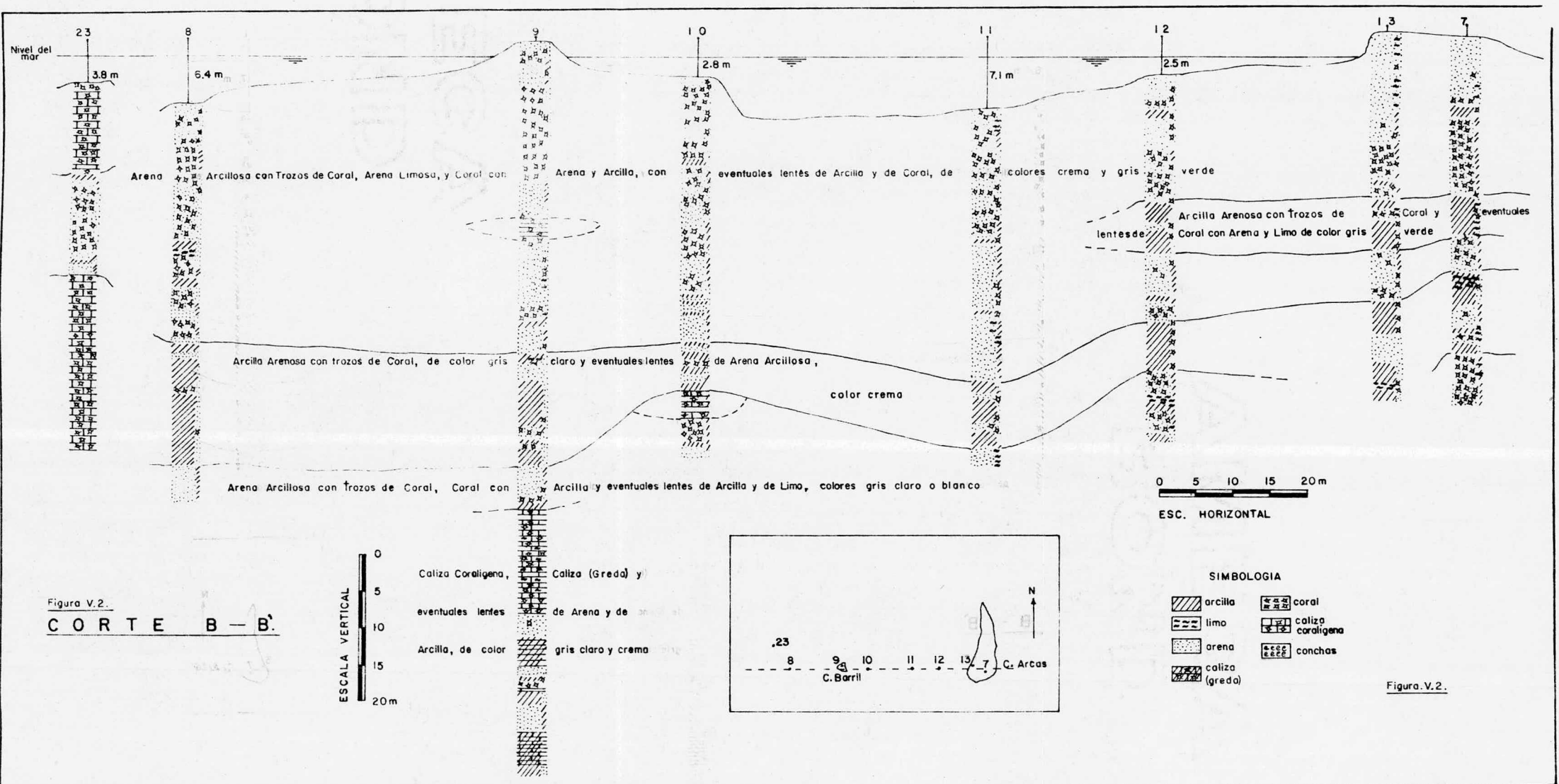
Este perfil tiene una dirección oriente-poniente y comprende Cayo Barril , la Laguna y Cayo Arcas . A partir de los sondeos 8, 9, 10, 11, 12, 13 y 7 , se definió la estratigrafía siguiente :

Desde la superficie y hasta los 31.65 m (sondeo 7) y 42.4 m (sondeo 9) se tiene un manto de arenas limosas y arcillosas con fragmentos de coral de colores crema y gris verdoso , así como estratos de fragmentos de coral mezclados con arena en cantidad variable . Además se encuentran intercalados lentes de arcilla coralígena y arcillas arenosas con coral de espesor variable .

En el sondeo efectuado en los arrecifes al oeste de Cayo Barril (sondeo 23) , se encontró que en toda la superficie explorada existían calizas coralígenas y fragmentos de coral intercalados con lentes arenosas .

Enseguida y hasta profundidades de 42.7 m (sondeo 10) y más de 50 m (sondeo 13) se encontró un estrato formado por arcilla arenosa con fragmentos de coral, intercalado eventualmente con lentes de arenas arcillosas color crema .

Por último , se encontraron arenas arcillosas con fragmentos de coral y lentes de fragmentos de coral con arcilla , y , arcillas y limos arenosos ; y entre los 62.0 y 100.15 m (sondeo 9) , que fue la máxima profundidad perforada , se encontró caliza coralígena de alta karsticidad , estando rellenas sus cavidades con materiales arenosos y arcillosos .



c) Perfil estratigráfico C-C' .

La figura V. 3 muestra el perfil estratigráfico C-C' .

Este perfil cubre parte de la Laguna , el Cayo Arcas y el Cayo Negro . Su orientación es noroeste-sureste y comprende los sondeos 14, 15, 16, 17, 6, 7, 18, 19 y 20 . La secuencia estratigráfica de este corte se presenta en dos partes debido a que en el tramo correspondiente a la Laguna y al Cayo Arcas (sondeos - 14 y 7) se puede definir una secuencia estratigráfica , mientras que a partir del sondeo 7 hacia Cayo Negro (sondeos : 18, 19 y 20) no se pueden relacionar los materiales encontrados en los sondeos debido al canal que separa a ambos islotes, el cual por la velocidad de la corriente en él existente impide el depósito de sedimentos por una parte y por la otra favorece el crecimiento de los corales .

Por lo ya expuesto , en la primera parte existen tres grandes estratos , el primero de ellos inicia en la superficie y tiene espesores variables que van de 13.2 m (sondeo 15) a 24.0 m (sondeo 17) . En estos estratos se tienen arenas y arenas limosas y arcillosas con fragmentos de coral intercalados con lentes o bolsas de fragmentos de coral , de caliza coralífera o de arcillas de coral , de colores gris claro y crema .

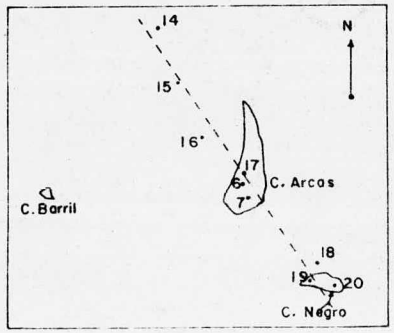
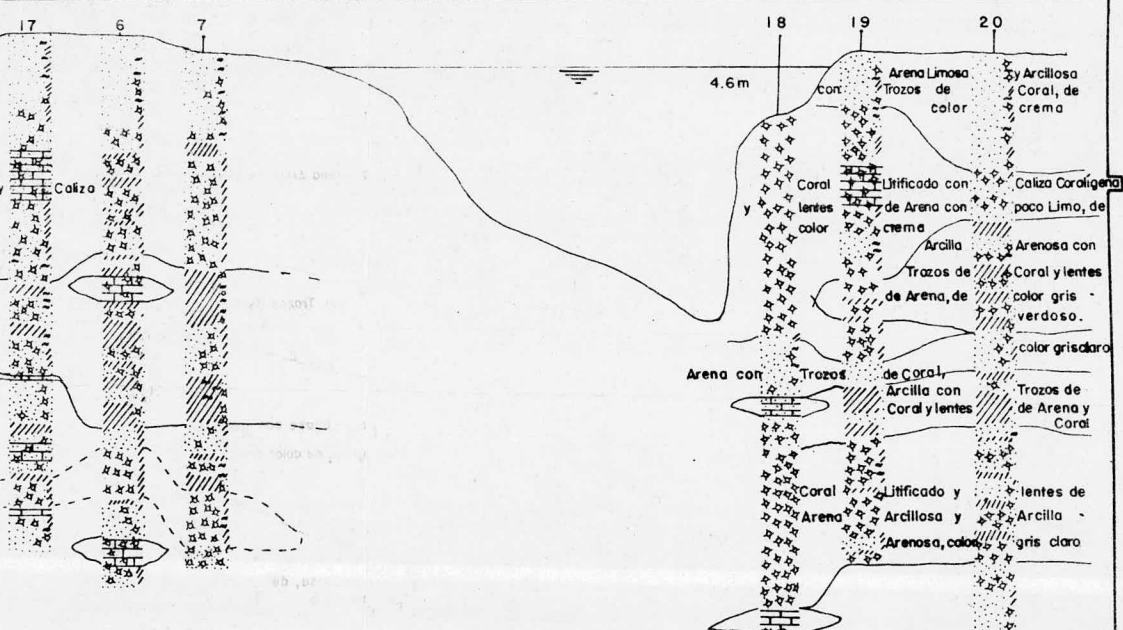
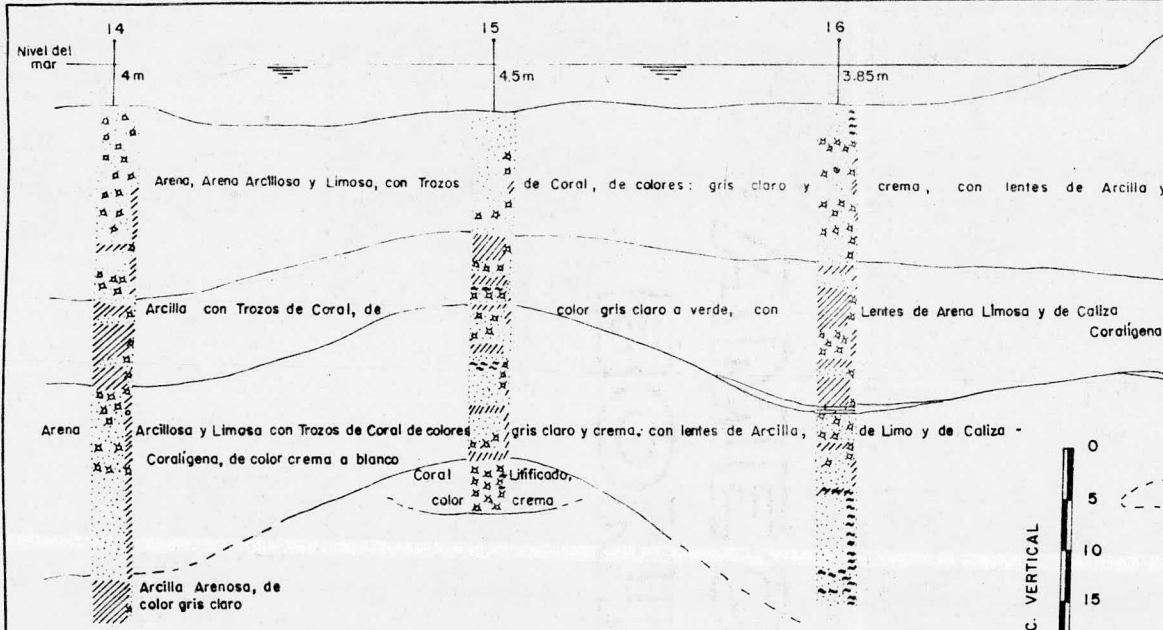
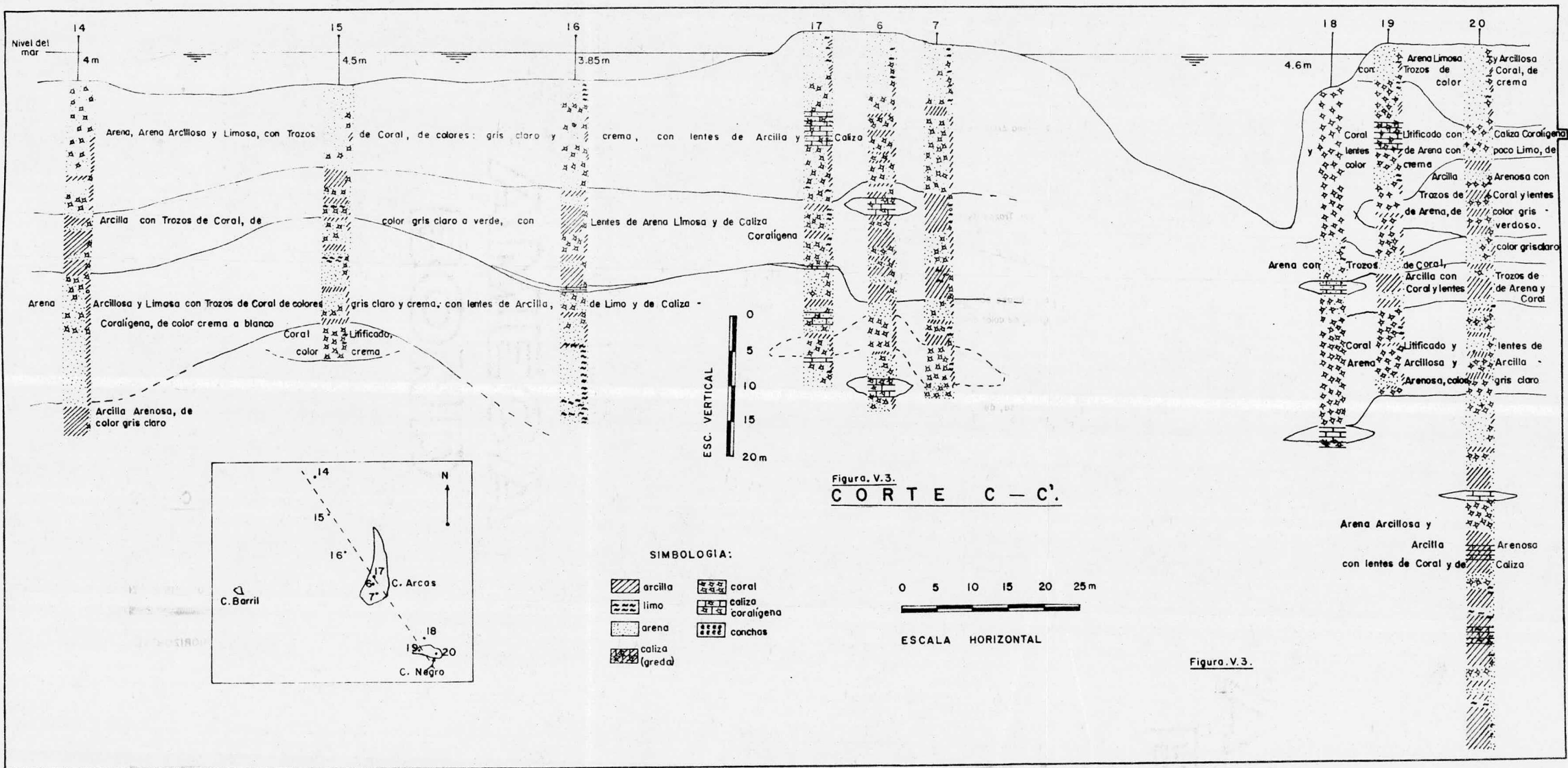
A continuación y hasta los 19.0 m (sondeo 15) y los 36.5 m (sondeo 7) se observan arcillas francas y arenosas con fragmentos de coral , de colores gris claro a verde con bolsas y estratos pequeños de arena limosa y caliza coralígena intercalados .

Finalmente , el tercer manto está formado por arenas arcillosas y limosas con

fragmentos de coral de colores que varían entre el gris claro y el crema . Se -
tienen también lentes delgados de arcillas y limosos arenosos con fragmentos de
coral, encontrándose en el Cayo Arcas fragmentos de coral con un espesor que
varía de 2.7 a 5.5 m .

Por otra parte , los resultados de los sondeos 18, 19 y 20 efectuados en -
Cayo Negro establecen variaciones importantes en las características del - -
subsuelo . Así en el sondeo 18 ubicado sobre el canal , se tiene una formación
de coral litificado hasta los 51.2 m , que fue la profundidad explorada , excepto
entre los 22 y 27.5 m en que se encontró un estrato de arenas y arenas - -
arcillosas con fragmentos de coral .

En los sondeos ubicados en la zona central del islote (sondeos 19 y 20) se
tiene un incremento del espesor de los suelos arenosos y un decremento de los
estratos de coral ; así en el sondeo 19 se tienen arenas limosas y arcillosas con
fragmentos de coral y arcillas arenosas también con fragmentos de coral y algu-
nos lentes de coral o de caliza coralígena .



d) Perfil estratigráfico D-D' .

Este perfil se puede apreciar en la figura V. 4 .

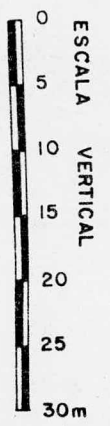
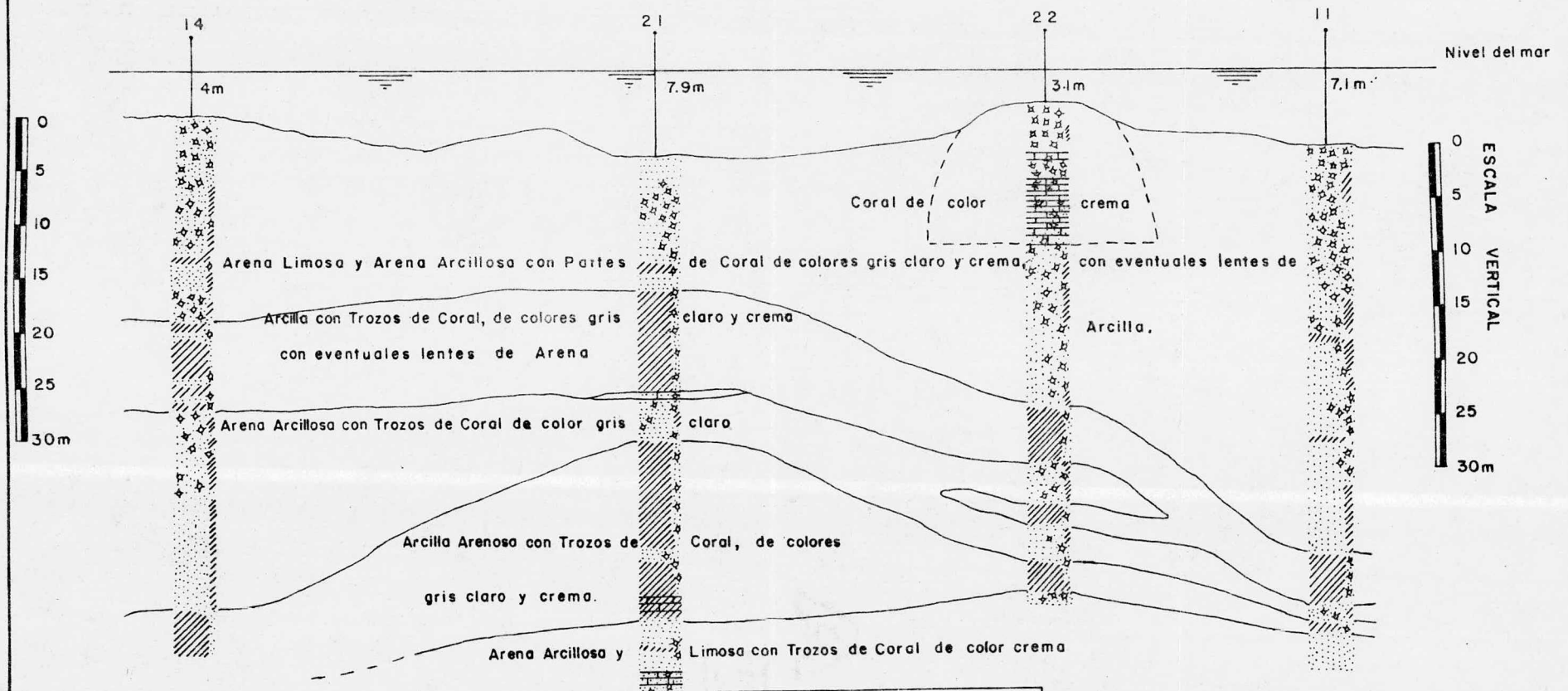
Este perfil cruza el centro de la Laguna en una dirección norte-sur y está -
definido por los sondeos 14, 21, 22 y 11 . El tirante de agua en los lugares
de los sondeos varía entre 3.0 y 8.0 m y la profundidad de los estratos está
medida a partir del nivel del fondo marino . A continuación se define la estrati-
grafia existente :

Superficialmente se tiene un estrato formado en diferentes proporciones por
mezclas de fragmentos de coral con arena y de arena con fragmentos de coral.
En el sondeo 21 se tiene el espesor mínimo , que es de 12.5 m , el cual aumenta
gradualmente hacia el sur hasta los 35 m (sondeo 11) . La resistencia a la -
penetración estándar es sumamente variable , ya que tiene valores desde 1 hasta
más de 60 golpes . En el sondeo 22 se encontró un macizo aislado de caliza cora
lifera , que llega hasta los 16.2 m , y se encontró que la calidad de la roca varía
desde muy mala (R. Q. D. = 0) a regular (R. Q. D. de 50 a 75%) .

Enseguida se encontró un estrato de arcilla arenosa de baja plasticidad con -
fragmentos de coral e intercalaciones de lentes de arenas arcillosas . El espesor
del estrato va de 4.8 a 9.2 m y su consistencia varía de blanda a dura .

Posteriormente y con espesor variable entre 4.0 m (sondeo 21) y 18.3 m -
(sondeo 14) se tienen arenas arcillosas con fragmentos de coral . La compactad
varía de media a compacta .

CORTE D-D'



SIMBOLOGIA

arcilla	coral
limo	caliza coralígena
arena	conchas
caliza (greda)	

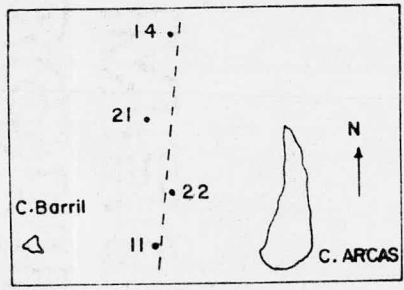
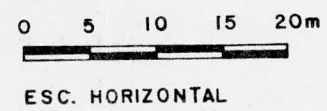


Figura. V.4.



Finalmente , se encontró un manto de arcilla arenosa de plasticidad baja y alta con fragmentos de coral y espesor variable entre 0.80 y 17.0 m , en forma de domo , cuya parte alta se encuentra en el sondeo 21 . Bajo estos materiales , se localizaron arenas arcillosas y limosas con fragmentos de coral y caliza coralífera.

V . 2 . Resistencia al esfuerzo cortante .

Dada la distinta naturaleza de los materiales que constituyen el subsuelo , la resistencia al corte se valuó en base a diversos ensayos . Así , se realizaron pruebas de compresión axial y de compresión triaxial rápida en suelos arcillosos; en suelos granulares se realizaron ensayos de compresión triaxial consolidada rápida y las muestras de coral litificado o de calizas coralígenas se probaron a compresión axial .

Los valores obtenidos de resistencia al corte varían de acuerdo a la profundidad y entre los distintos sondeos en forma considerable . En los suelos arcillosos en base a ensayos de compresión axial se obtuvieron valores de cohesión variables entre 0.05 y 0.88 kg/cm^2 , con una media de 0.315 kg/cm^2 y desviación estándar de 0.21 . Los resultados de los ensayos de compresión triaxial rápida muestran un rango de variación más amplio , con valores que van de 0.2 kg/cm^2 a 2.7 kg/cm^2 , asociados a ángulos de fricción interna de $2^{\circ}45'$ a 30° , con una media de la cohesión de 0.91 kg/cm^2 y de 15° del ángulo de fricción interna.

Los suelos de naturaleza granular , arenas , arenas limosas y arcillosas y -

algunas gravas limosas o arcillosas mostraron a partir de ensayos de compresión triaxial consolidada rápida un valor variable del ángulo de fricción interna entre $13^{\circ} 30'$ y 45° , asociados a cohesiones con un valor entre 0.0 para arenas arcillosas sueltas y cementadas y 2.05 kg/cm^2 para arenas arcillosas muy compactas. La media del ángulo de fricción interna es de $29^{\circ} 43'$ con una desviación estándar de $9^{\circ} 42'$.

Los valores obtenidos en los ensayos de compresión axial realizados en las muestras de coral litificado y de caliza coralígena presentan valores entre 52 y 193 kg/cm^2 con una media de 125.6 kg/cm^2 y desviación estándar de 53.51.

Por último, algunas muestras de arenas calcáreas fueron sometidas a ensayos de compresión confinada para ver la posibilidad de degradación por rotura de los granos. Hasta los 74.8 kg/cm^2 , que fue la máxima presión aplicada, no se tiene ni una deformación importante a partir de cierta carga, ni variación en la granulometría del material, por lo que en el rango de presiones aplicadas no se provoca rotura de los granos de las arenas calcáreas.

V . 3 . Compresibilidad .

La compresibilidad de los materiales que constituyen el subsuelo se realizó en muestras existentes entre 7.6 y 51.3 m, mediante treinta y un ensayos, de los cuales veintiuno se efectuaron en materiales arcillosos o con predominio de

finos , arcillas arenosas , y los diez restantes en arenas arcillosas .

Tomando como base los ensayos indicados , se encontró que en las muestras arcillosas la relación de vacíos media es de 0.889 y su desviación estándar es de 0.277 ; en los suelos arenosos el valor medio de la relación de vacíos es de 0.689 y la desviación estándar de 0.345 . En general se encontró que en las muestras los valores varían entre 0.47 y 1.9 con una media de 0.841 y una desviación estándar de 0.285 .

En lo referente a compresibilidad , tanto para la etapa de carga y la de - -
descarga , como para los diferentes incrementos de carga , se definiéron los
coeficientes de compresibilidad (A_v) , los que asociados a la presión efectiva
producida por el peso propio del suelo presentan valores variables entre 0.007
y $0.06 \text{ cm}^2/\text{kg}$ con una media de $0.024 \text{ cm}^2/\text{kg}$ y una desviación estándar de
0.014 para la etapa de carga , teniéndose en las muestras arcillosas una media
de $0.0266 \text{ cm}^2/\text{kg}$ y de $0.0186 \text{ cm}^2/\text{kg}$ en las muestras de material arenoso.

Analizando las curvas de compresibilidad , se observa que sólo en algunos -
casos se puede considerar un tramo de preconsolidación y un tramo virgen . -
Pero el concepto de carga de preconsolidación puede no ser aplicable , debido a
que el suelo en un medio marino puede tener alguna cementación entre las - -
partículas , lo que se adiciona a la forma y angulosidad de las mismas .

V . 4 . Evaluación del potencial de licuación .

Se efectuó una evaluación del potencial de licuación , dado que gran parte de los suelos que componen los arrecifes y particularmente los superficiales son de naturaleza arenosa y debido a la posible ocurrencia de un evento sísmico que modificara o redujera la resistencia de las mismas . La evaluación del potencial de licuación se realizó a partir de sus características granulométricas , la forma de sus granos y los resultados de la prueba de penetración estándar , los cuales se graficaron en cada sondeo , separándolos en cuatro grupos ; Cayo Arcas, Laguna, Cayo Negro y Cayo Barril .

Para cada grupo se establecieron las fronteras entre los diversos grados de compacidad generalmente usados y se señalaron los límites inferior y superior del número de golpes (N) . Se consideró que abajo de $N=15$ golpes se puede presentar el fenómeno de licuación , ya que éste es el límite aceptado . A los suelos que presentaron esta posibilidad , se les comparó su granulometría con la franja granulométrica propuesta como la envolvente real de suelos licuables bajo acción sísmica (Kishida 1969) .

En la Tabla V.1 se resume la distribución de frecuencias obtenida de la prueba de penetración estándar .

En la Tabla V.2 se mencionan las muestras que presentan cierta potencialidad de licuación en base a una evaluación hecha sondeo por sondeo , en la que se correlacionó el tipo de material , la resistencia a la penetración , el porcentaje de finos , la potencialidad de licuación en base a la franja granulométrica ya

mencionada y la posibilidad de mejorar las condiciones naturales del suelo , si se requiriese, por medio de vibrocompactación y vibroflotación , en base al encaje de la curva granulométrica del suelo dentro de la franja definida ya sea para la vibrocompactación o para la vibroflotación .

Tabla V.1 .

Valores de N	Descripción	C a y o s				Total de casos
		Arcas	Negro	Barril	Laguna	
0-4	muy suelta	33	3	1	20	57
4-10	suelta	42	10	14	33	99
10-30	medianamente densa	133	50	32	89	304
30-50	densa	62	27	40	62	191
50	muy densa	40	16	16	39	111
15	licuable	107	18	18	69	212

Tabla V.2 .

Sondeo	Profundidad (m)	Potencialidad de licuación		
		Granulométricamente	N	Clasificación S. U. C. S.
1	2.10	sí	42	SP
2	16.00	sí	9	SC
2	49.82	sí	55	SC
3	0.70	sí	3	SP
3	2.10	sí	15	SP-SM
3	3.30	sí	30	SP-SM
3	44.70	sí	120	SC
3	49.45	sí	50	SC
3	51.75	sí	40	SC
3	62.35	sí	240	SC
3	69.05	sí	40	SC
6	19.58	sí	TS	SC
7	1.50	sí	11	SM
8	52.80	sí	120	SC
9	34.80	sí	42	SC
9	42.10	sí	27	SC
11	33.30	sí	60	SC
13	0.90	sí	7	SP-SM
13	4.50	sí	34	SM
13	42.60	sí	22	SC

Sondeo	Profundidad (m)	Potencialidad de licuación		
		Granulométricamente	N	Clasificación S. U. C. S.
14	7.10	sí	20	SC
14	38.00	sí	TS-rot	SC
14	39.55	sí	50	SC
16	0.90	sí	20	SM
17	1.80	sí	TS-rot	SM
17	13.50	sí	TS-rot	SC
17	16.70	sí	TS	SC
17	40.48	sí	TS	SC (coral)
17	50.68	sí	TS	SC-SM
20	36.90	sí	50	SC
21	0.90	sí	35	SP-SM
25	49.62	sí	NXL	SC

A continuación se resumen los casos en que la posibilidad de licuación existe, tomando como base la granulometría y $N < 15$, como ya se ha indicado .

Sondeo	Profundidad (m)	Potencialidad de licuación		
		Granulométricamente	N	Clasificación S. U. C. S.
2	16.00	sí	9	SC
3	0.70	sí	3	SP
7	1.50	sí	11	SM
13	0.90	sí	7	SP-SM

Es posible anular la potencialidad de licuación de las muestras tomadas en tubo Shelby, debido al procedimiento de hincado del mismo (rotación) y a la observación hecha de las muestras, lo que permite estimar su compacidad.

Se observó que entre 0 y 5 m de profundidad, en base a los sondeos 3, 4, 5, 7, 13 y 17 existe un estrato de arena fina susceptible a licuarse. Las características granulométricas del estrato mencionado son :

- a) $0.074 < D_{50} < 2 \text{ mm}$.
- b) $C_u < 10$.
- c) Contenido de finos entre 5 y 20%.

Los resultados de la prueba de penetración estándar y las características geométricas del depósito son :

- i) El espesor de suelo (h) que sobreyace el estrato de arena licuable es menor de 1 m.
- ii) La relación entre el espesor del suelo (h) y el espesor de la arena licuable ($H=5 \text{ m}$) es menor que 1.
- iii) El número de golpes (N) promedio es de $N=14$, en base a los sondeos 4, 5, 6 y 7; con desviación estándar de 8.55 golpes y coeficiente de variación del 60%. El valor promedio es el de una arena de compacidad media.

Como $h=1$ y $2h$ es menor que el valor medio de la resistencia a la penetración estándar, se podría pensar que el estrato no es licuable, sin embargo esta posibilidad no puede ser descartada dado que hay valores de $N=2$ y 3. El estrato arenoso se encuentra saturado ya que el nivel de aguas freáticas se encuentra en

promedio a 1 m de profundidad .

El análisis de esta posibilidad de licuación se efectuó en base a los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales cíclicos , a las condiciones de suelo - - - considerado y a la estimación del sismo probable . Los resultados de los - - ensayos cíclicos se dibujaron en las figuras de trazo continuo de la figura V. 5 , en ellas se representa el comportamiento cíclico de las arenas en el laboratorio. De pruebas de corte simple cíclico y de ensayos con muestras grandes en mesa vibratoria , se concluyó que en la curva $\sigma_{dc}/2\bar{\sigma}_c$ vs N_1 en prueba triaxial - cíclica , se subestima el valor de la relación de esfuerzos en los primeros diez ciclos , dado que en este intervalo es más importante la influencia del esfuerzo cíclico en su fase de extensión y provoca que el espécimen falle a una relación de esfuerzos menor , por lo que se aplica un factor de corrección sugerido de 1.22 para el primer ciclo y de 1 para el décimo . Los tramos de curvas modificadas se muestran en la figura V. 5 .

Para comparar las condiciones de esfuerzo a las que se ve sometido el suelo en el campo con las que prevalecen en un ensaye triaxial se tomó en cuenta el - coeficiente de reposo (K_0) y los esfuerzos octaédricos , normal y cortante en condiciones de campo y de laboratorio como se indica , según Castro , (Ref. 8):

$$\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_v \text{ campo}} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_v \text{ laboratorio}} \times Cr \text{ --- (1)}$$

en donde : $Cr = \frac{2(1+2K_0)}{3\sqrt{3}}$

Enseguida se discuten sólo los especímenes de arena con compacidad relativa

$Cr=53\%$, ya que éste sería el estado más crítico .

Considerando que puede haber rellenos con arena similar a la ensayada y que los depósitos naturales de arena fina no sean alterados , se pueden considerar dos casos . En el primero , la arena de depósito natural está cementada y por tanto $Ko=0.3$; en el segundo , la arena de posibles rellenos tiene una cementación mínima y $Ko=0.4$. Si $Ko=0.3$, entonces Cr vale 0.62 y si $Ko=0.4$, el valor de Cr es de 0.7 . Aplicando la expresión (1) y la curva corregida de la fig. V.5 , se obtuvieron los valores $\bar{\sigma}/\bar{\sigma}_v$ de campo , para espécimenes con compacidad relativa del 53% y se dibujaron las dos curvas inferiores de la fig. V.6 .

Por otro lado , dos factores influyen de manera significativa en la resistencia cíclica de las arenas ; el primero lo forman la historia de la formación del depósito (estructura de la arena) y su edad (periodo bajo un cierto esfuerzo sostenido) . El segundo factor lo constituyen los antecedentes sísmicos del sitio (esfuerzos cíclicos de baja intensidad a que ha sido sometido el material) . Estos factores deben ser considerados en el análisis de los resultados , ya que los espécimenes de arena fueron formados y probados el mismo día , por lo que es necesario aplicar dos factores de corrección : uno de 1.8 para depósitos de arena natural y otro de 1.3 para el caso del relleno (Según Seed, Ref.9) . Tomando en cuenta estos dos factores , se dibujaron las curvas superiores de la fig. V.6, las cuales serán consideradas como el comportamiento del depósito natural y del probable relleno .

Figura V.5 . Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos .

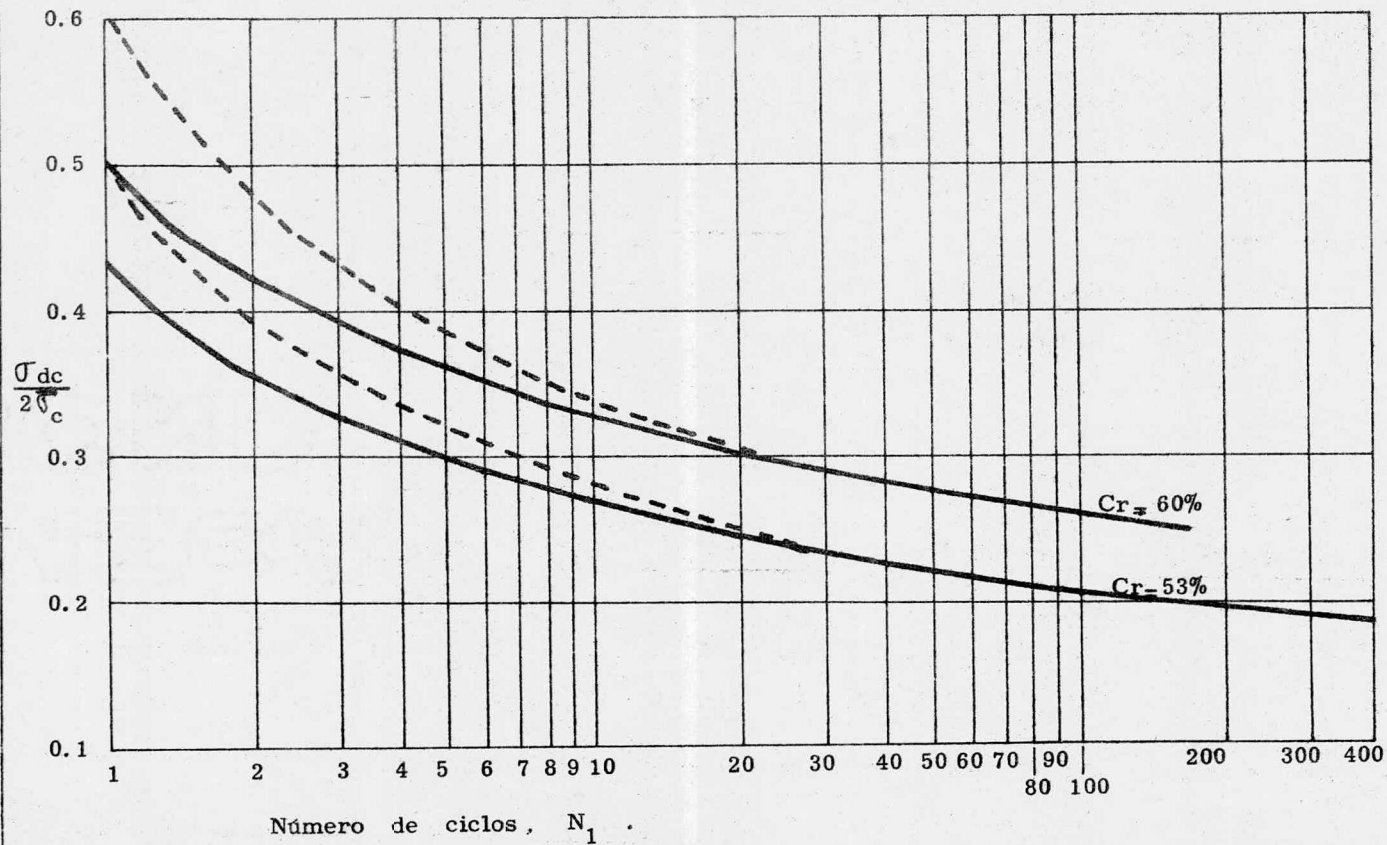
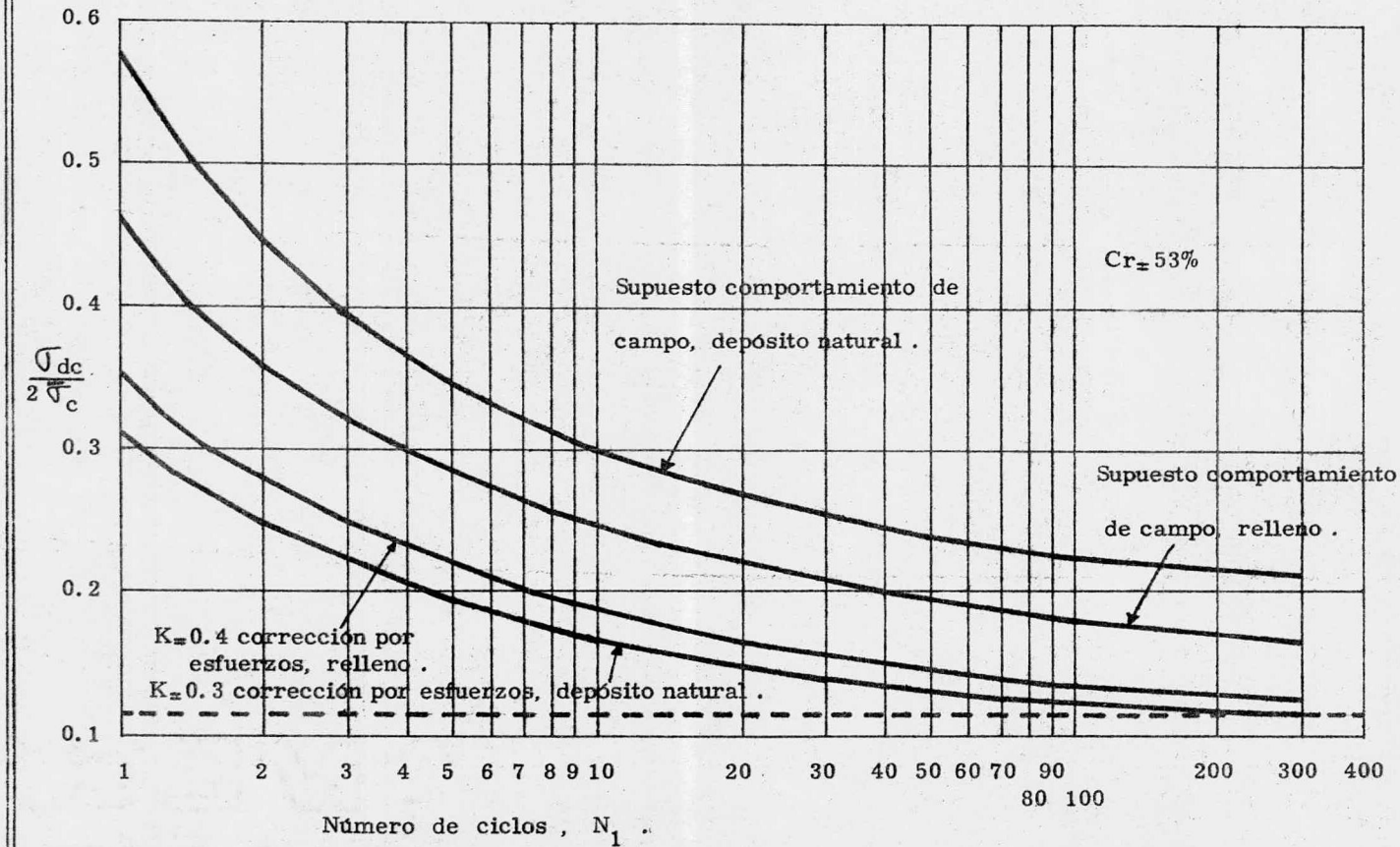


Figura V.6 . Comportamiento cíclico .



En la estimación de la aceleración máxima probable (a), inducida por un sismo de magnitud M , con epicentro a una distancia R del sitio en estudio, se empleó la expresión que propuso Esteva (Ref. 10), obteniéndose $a=0.13 g$.

Dado que el epicentro A indica que la falla Zacamboxo continúa hacia el oeste, dicha falla se prolongó como se indica en la figura V.7. Como la falla es potencialmente activa, se considera la posibilidad de ocurrencia de un evento sísmico en un punto localizado en la intersección entre la perpendicular a la falla y Cayo Arcas y la falla misma, denominado T-1. La magnitud de este evento se considera igual a 7, por ser la magnitud máxima registrada en la falla.

La valorización de los esfuerzos cortantes inducidos en un depósito bajo la acción de un sismo, se efectuó usando el método de la Ref. 9, el cual indica que :

$$\bar{\sigma} = 0.65 \times \frac{\gamma h}{g} \times a \times r_d \quad (2)$$

donde : γ : peso volumétrico total del suelo (1.9 ton/m^3).

h : profundidad media del estrato (3 m).

g : aceleración de la gravedad.

a : aceleración máxima (0.13 g).

r_d : coeficiente de reducción de esfuerzos, el cual toma en cuenta la flexibilidad del depósito de suelo.

El coeficiente de reducción de esfuerzos r_d se aplica igual a 0.95 debido a que se considera una gran variedad de sismos y de condiciones estratigráficas.

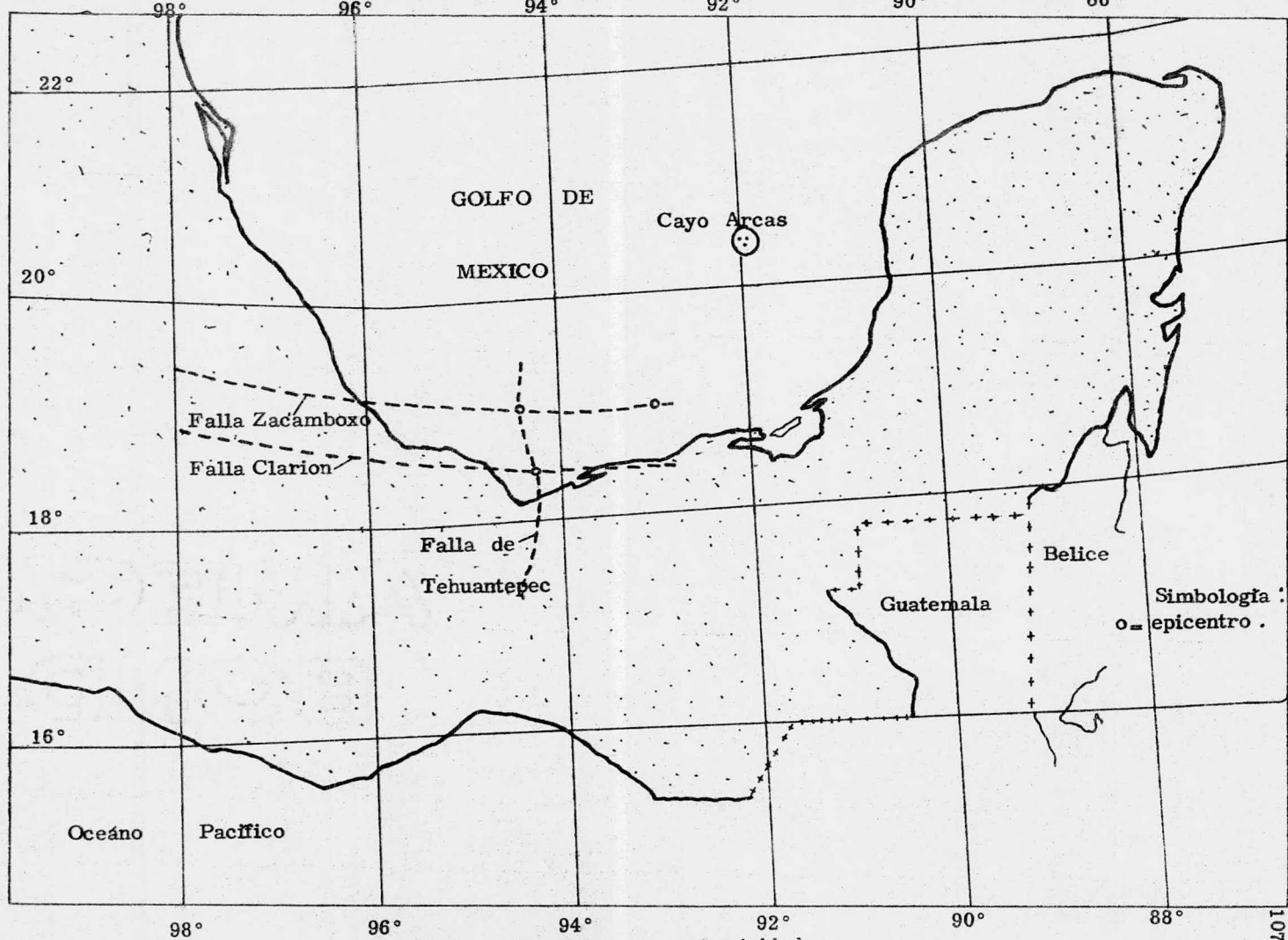


Fig. V.7. Tectonismo y sismicidad .

Usando la fórmula mencionada , se obtuvo $\zeta = 0.46 \text{ ton/m}^2$, el cual dividido entre el esfuerzo vertical efectivo $\bar{\sigma}_v = 3.7 \text{ ton/m}^2$, da como resultado :

$$\frac{\zeta}{\bar{\sigma}_v} = 0.12$$

Con el valor anterior se entra en la fig. V.6 y se observa que las curvas de comportamiento de campo caen por encima de este valor , incluso las dos -
curvas que no consideran la corrección por edad y cementación también caen
por encima de este valor .

Por lo que se concluye que las arenas del Cayo Arcas no son susceptibles a
licuarse bajo la acción del sismo probable . Sin embargo , existen otras - -
fuentes de excitación cíclica como lo son el viento y el oleaje , los cuales - -
podrían inducir en el suelo esfuerzos cortantes cíclicos mayores que los provo
cados por el sismo probable .

CAPITULO VI .

CIMENTACION DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE CRUDO .

VI . 1 . Proyecto .

Los tanques de almacenamiento de crudo constituyen una de las estructuras más pesadas que existen en una planta petrolífera , por lo que en el presente trabajo se analizará la cimentación de dos tanques de este tipo en el arrecife cayo Arcas .

Características de los tanques .

Los tanques serán de acero , tendrán 50 m de diámetro y 9 m de altura . El espesor de la base y la pared medirá 2.54 cm (1") , en tanto que el de la

tapa , la cual será de tipo flotante , 0.64 cm (1/4") . En la figura VI. 1 . se muestra uno de los tanques de almacenamiento de crudo .

Capacidad de los tanques .

Considerando que la altura máxima que alcanzará el crudo dentro del tanque sea de 8.80 m , el volumen máximo almacenado por tanque será de 17, 278.76 m³ (108, 671 barriles de crudo) , teniéndose en total por los dos tanques 34, 557.52 m³ (217, 342 barriles de crudo) .

Ubicación de los tanques .

La ubicación de los tanques se muestra en la fig. VI. 2 . Se ha elegido esta ubicación debido a la forma triangular del cayo , la cual dada la magnitud de los tanques , sólo permite que éstos puedan ser colocados en la parte más ancha del mismo . En cada una de las zonas donde se colocarán los tanques , se tiene un sondeo , el cual se considerará representativo del subsuelo en esa zona . Así , el subsuelo sobre el que se apoyará un tanque estará representado por el sondeo 6 y el subsuelo en el que se apoyará el otro , por el sondeo 7 .

Características de la cimentación .

La base de los tanques de almacenamiento de crudo estará apoyada en una losa de concreto de 0.30 m de espesor , la cual transmitirá las cargas provenientes de los mismos al subsuelo . Además se colocará una zapata perimetral que recibirá la carga de la pared del tanque . El ancho de esta zapata será de 0.50 m , y se desplantará a 0.50 m de profundidad , ver fig. VI. 1 .

S O N D E O 6.

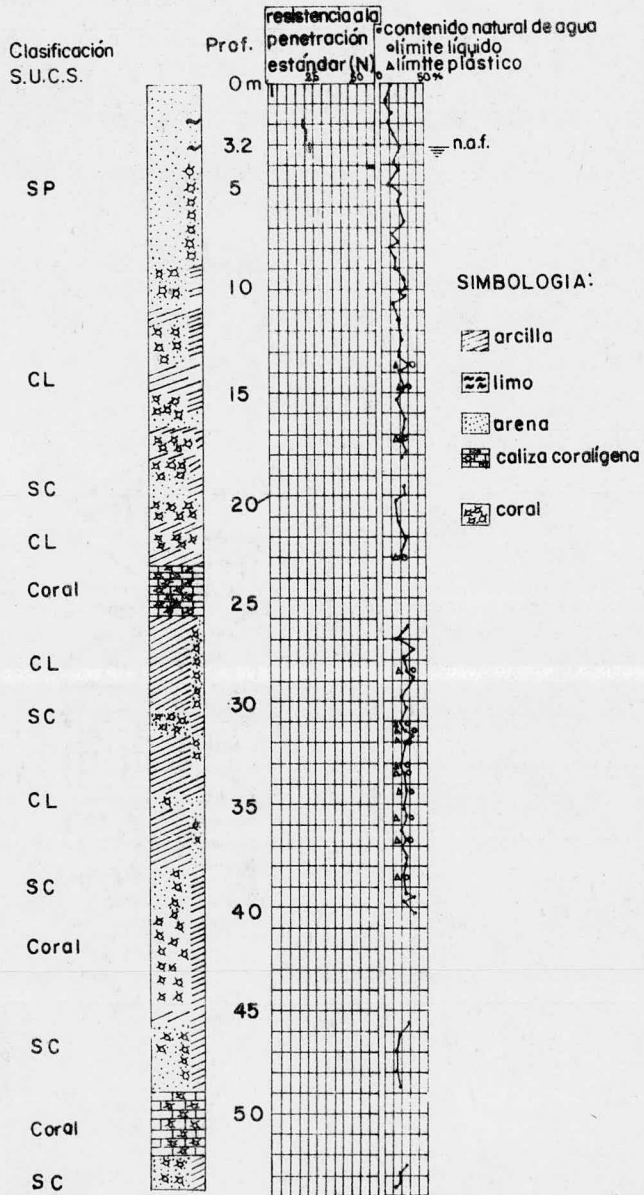


Fig. VI.0'. Presentación gráfica de los ensayos.

S O N D E O 7.

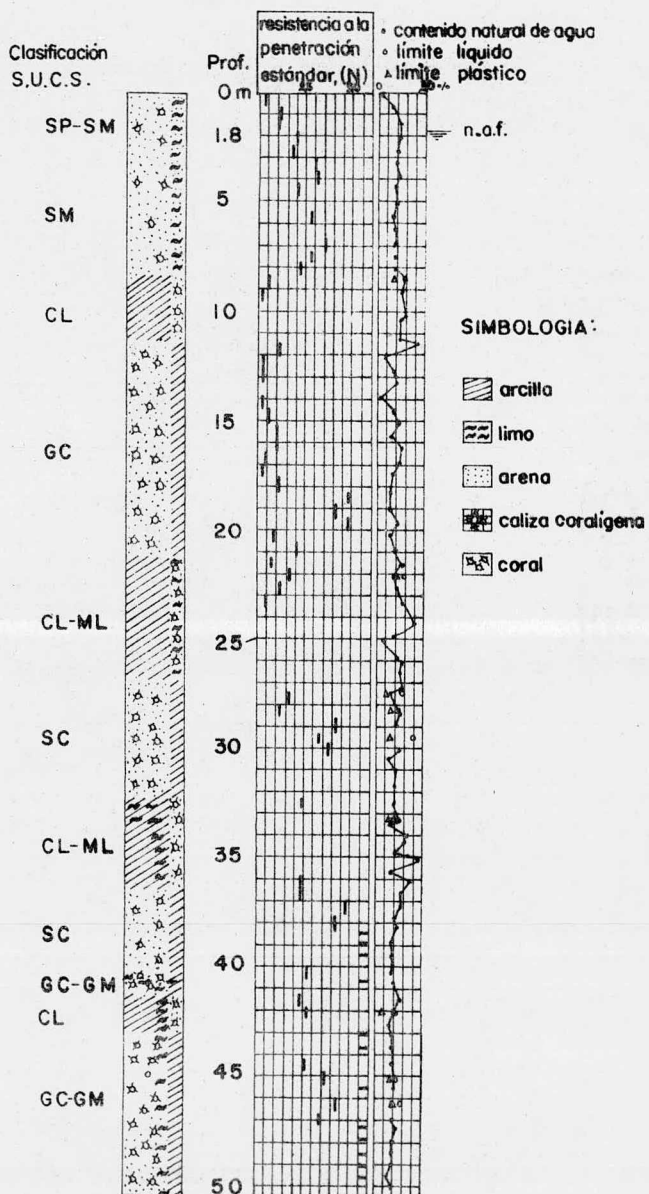
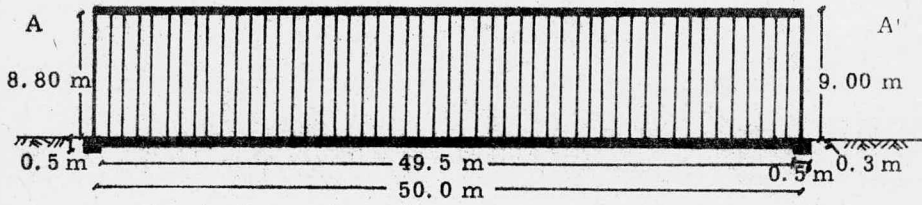
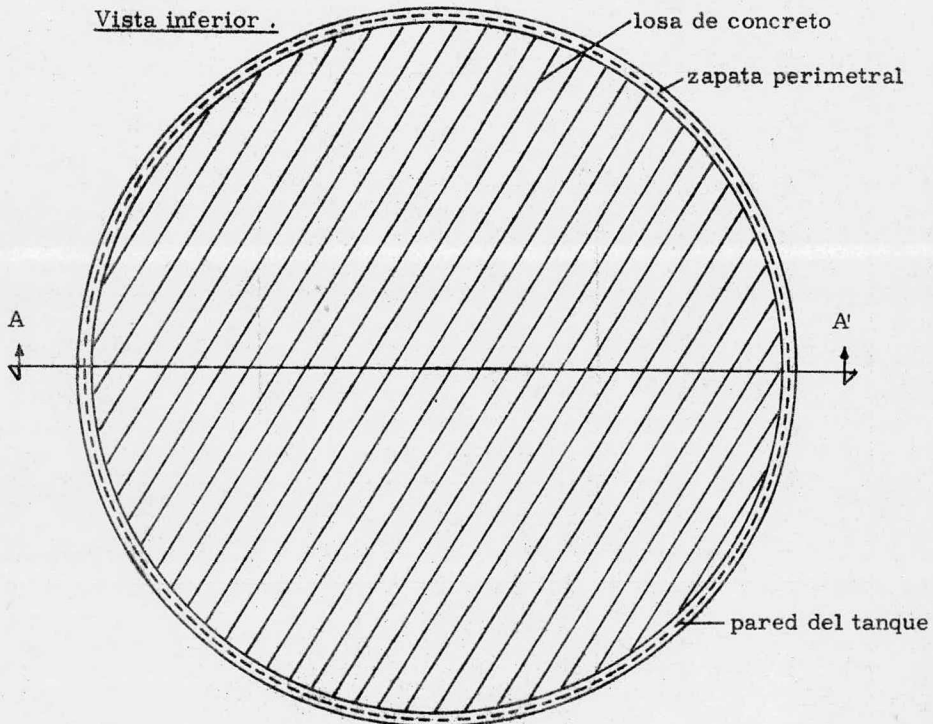
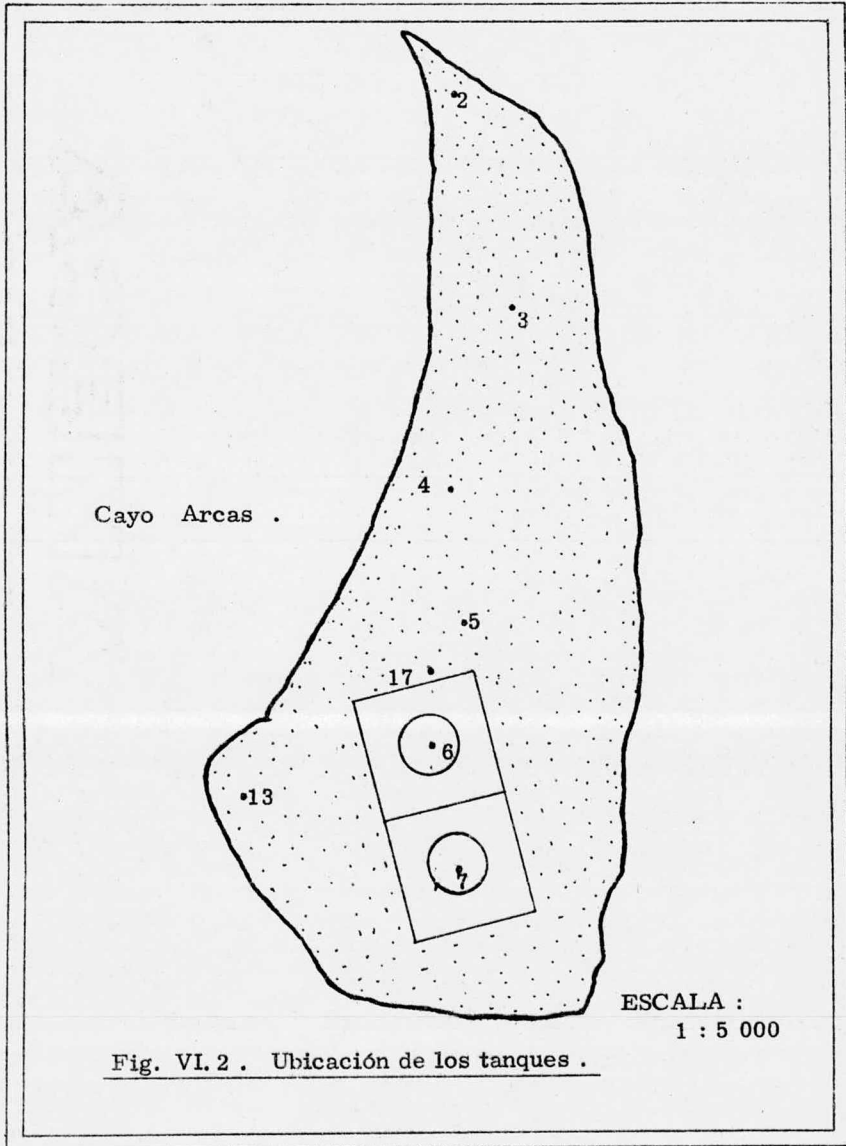


Fig. VI.0° Presentación gráfica de los ensayos.

Vista lateral .

ESCALA : 1 : 400

Vista inferior .Fig. VI.1 . Uno de los tanques de almacenamiento de crudo .



Cálculo de la presión actuante sobre el subsuelo debida a los tanques y a la cimentación .

a. Presión en la zona de la base del tanque .

* Dado que el peso volumétrico del crudo es de 0.8912 ton/m^3 y la altura que tendrá éste en el tanque de 8.80 m , la presión que ejercerá el fluido es :

$$P \text{ fluido} = (\text{Altura}) (\text{Peso volumétrico}) = (8.80) (0.8912) = 7.84 \text{ ton/m}^2 .$$

* Ya que el peso volumétrico del acero es de 7.85 ton/m^3 , la presión de la tapa y la base vale :

$$\begin{aligned} P \text{ tapa y base} &= (\text{Espesor}) (\text{Peso volumétrico}) = ((0.635 + 2.54) \times 10^{-2}) (7.84) \\ &= 0.25 \text{ ton/m}^2 . \end{aligned}$$

* La presión provocada por la losa de concreto tiene un valor igual a :

$$P \text{ losa} = (\text{Espesor}) (\text{Peso volumétrico}) = (0.30) (2.6) = 0.78 \text{ ton/m}^2 .$$

** Por lo que la presión que recibirá el suelo en esta zona es de :

$$P_a = P \text{ fluido} + P \text{ tapa y base} + P \text{ losa} = 7.84 + 0.25 + 0.78 = 8.87 \approx 9.0 \text{ ton/m}^2 .$$

b. Presión en la zona perimetral del tanque .

* La presión ejercida por la pared del tanque vale :

$$P \text{ pared} = \frac{\text{Peso/m lineal}}{\text{Ancho de la zapata}}$$

$$\text{Peso/m lineal} = \text{Peso/Perímetro} .$$

$$\text{Peso} = (\text{Peso volumétrico}) (\text{Volumen}) .$$

$$\text{Volumen} = (\text{Perímetro}) (\text{Altura}) (\text{Espesor}) = (157) (9) (2.54 \times 10^{-2}) = 35.91 \text{ m}^3 .$$

$$\text{Peso} = (7.85) (35.91) = 282 \text{ ton} .$$

$$\text{por lo tanto : } \text{Peso/m lineal} = 282/157 = 1.80 \text{ ton/m}^{-1}$$

$$\text{finalmente : } P \text{ pared} = \frac{1.80}{0.50} = 3.60 \text{ ton/m}^2$$

* Siguiendo un análisis similar , la presión ejercida por el fluido en esta zona vale :

$$P_{\text{fluido}} = \frac{\text{Peso/m lineal}}{\text{Ancho de la zapata}}$$

$$\text{Peso/m lineal} = \text{Peso/Perímetro} .$$

$$\text{Peso} = (\text{Peso volumétrico}) (\text{Volumen}) .$$

$$\text{Volumen} = (\text{Perímetro}) (\text{Altura}) (\text{Espesor}) = (157) (8.80) (25 \times 10^{-2}) = 345.40 \text{ m}^3 .$$

$$\text{por lo tanto : } \text{Peso} = (0.8912) (345.40) = 307.80 \text{ ton} .$$

$$\text{entonces : } \text{Peso/m lineal} = 307.80/157 = 2.0 \text{ ton/m}^{-1} .$$

$$\text{finalmente : } P \text{ fluido} = \frac{2.00}{0.50} = 4 \text{ ton/m}^2 .$$

* La zapata se desplantará a 0.50 m de profundidad , por lo que la presión que transmitirá al suelo es de :

$$P \text{ zapata} = (\text{Altura}) (\text{Peso volumétrico}) = (0.50) (2.6) = 1.30 \text{ ton/m}^2 .$$

** Por lo que la presión transmitida al suelo en esta zona vale :

$$P_b = P \text{ pared} + P \text{ fluido} + P \text{ zapata} = 3.60 + 4.00 + 1.30 = 9.0 \text{ ton/m}^2 .$$

VI . 2 . Análisis por capacidad de carga .

La capacidad de carga del suelo se calculará aplicando la ecuación obtenida por Terzaghi para cimentaciones superficiales , la cual se basa en la teoría propuesta por Prandtl para un material isotrópico , homogéneo , elástico y de espesor semi-infinito .

La ecuación indicada se explicará en base a las figuras VI. 3 y VI. 4 , (Ref. 11) . Terzaghi para obtener su ecuación desprecia la resistencia al corte del suelo que se encuentra arriba del plano horizontal en que se apoya el cimiento y reemplaza el suelo arriba de este plano por una sobrecarga $q = \gamma_1 D_f$. La aplicación de la carga V en la figura VI. 4 tiende a empujar la cuña del suelo abc , induciendo desplazamiento lateral de las zonas II y III . La zona II (adb) tiene forma de un segmento de espiral logarítmica si ϕ y γ son mayores de cero y forma de un segmento de círculo si ϕ o γ son iguales a cero . La zona III es una zona pasiva de Rankine . El desplazamiento lateral es contrarrestado por la resistencia desarrollada a lo largo del plano de falla ade y acf , por el peso del suelo en estas zonas y por la presión de sobrecarga efectiva $\gamma_1 D_f$ a lo largo de las líneas be y cf . Adicionalmente es necesario vencer la cohesión en las superficies ab y ac .

Trabajando algebraicamente para valuar los efectos anteriores y agrupándolos , Terzaghi obtiene la ecuación mencionada , la cual para cimentaciones circulares vale :

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma .$$

En la ecuación anterior :

q_{ult} : capacidad de carga última del suelo .

c ; cohesión del suelo a lo largo de la superficie de falla .

γ_1 : peso específico del suelo sobre el nivel de desplante .

D_f : profundidad de desplante .

γ_2 : peso específico del suelo bajo el nivel de desplante , el cual se considera como sumergido en losas de cimentación si el N. A. F. está a una profundidad menor a $4B$ a partir del nivel de terreno natural .

B : diámetro de la cimentación .

N_c , N_q y N_γ son términos que se conocen como factores de capacidad de carga.

Comunmente se obtienen de las gráficas mostradas en las figs. VI. 5, VI. 6 y VI. 7.

Sin embargo , a continuación se señala su valor matemático .

$$N_c = \cot \phi \cdot \left[\frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} - 1.0 \right] .$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1.0 \right) .$$

$$a = e^{(\pi/4 - \phi/2) - \tan \phi}$$

K_{py} = término que relaciona la presión pasiva del suelo de las zonas II y III en la zona I .

Fig. VI.3. Zapata que muestra la zona de resistencia despreciada.

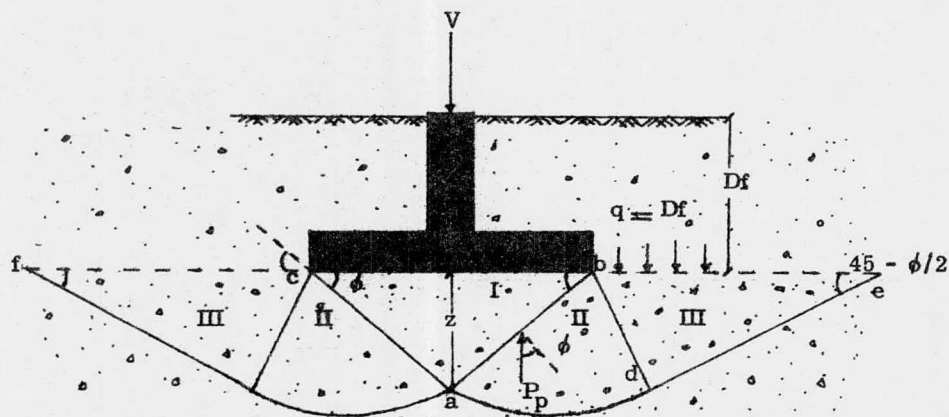
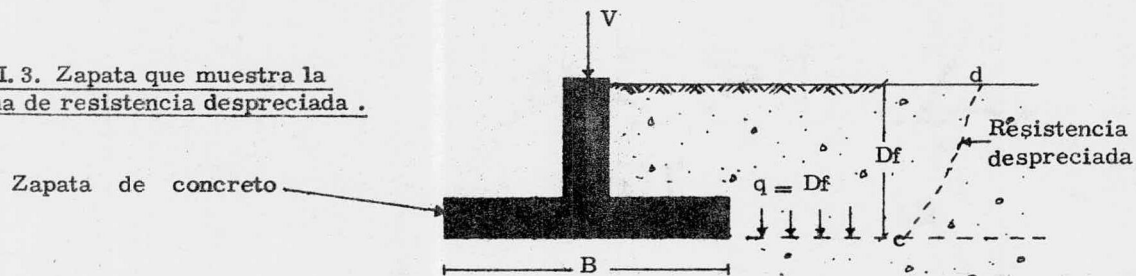


Figura VI.4. Zona de falla según Terzaghi.

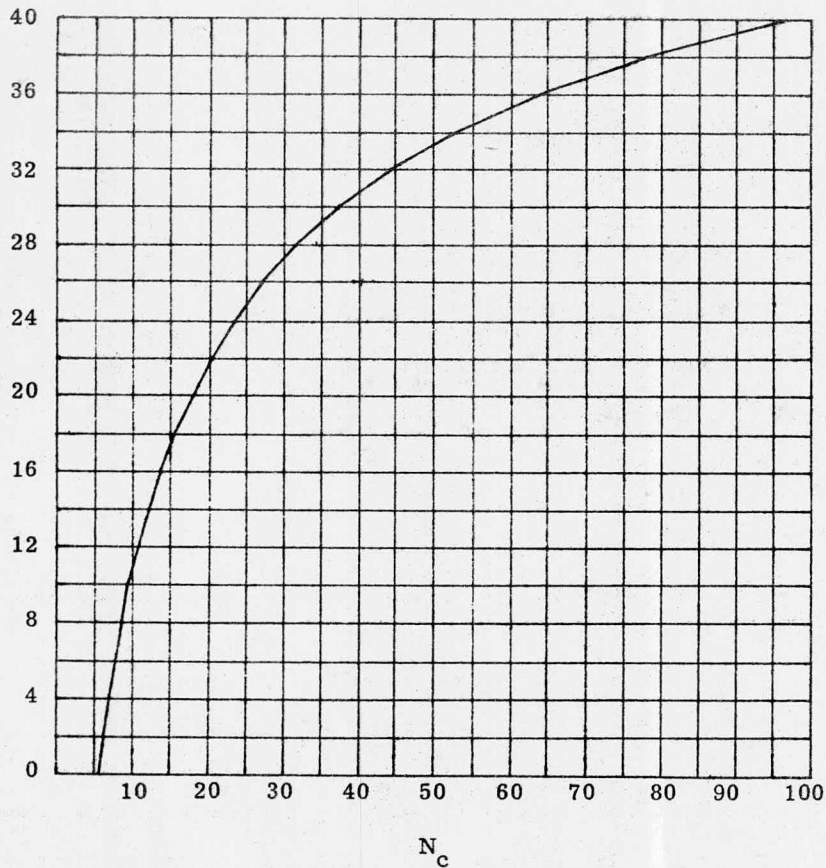


Tabla
complementaria .

ϕ	N_c
42	119.67
44	151.95
46	196.22
48	258.28
50	347.51

Valores de ϕ

Figura VI.5 . Valores de N_c , en
base a ϕ .

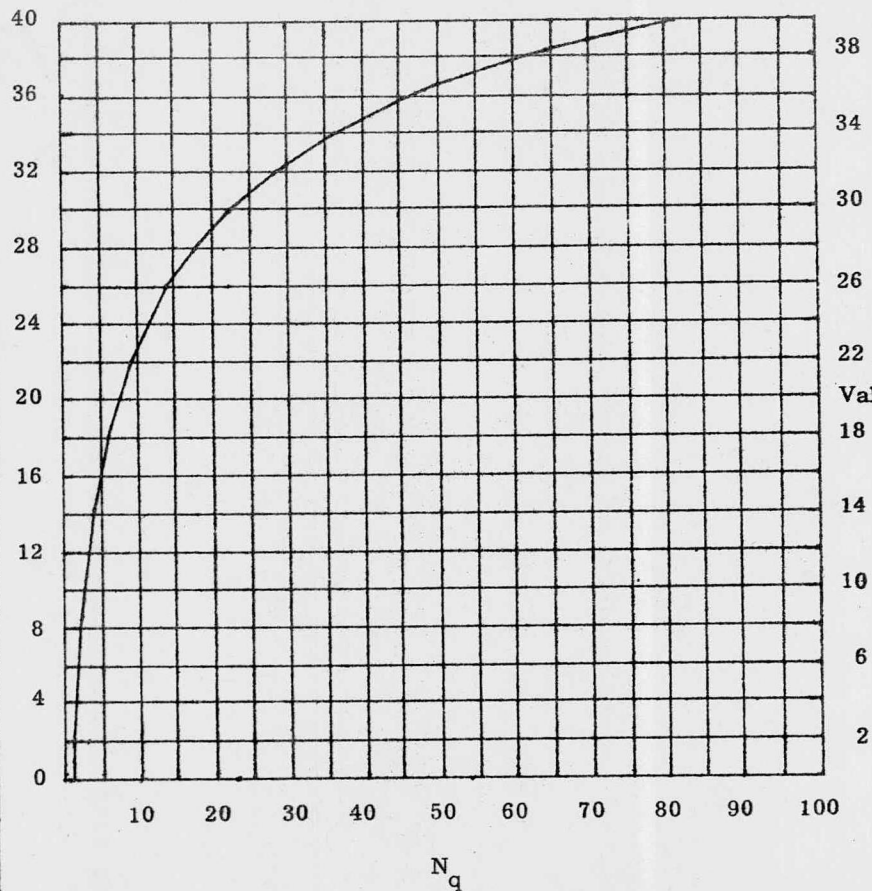


Tabla
complementaria

ϕ	N_q
42	108.75
44	147.74
46	204.19
48	287.85
50	415.15

Figura VI.6 . Valores de N_q , en
base a ϕ .

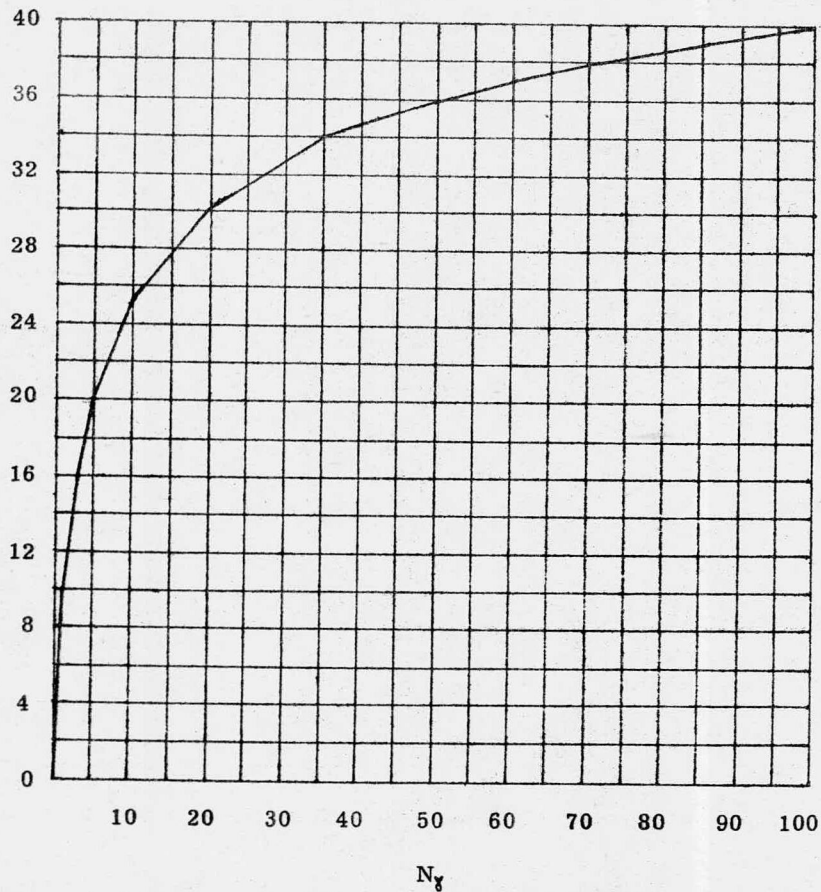


Tabla
complementaria

ϕ	N_y
40	100.4
44	260.0
45	297.5
48	780.1
50	1,153.2

Valores de
 ϕ

Figura VL.7. Valores de N_y , en
base a ϕ .

Capacidad de carga admisible .

Debido a que la ecuación obtenida por Terzaghi se basa en un principio en que la cimentación se apoyará sobre un material isotrópico , homogéneo y elástico ; y que ningún suelo reúne todas estas propiedades , y aunado principalmente a las incertidumbres y variabilidad de las propiedades de los suelos , a la complejidad de su comportamiento , a la magnitud de las cargas actuantes y al proceso - - constructivo empleado en la Obra , el cual puede modificar las propiedades de - los mismos , la capacidad de carga última se reduce al dividirla entre un factor , el cual se conoce como factor de seguridad "F. S. " . Es común que este factor valga 3 cuando la cimentación se calcule para transmitir al suelo cargas permanentes . A la presión obtenida al aplicar este factor se le conoce como capacidad de carga admisible "q ad" .

A continuación se hace el análisis de la capacidad de carga del suelo .

I. Subsuelo representado por el sondeo 6 .

a) Zona de la base de los tanques .

Tomando como base la teoría ya explicada , la profundidad a la que se presenta la zona de falla en la base del tanque , se puede calcular en forma aproximada con la relación $Z = R \tan \phi$ (ver fig. VI.4) , donde R es el radio de la cimentación y ϕ el promedio pesado de los ángulos de fricción interna hasta esa profundidad , es decir , se efectúan una serie de tanteos , en los cuales se calcula el promedio -

pesado de los ángulos de fricción interna hasta una profundidad conocida , y se revisa ésta con la expresión anterior , hasta que los dos valores de profundidad sean semejantes .

La zona de falla en el suelo representado por el sondeo 6 tiene una profundidad aproximada de 13 m . Apoyándonos en la Tabla VI. 1 y hasta esa profundidad, el suelo presenta las siguientes características promedio :

$$\gamma_1 = 1.985 \text{ ton/m}^3, \quad \phi = 28^\circ, \quad \gamma_2 = 0.985 \text{ ton/m}^3 .$$

Como se ve el valor de la cohesión no se ha considerado debido a que el suelo existente hasta la profundidad mencionada es predominantemente granular

Los valores de N_q y N_γ se han obtenido de las figs. VI. 6 y VI. 7 . Para un valor de $\phi = 28^\circ$. $N_q = 17.8$ y $N_\gamma = 16.0$.

Ya que el diámetro de la losa de concreto es de 49.5 m y su espesor de 0.30 m. la capacidad de carga última vale :

$$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma .$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= (1.985) (0.30) (17.8) + (0.3) (0.985) (49.5) (16.0) \\ &= 10.60 + 234.04 = 244.64 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

La capacidad de carga admisible vale :

$$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{F.S.} = \frac{244.64}{3} = 81.55 \text{ ton/m}^2$$

b) Análisis de la zapata perimetral .

Como se ha mencionado , la zapata se desplantará a 0.50 m de profundidad y tendrá 0.50 m de ancho , por lo que en este caso la falla se presentará en el estrato de apoyo , el cual está formado por un suelo predominantemente granular que presenta las siguientes características , (ver Tabla VI.1) :

$$\gamma_1 = 1.985 \text{ ton/m}^3 , \quad \phi = 32^\circ , \quad \gamma_2 = 0.985 \text{ ton/m}^3 .$$

$$\text{Para } \phi = 32^\circ , \quad N_q = 28.5 \text{ y } N_\gamma = 26.0$$

$$\text{Por lo tanto : } q_{\text{ult}} = \gamma_1 D_f N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma .$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ult}} &= (1.985) (0.50) (28.5) + (0.3) (0.985) (0.50) (26.0) \\ &= 28.29 + 3.84 = 32.13 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Siendo la capacidad de carga admisible igual a :

$$q_{\text{ad}} = \frac{q_{\text{ult}}}{F.S.} = \frac{32.13}{3} = 10.71 \text{ ton/m}^2 .$$

Como el suelo en la zona donde se usará la losa de cimentación se considera para fines prácticos capaz de soportar 81.55 ton/m^2 y sólo le serán aplicadas 9 ton/m^2 , se podría considerar adecuado este tipo de cimentación . De igual forma , ya que el suelo ubicado en la parte inferior de la pared del tanque , se considera capaz de soportar hasta 10.71 ton/m^2 y sólo recibirá 9 ton/m^2 , se podría considerar adecuado el empleo de la zapata perimetral como forma de cimentación en esa zona . Sin embargo , debido a la magnitud de los incrementos de carga que soportarán los estratos arcillosos sueltos , éstos pueden reducir en

forma importante su espesor , produciendo lo que se conoce en Mecánica de Suelos como 'falla por extrusión' . Enseguida se analiza la posibilidad de que se presente este tipo de falla .

Falla por extrusión .

Según Broms, (Ref. 12) un estrato arcilloso puede fallar por extrusión si se aplica en él un incremento de carga tal que el valor de éste sea mayor al valor obtenido de multiplicar por seis la cohesión existente en el estrato indicado .

Es decir si $\Delta T > 6c$, entonces el estrato fallará por extrusión .

Los cálculos obtenidos para analizar la posibilidad de falla por extrusión de los estratos arcillosos del sondeo 6 se muestran en la Tabla VI. 2 .

Basándose en la tabla mencionada , se concluye que ninguno de los estratos arcillosos del suelo del sondeo 6 fallará por extrusión , por lo que tanto la losa de cimentación como la zapata perimetral son cimentaciones aceptadas para transmitir al suelo las cargas respectivas provenientes del tanque de almacenamiento de crudo ubicado en esa zona .

Tabla VI.1 . Características generales de los estratos del sondeo 6.

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Espesor (m)	γ (ton/m ³)	$\bar{\Delta\gamma}$ (ton/m ³)	$\bar{\gamma}_{acum.}$ (ton/m ³)	ϕ	c (ton/m ²)	E (ton/m ²)
1	0.00-10.70	SP	*10.70	1.985	6.352 7.388	6.352 13.740	32	2.0	3,000
2	10.70-18.30	CL	7.60	1.932	7.083	20.823	10	3.6	170
3	18.30-21.20	SC	2.90	1.974	2.825	23.648	27	0.80	3,000
4	21.20-23.40	CL	2.20	1.930	2.046	25.694	10	3.6	75
5	23.40-25.90	Coral	2.50	1.988	2.470	28.164	20	3.0	10,000
6	25.90-30.70	CL	4.80	2.050	5.040	33.204	7	2.0	85
7	30.70-31.60	SC	0.90	1.993	0.894	34.098	20	3.0	2,800
8	31.60-38.00	CL	6.40	1.950	6.080	40.178	20	6.4	480
9	38.00-40.20	SC	2.20	2.110	2.442	42.620	28	3.5	2,800
10	40.20-45.00	Coral	4.80	1.988	4.742	47.362	20	6.6	60,000
11	45.00-48.90	SC	3.90	1.905	3.530	50.892	27	4.0	3,000
12	48.90-52.00	Coral	3.10	1.796	2.468	53.360	20	3.0	44,000
13	52.00-53.60	SC	1.60	1.988	1.581	54.941	28	5.5	2,500

* N. A. F. a 3.20m .

Tabla VI.1 .

Tabla VI.2 . Tabla que muestra la posibilidad de falla por extrusión de los estratos arcillosos del sondeo 6 .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Espesor (m)	ϕ	c (ton/m ²)	6c	$\Delta\sigma$	Factor de seguridad contra la extrusión . $6c/\Delta\sigma$.
1	0.00-10.70	SP	10.70	32	2.0			
2	10.70-18.30	CL	7.60	10	3.6	21.6	8.9	2.4
3	18.30-21.20	SC	2.90	27	0.8			
4	21.20-23.40	CL	2.20	10	3.6	21.6	7.0	3.1
5	23.40-25.90	Coral	2.50	20	3.0			
6	25.90-30.70	CL	4.80	7	2.0	12.0	6.2	1.9
7	30.70-31.60	SC	0.90	20	3.0			
8	31.60-38.00	CL	6.40	20	6.4	38.4	5.3	7.2
9	38.00-40.20	SC	2.20	28	3.5			
10	40.20-45.00	Coral	4.80	20	6.6			
11	45.00-48.90	SC	3.90	27	4.0			
12	48.90-52.00	Coral	3.10	20	3.0			
13	52.00-53.60	SC	1.60	28	5.5			

II. Subsuelo representado por el sondeo 7 .

a) Análisis de la zona de la base del tanque .

Siguiendo el mismo criterio que el empleado en el análisis del suelo representado por el sondeo 6 , se calculó que la profundidad aproximada hasta la que se - - - presenta la falla del suelo es de 13 m , presentándose las siguientes propiedades promedio, (ver Tabla VI. 3) :

$$\gamma_1 = 1.97 \text{ ton/m}^3 , \quad \phi = 27^\circ , \quad \gamma_2 = 0.975 \text{ ton/m}^3 .$$

El suelo hasta la profundidad mencionada es predominantemente grueso , por lo que la cohesión existente no ha sido considerada .

Gráficamente se obtiene $N_q = 15.9$ y $N_\gamma = 14.0$ para $\phi = 27^\circ$.

Por lo que : $q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma$.

$$q_{ult} = (1.97) (0.30) (15.90) + (0.3) (0.975) (49.5) (14) \\ = 9.40 + 202.70 = 212.10 \text{ ton/m}^2 .$$

La capacidad de carga admisible tiene un valor igual a :

$$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{F.S.} = \frac{212.10}{3} = 70.70 \text{ ton/m}^2 .$$

b) Análisis de la zapata perimetral .

El estrato arenoso donde se apoya la zapata perimetral y en el cual seguramen

-te podría ocurrir la falla presenta las siguientes características , (ver Tabla VI.3) :

$$\gamma_1 = 1.97 \text{ ton/m}^3, \quad \phi = 31^\circ, \quad \gamma_2 = 0.97 \text{ ton/m}^3$$

Para $\phi = 31^\circ$, $N_q = 25.3$ y $N_\gamma = 25.0$.

Por lo que : $q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma$.

$$\begin{aligned} q_{ult} &= (1.97) (0.50) (25.3) + (0.3) (0.97) (0.50) (25) \\ &= 24.92 + 3.64 = 28.56 \text{ ton/m}^2 . \end{aligned}$$

La capacidad de carga admisible vale :

$$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{F.S.} = \frac{28.56}{3} = 9.52 \text{ ton/m}^2 .$$

Como la zona donde se usará la losa de cimentación se considera capaz de soportar para fines prácticos hasta 70.70 ton/m^2 y sólo le serán aplicadas un total de 9 ton/m^2 ; y el suelo ubicado en la parte inferior de la pared del tanque se considera capaz de soportar hasta 9.52 ton/m^2 y sólo recibirá 9 ton/m^2 , sólo resta analizar la posibilidad de falla por extrusión de los estratos arcillosos, como ya se explicó para el suelo representado por el sondeo 6 .

Tabla VI. 3 . Características generales de los estratos del sondeo 7

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Espesor (m)	γ (ton/m ³)	$\overline{\Delta\gamma}$ (ton/m ³)	$\overline{\gamma}_{acum}$ (ton/m ³)	ϕ	c (ton/m ²)	E (ton/m ²)
1	0.00-3.00	SP-SM	*3.00	1.970	3.546 1.164	3.546 4.710	31	2.0	3,000
2	3.00-8.40	SM	5.40	1.973	5.254	9.964	33.5	4.5	2,000
3	8.40-11.50	CL	3.10	1.977	3.029	12.993	10	3.6	170
4	11.50-21.20	GC	9.70	1.988	9.584	22.577	28	0.5	6,000
5	21.20-26.80	CL-ML	5.60	1.930	5.208	27.785	10	3.6	100
6	26.80-32.30	SC	5.50	1.953	5.242	33.027	30	3.0	2,600
7	32.30-36.50	CL-ML	4.20	1.883	3.709	36.736	20	6.4	200
8	36.50-40.20	SC	3.70	1.876	3.241	39.977	50	1.5	3,000
9	40.20-41.30	GC-GM	1.10	1.988	1.087	41.064	38	0.5	6,000
10	41.30-43.00	CL	1.70	1.987	1.678	42.742	11	4.4	460
11	43.00-50.50	GC-GM	7.50	1.988	7.410	50.152	45	0.50	6,000

* N. A. F. a 1.80 m .

Falla por extrusión .

Los cálculos obtenidos para analizar la posibilidad de falla por extrusión de los estratos arcillosos del sondeo 7 , se muestran en la Tabla VI.4 .

Basándose en la tabla mencionada , se concluye que ninguno de los estratos arcillosos del suelo del sondeo 7 fallará por extrusión , por lo que tanto la losa de cimentación como la zapata perimetral , son cimentaciones aceptadas para transmitir al suelo las cargas respectivas provenientes del tanque de almacenamiento de crudo .

Tabla VI.4 . Tabla que muestra la posibilidad de falla por extrusión de los estratos arcillosos del sondeo 7 .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Espesor (m)	ϕ	c (ton/m ²)	6c	$\Delta\sigma$	Factor de seguridad contra la extrusión . 6c/ $\Delta\sigma$.
1	0.00-3.00	SP-SM	3.00	31	2.0			
2	3.00-8.40	SM	5.40	33.5	4.5			
3	8.40-11.50	CL	3.10	10	3.6	21.6	9.0	2.4
4	11.50-21.20	GC	9.70	28	0.5			
5	21.20-26.80	CL-ML	5.60	10	3.6	21.6	7.0	3.1
6	26.80-32.30	SC	5.50	30	3.0			
7	32.30-36.50	CL-ML	4.20	20	6.4	38.4	5.2	7.4
8	36.50-40.20	SC	3.70	50	1.5			
9	40.20-41.30	GC-GM	1.10	38	0.5			
10	41.30-43.00	CL	1.70	11	4.4	26.4	4.1	6.4
11	43.00-50.50	GC-GM	7.50	45	0.5			

VI . 3 . Análisis por deformación .

a) Asentamientos elásticos .

Debido al incremento de cargas que soportará el suelo, originado por el establecimiento del tanque de almacenamiento y la cimentación, se reducirá su volumen produciéndose dos tipos de asentamientos: los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación. Los asentamientos elásticos son aquellos que se presentan tan pronto como la carga es aplicada y en un lapso generalmente menor a 7 días a partir del momento de aplicación de ésta. Este tipo de asentamientos son particularmente importantes en los suelos friccionantes.

En el presente trabajo, los asentamientos elásticos se calcularon empleando la fórmula de Steinbrenner, el cual se basó en la ecuación de la Teoría de la Elasticidad, la cual fue obtenida para una cimentación apoyada en un medio semi-infinito, isotrópico, homogéneo y elástico. Aunque los suelos en la realidad no presentan todas estas características, se puede aplicar la fórmula de Steinbrenner con cierto grado de confianza.

Steinbrenner para obtener el asentamiento superficial de una cimentación rectangular apoyada en un medio elástico de profundidad H , calculó en la esquina de la cimentación el asentamiento superficial S' y el asentamiento S'' a la profundidad H , concluyendo que el asentamiento superficial neto en la esquina sería: $S = S' - S''$, el cual dió como resultado la siguiente ecuación:

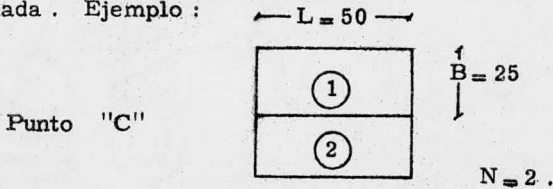
$$S = PBN \left[\frac{(1-u^2) F_1}{E} + \frac{(1-u-2u^2) F_2}{E} \right] \quad \text{donde :}$$

S : asentamiento sufrido en la esquina .

P : presión que se transmite al suelo . En el presente trabajo vale 9 ton/m^2 .

B : ancho del cimiento , el cual varía según el punto de la cimentación en que se calcule el asentamiento .

N : número de partes que tienen la misma dimensión de aquella que está siendo calculada . Ejemplo :

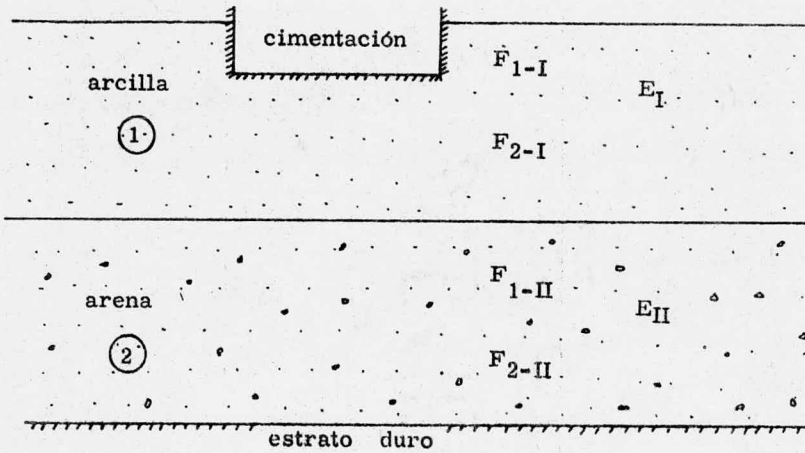


u : módulo de Poisson , obtenido de la Ref. 11 .

E : módulo de elasticidad volumétrico . Su valor fue obtenido de pruebas triaxiales .

F_1 y F_2 son factores que usualmente se obtienen gráficamente . en base a las dimensiones del área de la cimentación que se analise y la profundidad a la que se quiera conocer el asentamiento elástico . La gráfica de la que se obtienen F_1 y F_2 se muestra en la fig. VI. 8 . A continuación se ilustra como se aplican los factores F_1 y F_2 . Para efectos simplificadorios , considérese que la cimentación se apoya sobre un suelo constituido por dos estratos ; el primero formado por una arcilla y el segundo formado por una arena, (ver fig. de la siguiente página). El estrato de interés es el segundo y su asentamiento vale :

$$S = PBN \left[\frac{(1-u^2)}{E_{II}} (F_{1-II} - F_{1-I}) + \frac{(1-u-2u^2)}{E_{II}} (F_{2-II} - F_{2-I}) \right]$$



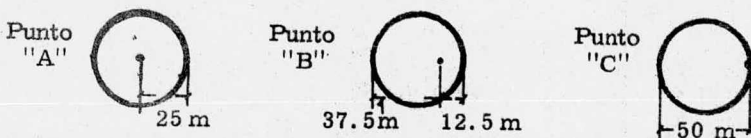
A continuación se indica el valor matemático de los factores F_1 y F_2 , por si se desea obtenerlos de esta forma:

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})(\sqrt{M^2 + N^2})}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})(\sqrt{1 + N^2})}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$F_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left[\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right], \quad (\tan^{-1} \text{ en radianes}).$$

$$M = L/B, \quad N = H/B$$

En el presente trabajo, se calcularon los asentamientos elásticos en tres puntos distintos para cada tanque. Los resultados se muestran en las Tablas VI. 5, VI. 6, VI. 7, y VI. 8 para el suelo representado por el sondeo 6; y VI. 9, VI. 10, VI. 11 y VI. 12 para el suelo representado por el sondeo 7.



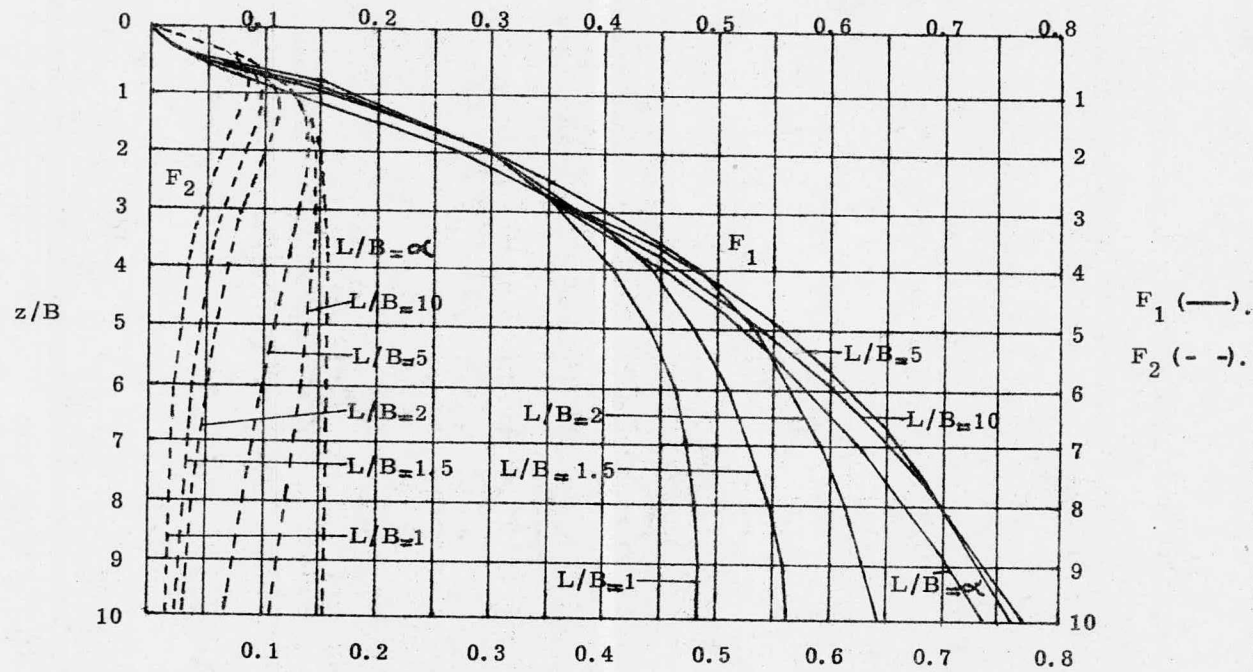


Figura VI.8 . Valores de F_1 y F_2 .

Tabla VI.5 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 6 . Punto "A".

B=25, L=25, L/B=1.

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP	3,000	0.40	10.70	0.43	0.060	0.075	0.060	0.075	0.0214
2	CL			18.30	0.73	0.140	0.085			
3	SC	3,000	0.25	21.20	0.85	0.155	0.090	0.015	0.005	0.0052
4	CL			23.40	0.94	0.175	0.090			
5	Coral			25.90	1.04	0.180	0.085			
6	CL			30.70	1.23	0.210	0.085			
7	SC	2,800	0.25	31.60	1.26	0.210	0.085	0.000	0.000	0.0000
8	CL			38.00	1.52	0.245	0.080			
9	SC	2,800	0.25	40.20	1.61	0.250	0.075	0.005	- - -	0.0015
10	Coral			45.00	1.80	0.270	0.070			
11	SC	3,000	0.25	48.90	1.96	0.295	0.065	0.025	- - -	0.0070
12	Coral			52.00	2.08	0.295	0.065			
13	SC	2,500	0.25	53.60	2.14	0.300	0.060	0.005	- - -	0.0017
Asentamiento total :										0.037

Tabla VI.6 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 6. Punto "B" . Primera Parte.

B = 12.5, L = 25, L/B = 2 .

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP	3,000	0.40	10.70	0.86	0.120	0.110	0.120	0.110	0.0099
2	CL			18.30	1.46	0.230	0.115			
3	SC	3,000	0.25	21.20	1.70	0.270	0.110	0.040	- - -	0.0028
4	CL			23.40	1.87	0.285	0.110			
5	Coral			25.90	2.07	0.310	0.100			
6	CL			30.70	2.46	0.350	0.095			
7	SC	2,800	0.25	31.60	2.53	0.355	0.090	0.005	- - -	0.0004
8	CL			38.00	3.04	0.410	0.080			
9	SC	2,800	0.25	40.20	3.22	0.440	0.080	0.030	0.000	0.0023
10	Coral			45.00	3.60	0.450	0.075			
11	SC	3,000	0.25	48.90	3.91	0.475	0.070	0.025	- - -	0.0018
12	Coral			52.00	4.16	0.490	0.070			
13	SC	2,500	0.25	53.60	4.29	0.495	0.070	0.005	0.000	0.0004
Asentamiento en esta primera parte : 0.018										

Tabla VI.7. Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 6. Punto "B". $B=25$, $L=37.5$, $L/B=1.5$.

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m^2)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F_1 de gráfica	F_2 de gráfica	F_1 a usar	F_2 a usar	S (m)
1	SP	3,000	0.40	10.70	0.43	0.045	0.085	0.045	0.085	0.0092
2	CL			18.30	0.73	0.125	0.095			
3	SC	3,000	0.25	21.20	0.85	0.140	0.095	0.015	0.000	0.0021
4	CL			23.40	0.94	0.160	0.100			
5	Coral			25.90	1.04	0.160	0.095			
6	CL			30.70	1.23	0.200	0.100			
7	SC	2,800	0.25	31.60	1.26	0.200	0.100	0.000	0.000	0.0000
8	CL			38.00	1.52	0.240	0.095			
9	SC	2,800	0.25	40.20	1.61	0.250	0.090	0.010	- - -	0.0015
10	Coral			45.00	1.80	0.280	0.090			
11	SC	3,000	0.25	48.90	1.96	0.290	0.085	0.010	- - -	0.0014
12	Coral			52.00	2.08	0.305	0.080			
13	SC	2,500	0.25	53.60	2.14	0.310	0.080	0.005	0.000	0.0008
Asentamiento en esta parte :										0.015
Por lo que, asentamiento total en este punto :						0.018	+	0.015	0.033 m.	

Tabla VI. 8 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 5 . Punto "C" .

$B = 25$, $L = 50$, $L/B = 2$.

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	ν	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP	3,000	0.40	10.70	0.43	0.050	0.090	0.050	0.090	0.0101
2	CL			18.30	0.73	0.090	0.105			
3	SC	3,000	0.25	21.20	0.85	0.125	0.110	0.035	0.005	0.0054
4	CL			23.40	0.94	0.130	0.110			
5	Coral			25.90	1.04	0.150	0.115			
6	CL			30.70	1.23	0.195	0.115			
7	SC	2,800	0.25	31.60	1.26	0.200	0.115	0.005	0.000	0.0008
8	CL			38.00	1.52	0.240	0.115			
9	SC	2,800	0.25	40.20	1.61	0.255	0.115	0.015	0.000	0.0023
10	Coral			45.00	1.80	0.275	0.110			
11	SC	3,000	0.25	48.90	1.96	0.300	0.105	0.025	- - -	0.0035
12	Coral			52.00	2.08	0.310	0.100			
13	SC	2,500	0.25	53.60	2.14	0.320	0.100	0.010	0.000	0.0017
Asentamiento total :										0.024

Tabla VI. 9 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 7 . Punto "A" .

B = 25, L = 25, L/B = 1 .

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP-SM	3, 000	0.40	3.00	0.12	0.010	0.050	0.010	0.050	0.0067
2	SM	2, 000	0.25	8.40	0.34	0.030	0.070	0.020	0.020	0.0141
3	CL			11.50	0.46	0.040	0.075			
4	GC	6, 000	0.40	21.20	0.85	0.095	0.090	0.055	0.015	0.0076
5	CL-ML			26.80	1.07	0.125	0.085			
6	SC	2, 600	0.25	32.30	1.29	0.220	0.085	0.095	0.000	0.0308
7	CL-ML			36.50	1.46	0.230	0.080			
8	SC	3, 000	0.25	40.20	1.61	0.260	0.075	0.020	- - -	0.0057
9	GC-GM	6, 000	0.40	41.30	1.65	0.250	0.075	0.010	0.000	0.0013
10	CL			43.00	1.72	0.275	0.070			
11	GC-GM	6, 000	0.40	50.50	2.02	0.290	0.065	0.015	- - -	0.0019
Asentamiento total :										0.068

Tabla VI.10 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 7 . Punto "B". Primera parte.

$B=12.5$, $L=25$, $L/B=2$.

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP-SM	3,000	0.40	3.00	0.24	0.030	0.070	0.030	0.070	0.0034
2	SM	2,000	0.25	8.40	0.67	0.075	0.085	0.045	0.015	0.0058
3	CL			11.50	0.92	0.125	0.110			
4	GC	6,000	0.40	21.20	1.70	0.270	0.110	0.145	0.000	0.0046
5	CL-ML			26.80	2.14	0.315	0.100			
6	SC	2,600	0.25	32.30	2.58	0.365	0.090	0.050	- - -	0.0041
7	CL-ML			36.50	2.92	0.395	0.085			
8	SC	3,000	0.25	40.20	3.22	0.425	0.080	0.030	- - -	0.0021
9	GC-GM	6,000	0.40	41.30	3.30	0.430	0.080	0.005	0.000	0.0002
10	CL			43.00	3.44	0.440	0.075			
11	GC-GM	6,000	0.40	50.50	4.04	0.480	0.070	0.040	- - -	0.0013
Asentamiento en esta primera parte :										0.022

Tabla VI.11 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 7 . Punto "B" .

$B=25$, $L=37.5$, $L/B=1.5$.

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP-SM	3,000	0.40	3.00	0.12	0.015	0.050	0.015	0.050	0.0040
2	SM	2,000	0.25	8.40	0.34	0.040	0.075	0.025	0.025	0.0088
3	CL			11.50	0.46	0.055	0.085			
4	GC	6,000	0.40	21.20	0.85	0.100	0.100	0.045	0.015	0.0032
5	CL-ML			26.80	1.07	0.175	0.100			
6	SC	2,600	0.25	32.30	1.29	0.215	0.095	0.040	- - -	0.0065
7	CL-ML			36.50	1.46	0.235	0.095			
8	SC	3,000	0.25	40.20	1.61	0.250	0.090	0.015	- - -	0.0021
9	GC-GM	6,000	0.40	41.30	1.65	0.255	0.090	0.005	0.000	0.0003
10	CL			43.00	1.72	0.265	0.090			
11	GC-GM	6,000	0.40	50.50	2.02	0.295	0.085	0.030	- - -	0.0019
Asentamiento en esta parte : . .										0.027
Por lo que el asentamiento total en este punto vale : 0.022 + 0.027 0.049 m .										

Tabla VI. 12 . Resultados del cálculo del asentamiento elástico en base al sondeo 7 . Punto "C" .

$B = 25$, $L = 50$, $L/B = 2$.

Estrato	Tipo de Suelo	E (ton/m ²)	u	Profundidad (z) (m)	z/B	F ₁ de gráfica	F ₂ de gráfica	F ₁ a usar	F ₂ a usar	S (m)
1	SP-SM	3,000	0.40	3.00	0.12	0.010	0.050	0.010	0.050	0.0034
2	SM	2,000	0.25	8.40	0.34	0.040	0.080	0.030	0.030	0.0105
3	CL			11.50	0.46	0.040	0.085			
4	GC	6,000	0.40	21.20	0.85	0.125	0.110	0.085	0.025	0.0059
5	CL-ML			26.80	1.07	0.150	0.115			
6	SC	2,600	0.25	32.30	1.29	0.200	0.115	0.005	0.000	0.0081
7	CL-ML			36.50	1.46	0.235	0.115			
8	SC	3,000	0.25	40.20	1.61	0.250	0.115	0.015	0.000	0.0021
9	GC-GM	6,000	0.40	41.30	1.65	0.255	0.110	0.005	- - -	0.0003
10	CL			43.00	1.72	0.270	0.110			
11	GC-GM	6,000	0.40	50.50	2.02	0.300	0.100	0.030	- - -	0.0019
Asentamiento total : . . .										0.032

b) Asentamientos por consolidación .

Los asentamientos por consolidación se presentan en los suelos cohesivos . Estos asentamientos se producen debido al incremento de carga que se aplica en el estrato de suelo cohesivo , el cual provoca que el agua contenida en el estrato sea expulsada del mismo . La salida de esta agua origina que el estrato sufra un decremento en su espesor , el cual alcanza su magnitud total mucho tiempo después de aplicado el incremento de carga , ya que la permeabilidad de los suelos cohesivos es muy baja .

En el presente trabajo , los asentamientos por consolidación se calcularán aplicando la Teoría General de Terzaghi , la cual se puede expresar mediante la siguiente ecuación :

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \text{II , donde :}$$

ΔH : asentamiento en el estrato de suelo cohesivo analizado .

Δe : reducción en la relación de vacíos por la aplicación de la nueva carga . Su valor es : $\Delta e = e_0 - e_1$.

e_0 : relación de vacíos inicial del suelo debida al soportar el peso del suelo de la parte superior a él , el cual origina una presión inicial P_0 .

e_1 : relación de vacíos final , resultado de aplicar en el suelo un incremento de presión ΔP , debido a la nueva carga , el que aunado a la presión inicial , forma la presión final P_1 aplicada en el suelo . Es decir :

$$P_1 = P_0 + \Delta P$$

H : espesor del estrato de suelo cohesivo en estudio .

La presión inicial P_0 se obtuvo de la gráfica de variación de esfuerzos con la profundidad, la cual para el suelo representado por el sondeo 6 se ilustra en la fig. VI.9 y para el suelo del sondeo 7 en la fig. VI.10 .

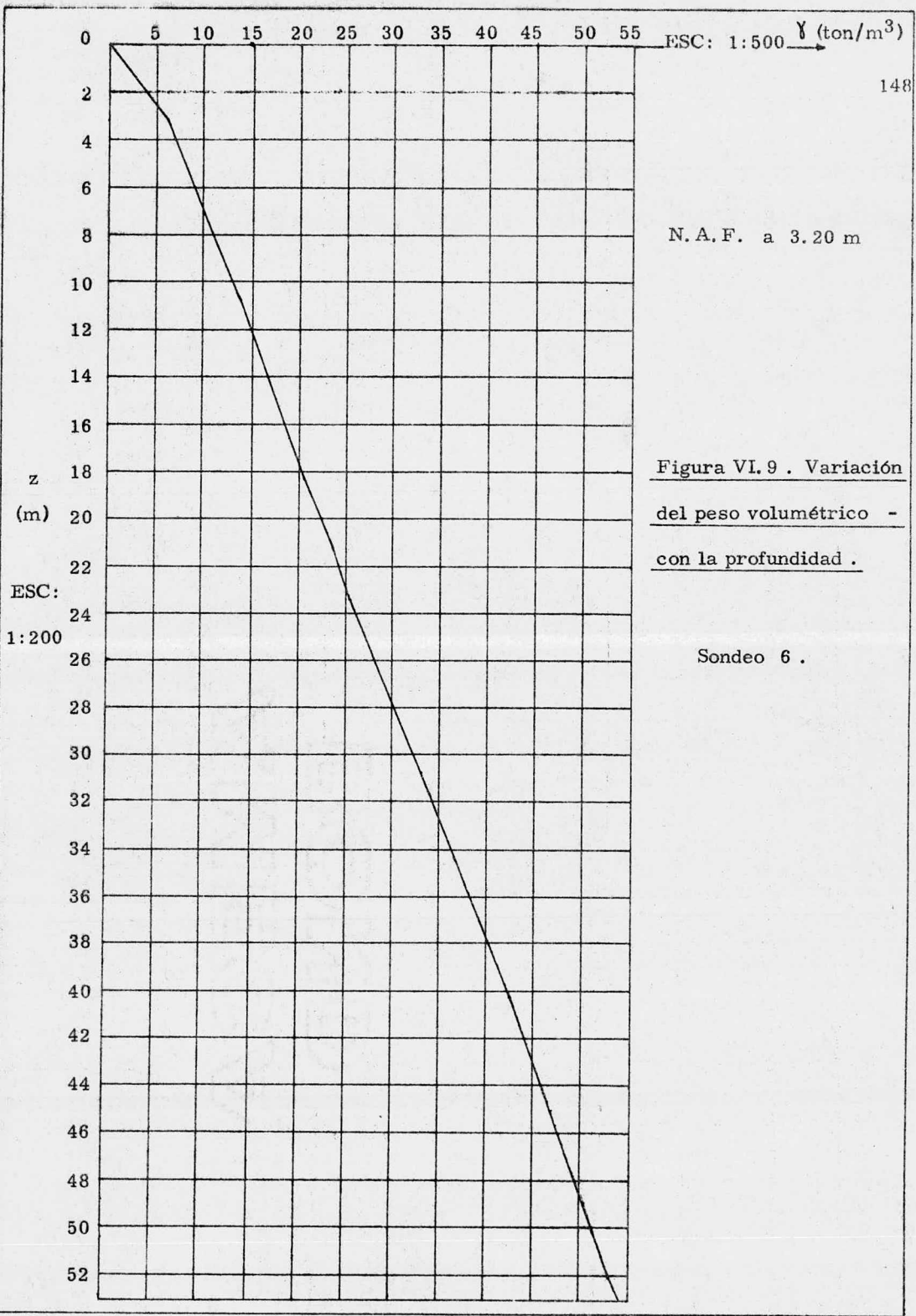
El incremento de la presión ΔP a las distintas profundidades, producto de la aplicación de la nueva carga, se obtuvo empleando la Carta de Newmark. Los resultados de este cálculo se señalan en la Tabla VI.13 y en la figura VI.11 .

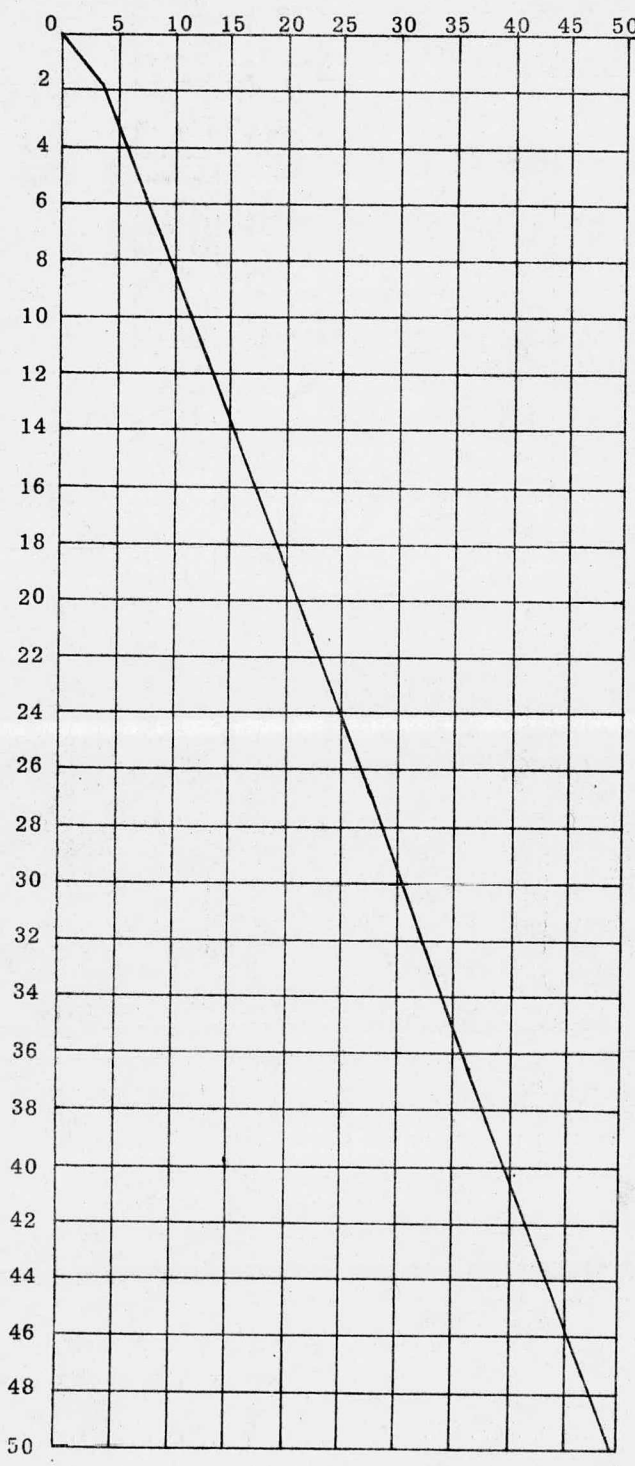
En base a las curvas de consolidación, y para los valores promedio P_0 y P_1 en cada estrato de suelo cohesivo, se obtuvieron los valores e_0 y e_1 respectivamente .

Finalmente, ya obtenidos los valores Δe , e_0 y H , se aplicó la expresión ya mencionada, obteniéndose la magnitud de los asentamientos por consolidación en tres puntos distintos para cada tanque. Los resultados se muestran en las Tablas VI.14, VI.15, VI.16, VI.17, VI.18, y VI.19 .

Asentamientos totales .

Los asentamientos totales se obtuvieron sumando los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación. En la Tabla VI.20, se indica la magnitud de los asentamientos totales .





γ (ton/m³)
ESC: 1:500

N.A.F. a -
1.80 m .

Figura VI.10 .
Variación del -
peso volumétrico
con la profundidad.

Sondeo 7 .

z
(m)

ESC :
1:200

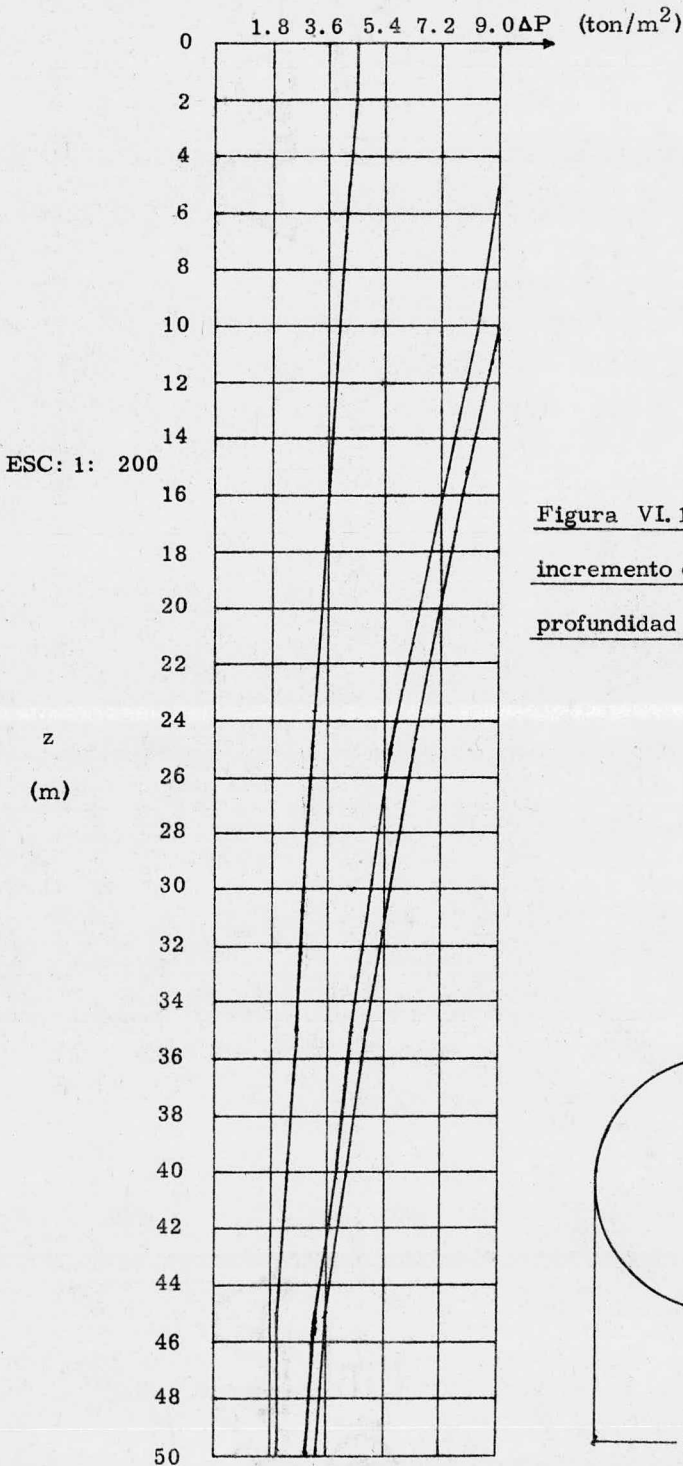


Figura VI.11 . Variación del incremento de presión con la profundidad .

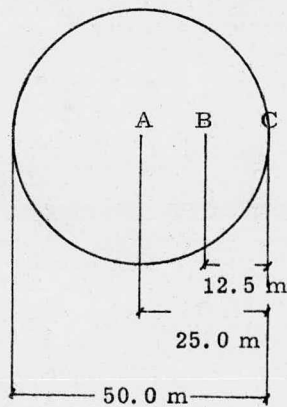


Tabla VI. 13 . Variación del esfuerzo con la profundidad. Cálculos hechos empleando una Carta de Newmark, con valor de influencia $N=0.005$.

Profundidad (m)	Cuadros abarcados(C)			C x N			$\frac{\Delta P}{C \times N \times w^*}$ (ton/m ²)		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
2	200	200	100	1.000	1.000	0.500	9.000	9.000	4.500
5	200	200	95	1.000	1.000	0.475	9.000	9.000	4.275
10	200	187	87	1.000	0.935	0.435	9.000	8.415	3.915
15	178	166	82	0.890	0.830	0.410	8.010	7.470	3.690
20	160	144	75	0.800	0.720	0.375	7.200	6.480	3.375
25	141	124	68	0.705	0.620	0.340	6.345	5.580	3.060
30	124	110	62	0.620	0.550	0.310	5.580	4.950	2.790
35	106	96	57	0.530	0.480	0.285	4.770	4.320	2.565
40	93	86	53	0.465	0.430	0.265	4.185	3.870	2.385
45	80	73	45	0.400	0.365	0.225	3.600	3.285	2.025
50	73	65	44	0.365	0.325	0.220	3.285	2.925	1.980

*w = 9.00 ton/m² .

Tabla VI. 14 . Resultados del cálculo del asentamiento por consolidación en base al sondeo 6 . Punto "A" .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Profundidad media (m)	P_0 (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P_1 (ton/m ²)	e_0	e_1	Δe	H (m)	ΔH (m)
1	0.00-10.70	SP									
2	10.70-18.30	CL	14.50	17.30	8.235	25.50	0.848	0.830	0.018	7.6	0.074
3	18.30-21.20	SC	19.75	22.20	7.245	29.40	0.576	0.565	0.011	2.9	0.020
4	21.20-23.40	CL	22.30	24.70	6.795	31.50	1.738	1.708	0.030	2.2	0.024
5	23.40-25.90	Coral									
6	25.90-30.70	CL	28.30	30.70	5.850	36.60	1.712	1.692	0.020	4.8	0.035
7	30.70-31.60	SC	31.15	33.70	5.400	39.10	0.560	0.553	0.007	0.9	0.004
8	31.60-38.00	CL	34.80	37.10	4.815	41.90	0.514	0.506	0.008	6.4	0.034
9	38.00-40.20	SC									
10	40.20-45.00	Coral									
11	45.00-48.90	SC	46.95	49.10	3.465	52.60	0.545	0.541	0.004	3.9	0.010
12	48.90-52.00	Coral									
13	52.00-53.60	SC									
Asentamiento total :											0.233

Tabla VI. 15 . Resultados del asentamiento por consolidación en base al sondeo 6 . Punto "B" .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Profundidad media (m)	P_0 (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P_1 (ton/m ²)	e_0	e_1	Δe	H (m)	ΔH (m)
1	0.00-10.70	SP									
2	10.70-18.30	CL	14.50	17.30	7.605	24.91	0.848	0.831	0.017	7.6	0.070
3	18.30-21.20	SC	19.75	22.20	6.570	28.77	0.576	0.568	0.008	2.9	0.015
4	21.20-23.40	CL	22.30	24.70	6.120	30.82	1.738	1.712	0.026	2.2	0.021
5	23.40-25.90	Coral									
6	25.90-30.70	CL	28.30	30.70	5.220	35.92	1.712	1.694	0.018	4.8	0.032
7	30.70-31.60	SC	31.15	33.70	4.815	38.52	0.560	0.553	0.007	0.9	0.004
8	31.60-38.00	CL	34.80	37.10	4.365	41.47	0.514	0.506	0.008	6.4	0.034
9	38.00-40.20	SC									
10	40.20-45.00	Coral									
11	45.00-48.90	SC	46.95	49.10	3.015	52.12	0.545	0.542	0.003	3.9	0.008
12	48.90-52.00	Coral									
13	52.00-53.60	SC									
Asentamiento total :											0.197

Tabla VI.16 . Resultados del asentamiento por consolidación en base al sondeo 6 . Punto "C" .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Profundidad media (m)	P_0 (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P_1 (ton/m ²)	e_0	e_1	Δe	H (m)	ΔH (m)
1	0.00-10.70	SP									
2	10.70-18.30	CL	14.50	17.30	3.700	21.00	0.848	0.838	0.010	7.6	0.041
3	18.30-21.20	SC	19.75	22.20	3.375	25.58	0.576	0.569	0.007	2.9	0.013
4	21.20-23.40	CL	22.30	24.70	3.240	27.94	1.738	1.723	0.015	2.2	0.012
5	23.40-25.90	Coral									
6	25.90-30.70	CL	28.30	30.70	2.880	33.58	1.712	1.700	0.012	4.8	0.021
7	30.70-31.60	SC	31.15	33.70	2.745	36.45	0.560	0.556	0.004	0.9	0.002
8	31.60-38.00	CL	34.80	37.10	2.565	39.67	0.514	0.510	0.004	6.4	0.017
9	38.00-40.20	SC									
10	40.20-45.00	Coral									
11	45.00-48.90	SC	46.95	49.10	2.025	51.13	0.545	0.542	0.003	3.9	0.008
12	48.90-52.00	Coral									
13	52.00-53.60	SC									
Asentamiento total :										0.120	

Tabla VI. 17 . Resultados del asentamiento por consolidación en base al sondeo 7 . Punto "A" .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Profundidad media (m)	P_0 (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P_1 (ton/m ²)	e_0	e_1	Δe	H (m)	ΔH (m)
1	0.00-3.00	SP-SM									
2	3.00-8.40	SM									
3	8.40-11.50	CL	9.95	11.50	9.000	20.50	0.866	0.840	0.026	3.1	0.046
4	11.50-21.20	GC									
5	21.20-26.80	CL-ML	24.00	25.20	6.525	31.70	0.662	0.653	0.009	5.6	0.030
6	26.80-32.30	SC	29.55	30.40	5.625	36.00	0.568	0.558	0.010	5.5	0.035
7	32.30-36.50	CL-ML	34.40	34.90	4.860	39.80	0.520	0.510	0.010	4.2	0.028
8	36.50-40.20	SC	38.35	38.40	4.365	42.80	0.555	0.550	0.005	3.7	0.012
9	40.20-41.30	GC-GM									
10	41.30-43.00	CL	42.15	41.90	3.960	45.90	0.504	0.500	0.004	1.7	0.005
11	43.00-50.50	GC-GM									
Asentamiento total : . . .											0.153

Tabla VI. 18 . Resultados del asentamiento por consolidación en base al sondeo 7 . Punto "B" .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Profundidad media (m)	P_0 (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P_1 (ton/m ²)	e_0	e_1	Δe	H (m)	ΔH (m)
1	0.00-3.00	SP-SM									
2	3.00-6.40	SM									
3	8.40-11.50	CL	9.95	11.50	8.550	20.05	0.866	0.840	0.026	3.1	0.043
4	11.50-21.20	GC									
5	21.20-26.80	CL-ML	24.00	25.20	5.850	31.05	0.662	0.654	0.008	5.6	0.027
6	26.80-32.30	SC	29.55	30.40	5.040	35.44	0.568	0.558	0.010	5.5	0.035
7	32.30-36.50	CL-ML	34.40	34.90	4.410	39.31	0.520	0.512	0.008	4.2	0.022
8	36.50-40.20	SC	38.35	38.40	3.960	42.36	0.555	0.551	0.004	3.7	0.010
9	40.20-41.30	GC-GM									
10	41.30-43.00	CL	42.15	41.90	3.600	45.50	0.504	0.500	0.004	1.7	0.005
11	43.00-50.50	GC-GM									
Asentamiento total :											0.142

Tabla VI. 19 . Resultados del asentamiento por consolidación en base al sondeo 7 . Punto "C" .

Estrato	Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Profundidad media (m)	P_0 (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	P_1 (ton/m ²)	e_0	e_1	Δe	H (m)	ΔH (m)
1	0.00-3.00	SP-SM									
2	3.00-8.40	SM									
3	8.40-11.50	CL	9.95	11.50	3.960	15.46	0.866	0.856	0.010	3.1	0.017
4	11.50-21.20	GC									
5	21.20-26.80	CL-ML	24.00	25.20	3.150	28.35	0.662	0.658	0.004	5.6	0.013
6	26.80-32.30	SC	29.55	30.40	2.835	33.24	0.568	0.560	0.008	5.5	0.028
7	32.30-36.50	CL-ML	34.40	34.90	2.610	37.51	0.520	0.516	0.004	4.2	0.011
8	36.50-40.20	SC	38.35	38.40	2.340	40.74	0.555	0.553	0.002	3.7	0.005
9	40.20-41.30	GC-GM									
10	41.30-43.00	CL	42.15	41.90	2.160	44.06	0.504	0.501	0.003	1.7	0.003
11	43.00-50.50	GC-GM									
Asentamiento total :											0.077

Tabla VI.20 . Asentamientos totales .

Suelo representado por el sondeo	Profundida total (m)	Punto	A s e n t a m i e n t o .		
			Elástico (m)	Por consolidación (m)	Total (m)
6	53.60	A	0.037	0.233	0.270
		B	0.033	0.197	0.230
		C	0.024	0.120	0.144
7	50.50	A	0.068	0.153	0.221
		B	0.049	0.142	0.191
		C	0.032	0.077	0.109

CAPITULO VII.

CONCLUSIONES .

El conjunto de temas desarrollados en el presente trabajo, permite destacar -
los siguientes puntos principalmente :

1. - El Golfo de México, es considerado como una cuenca netamente oceánica desde su origen. En su plataforma continental, la cual corre paralela a lo largo - de toda la costa, teniendo su ancho mínimo al este de México, existen diversos - arrecifes vivientes. De entre estos arrecifes, destacan por su extensión los - - ubicados en la isobata de las 30 brazas, en la zona denominada Sonda de Campeche.

Estos arrecifes son , de sur a norte : Arcas, Obispo, Triángulos, Ingleses, -
 Nuevo, Arena, y Alacranes .

2.- El elemento más importante en un arrecife . es el coral , el cual es un -
 animal multicelular simple del grupo biológico de los celenterados . El tamaño -
 de los corales varía desde 1 milímetro hasta más de 20 centímetros de diámetro,
 según la especie .

3.- Los arrecifes más grandes son construídos por corales que mantienen -
 simbiosis con las algas unicelulares conocidas como zooxantelas . Estas algas -
 son las encargadas de producir la fotosíntesis , dividiéndose en las células de su
 coral-huésped , siendo en esta simbiosis , donde se basa la productividad - - -
 biológica completa del ecosistema coral-arrecife

4.- El crecimiento de los corales se logra al aumentar la masa del esqueleto
 calcáreo y el tejido viviente que rodea al coral . La calcificación se logra al con-
 vertirse el dióxido de carbono respiratorio (CO_2) , en ácido carbónico (H_2CO_3) ,
 gracias a la acción de la enzima llamada anhidrase carbónica , la cual está - -
 presente en altas concentraciones en los corales . El ácido carbónico se convierte
 posteriormente en iones de bicarbonato (HCO_3^-) y carbonato (CO_3^{--}) , el que -
 unido a los iones de calcio que son expulsados por el polipo de coral a los sitios -
 de calcificación , forma el carbonato de calcio , concluyendo así el proceso - -
 mencionado .

5.- El crecimiento de los arrecifes es el resultado de un balance dinámico - entre el crecimiento de la estructura coralífera , el transporte de sedimentos , - la bioerosión causada por los animales perforadores , la destrucción mecánica - (caída de pilas inestables de coral, debido a la presión ejercida por el agua contra ellas) , y la litificación submarina (depósito de cementante de carbonato de -- calcio de grano fino , en los poros y cavidades del esqueleto de coral) . La -- variación en los distintos lugares del arrecife , de los factores antes mencionados. conlleva a que exista una gran heterogeneidad en los suelos que componen los -- mismos .

6.- Por lo que respecta a Cayo Arcas , los suelos que componen su estratigra- fía , están formados por materiales de muy diversas características . Así , es - posible encontrar corales con diversos grados de litificación , calizas coralígenas con cantidades variables de carbonato de calcio (en promedio 87%) , arenas -- calcáreas , arenas arcillosas y arenas limosas , que frecuentemente se ven -- interrumpidas por lentes de coral , arcillas, arcillas arenosas , arcillas limosas, limos y limos arenosos . Estos materiales se encuentran , de igual forma , en - espesores y colores sumamente variables .

Sin embargo , se puede establecer que desde la superficie y hasta profundidades que pueden variar desde 5.85 m hasta 42.4 m (nótese el rango de variación) , se tiene un primer estrato formado por arenas limosas y arcillosas , de colores -- variables , que algunas veces presentan pequeños trozos de coral , pudiendo tener también intercaladas , lentes de arcilla coralígena y arcillas arenosas con coral..

Después se tienen estratos de arcilla , arcillas arenosas con fragmentos de coral, intercalados algunas veces con caliza coralígena cementada o parcialmente cementada. Los estratos antes mencionados , en algunas zonas del arrecife no existen , y en otras alcanzan valores hasta de 30 m . El último estrato , según los sondeos realizados , está formado por arenas limosas o arenas arcillosas .

7.- Los parámetros de resistencia varían también en forma notable . Pruebas de compresión axial muestran que los suelos finos tienen una consistencia que va de muy blanda (0.05 kg/cm^2) a media (0.88 kg/cm^2) , teniéndose en promedio una consistencia blanda (0.315 kg/cm^2) .

En tanto que pruebas de compresión triaxial rápida , efectuadas en estos suelos, muestran un rango de variación mucho más amplio , ya que indican que su consistencia varía de muy blanda (0.2 kg/cm^2) a muy firme (2.7 kg/cm^2) , con valores del ángulo de fricción interna , variables entre 3° y 30° . La cohesión promedio según esta prueba es de 0.91 kg/cm^2 y el ángulo de fricción interna medio es de 15° .

8.- Los suelos de naturaleza granular , presentan según la prueba de compresión triaxial consolidada rápida , parámetros de resistencia altamente variables , ya que la compacidad varía de muy suelta (14°) a muy compacta (45°) , y está asociada a cohesiones que van de nula a 2.05 kg/cm^2 . En promedio , estos suelos presentan una compacidad entre suelta y mediana (30°) .

9.- Las pruebas de compresión confinada efectuadas en arenas calcáreas ,

permiten establecer , que para fines prácticos . éstas no sufrirán rotura de - - granos , ya que soportarán una presión de 748 ton/m^2 sin ningún problema .

10.- Las muestras de coral litificado y caliza coralígena , tienen una - - resistencia muy alta , con un valor promedio de $1,256 \text{ ton/m}^2$.

11.- El análisis basado en una serie de pruebas dinámicas efectuadas en - - muestras de arena suelta del Cayo , permite concluir que este tipo de suelos no se licuarán bajo la acción del sismo probable .

12.- El cálculo de la cimentación para dos tanques de almacenamiento de - - crudo, permite establecer que es suficiente como forma de cimentación , el - emplear una losa de cimentación y una zapata perimetral . Los tanques propues - tos tienen un diámetro igual a 50 m y una altura de 9 m . El volumen máximo - almacenado por los dos tanques es de $34,558 \text{ m}^3$ (217,342 barriles de crudo) .

Los asentamientos diferenciales calculados son de 0.126 m , en uno de los - - tanques , con un asentamiento máximo de 0.270 m . En el otro tanque se calculó un asentamiento máximo de 0.221 m y un asentamiento diferencial de 0.112 m .

Como comentario final , cabe destacar que al construir cualquier obra en un - - arrecife , se debe de poner especial cuidado en el proceso constructivo , de tal - forma que los polipos de coral y en general todos los animales y plantas existen - tes en el arrecife , no sean dañados , dado que son muy vulnerables a los cambios ocurridos en su medio ambiente . Obviamente , el mismo cuidado debe ser mante - nido durante el funcionamiento de la obra .

BIBLIOGRAFIA .

- 1) Graham Lieutenant .
"Gulf of Mexico and Caribbean Sea" .
Volume II .
Gulf Coast Association of Geological Societies .
- 2) Guillermo Chávez Salcedo .
"Elementos de Oceanografía" .
Compañía Editorial Continental .
- 3) Scientific American .
August 1979 . Volume 241 . Number 2 .
Scientific American Incorporation .
- 4) Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A.
"Mecánica de Suelos" .
Tomo I . 1980 .
Ed. Limusa .

- 5) Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A.
"Mecánica de Suelos" .
Tomo II . 1980 .
Ed. Limusa .

- 6) M. Juul Hvorslev .
"Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes" .
Waterways Experiment Station .

- 7) Terzaghi K. and Peck R. B.
"Soil mechanics in engineering practice" .
J. Wiley & Son .
1967 .

- 8) Castro G.
"Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands" .
Journal of the Geotechnical .
Eng. Div. ASCE vol. 101 .
June 1975 .

- 9) Seed, B. H.
"Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during -
earthquakes" .
Journal of the Geotechnical .
Eng. Div. ASCE vol. 105 .
February 1979 .

- 10) Newmark N. y Rosenblueth E.
"Fundamentos de Ingeniería Sísmica".
Ed. Diana .

- 11) Joseph E. Bowles .
"Foundation analysis and design" .
Mc. Graw-Hill Book Company .

- 12) Broms B. B. and Bennermarck H.
"Stability of clay at vertical openings" .
Journal of Soil Mechanics and Foundation Division .
Procc. ASCE 93-SM.1, 71-94 .
1967 .