

ESTUDIO DEL PUERTO DE  
FRONTERA, TAB.

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA EL PASANTE  
HORACIO PELLICER CONDE

*MEXICO, D.F.*

*1953*

2154



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 731-2021  
Exp. Núm. 731/214.2/-1845

Al Pasante señor Horacio PELLICER CONDE.  
P r e s e n t e.

En atención a su solicitud relativa me es gra-  
to transcribir a usted a continuación el tema que aproba-  
do por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero  
Alberto Ortiz Irigoyen, para que lo desarrolle como tesis  
en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Se ha venido discutiendo ampliamente desde ha-  
ce varios años cuál es la solución más apropiada para  
mejorar la desembocadura del río Grijalva y dar acce-  
so a barcos de altura hasta el puerto de Frontera, Tab.

Esas discusiones han girado alrededor de dos -  
alternativas, la construcción de un canal lateral que  
dé paso a las embarcaciones entre el mar y el cauce -  
del río independientemente de la desembocadura natu-  
ral, y, por otra parte, el mejoramiento de esa desem-  
bocadura natural.

El señor Pellicer Conde deberá estudiar esas -  
dos alternativas hasta llegar a una conclusión, desa-  
rollando las obras exteriores que requiera la solu-  
ción que encuentre conveniente.

Su estudio comprenderá los siguientes capítulos:

1o. Datos generales de localización, de impor-  
tancia marítima del puerto de Frontera y de la zona-  
de influencia de éste, para justificar el mejoramien-  
to de su acceso.

2o. Fenómenos naturales que ocurren en la zona  
de acceso, régimen del río, movimiento de azolves --  
fluviales, mareas, vientos, movimientos de azolves -  
marítimos, etc.

3o. Discusión de las dos alternativas propues-  
tas para el acceso al puerto de Frontera basada en -  
los fenómenos naturales de la desembocadura del Gri-  
jalva, la experiencia obtenida en las obras que se -  
emprendieron en varias épocas y en el costo de los -  
trabajos.

4o. Una vez definido el proyecto preliminar que  
se estime más adecuado, estudio de la orientación, -

##



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 731-2021  
Exp. Núm. 731/214.2/-1845

- 2 -

condiciones constructivas y de funcionamiento de las obras exteriores necesarias, específicamente, si la solución es en la desembocadura natural, estudio de las escolleras que deben regularla.

50. Presupuesto de las obras que se proyectan."

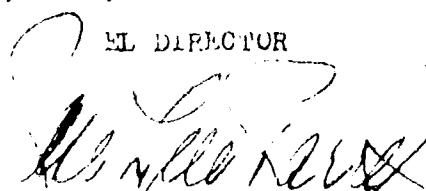
Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLA EL ESPIRITU"

México, D.F., a 13 de octubre de 1953

EL DIRECTOR

  
Ing. José L. de Parres

Circular anexa

11/4/rr.

A mis queridos padres.

A Emma con todo cariño

A mis maestros y compañeros.

# I N D I C E

CAPITULOS	HOJA
I.- DATOS GENERALES.	1
II.- ESTUDIO DE LOS FENOMENOS NATURALES QUE OCURREN EN LA ZONA DE ACCESOS.	9
III.- DISCUSION DEL ACCESO AL PUERTO DE FRONTERA, TAB. Y SU RESOLUCION.	30
IV.- POSICION Y CALCULO DE LOS ROMPEOLAS.	38
V.- PRESUPUESTO DE LA OBRA	79

## CAPITULO I

### GENERALIDADES

I.- Situación geográfica del Puerto de Frontera, Tab.- El puerto de Frontera o Alvaro Obregón se encuentra situado en el meridiano  $92^{\circ} 39' 24''$  W y paralelo  $18^{\circ} 28'$  N.

Se localiza en el Estado de Tabasco sobre la margen derecha del Río Grijalva a unos 9 Km. de su desembocadura.

II.- Medios de operación en el puerto.- Los medios de operación de que dispone el puerto para el movimiento de carga y descarga son: un muelle con pilotes y superestructura de concreto armado de 300 m. de largo y 8.00 m. de calado calculado para soportar una carga viva de 2 Ton/m<sup>2</sup>, en el mismo muelle se construyó una bodega de 1500 m<sup>2</sup> de superficie cubierta, siendo ésta también construída de concreto armado.

III.- Importancia económica de las cuencas hidrográficas -- del Sistema Grijalva-Usumacinta.- La cuenca económica que drena el puerto de Frontera y que corresponde al Estado de Tabasco, norte de Chiapas, oeste de Campeche y norte de la

República de Guatemala coincide con las cuencas hidrográficas de los ríos Grijalva y Usumacinta que uniéndose en el punto denominado Tres Brazos forman un solo río que corre directamente al mar pasando por la Ciudad de Frontera y en un recorrido de 30 Km. aproximadamente; de tal manera que la canalización de esa cuenca económica corresponde a la canalización de las cuencas hidrográficas y en esa forma la influencia del puerto de Frontera tierra adentro sigue la dirección de los ríos Grijalva y Usumacinta con sus afluentes hasta los lugares donde son navegables, ya que el único medio de transportación en toda esa cuenca es la red fluvial que forma dicho sistema.

#### IV.- Descripción de las cuencas de captación del Sistema Grijalva-Usumacinta.

##### a) Río Grijalva:

Las corrientes que originan este río nacen en las partes altas de la Sierra Madre y el "Alto Cuchumatanes" dentro de la República de Guatemala a más de 2000 m. de altura.

Su cuenca se extiende del Sureste hacia el Noroeste siguiendo el Valle formado entre la Meseta Central de Chiapas y la Sierra Madre del Soconusco; a la altura de Tux



ría Gutiérrez se encallejona el cauce del río hasta el poblado de Grijalva, y de ahí continúa serpenteando por las tierras bajas entre los 300 m. y el nivel del mar, hasta su desembocadura en el Golfo de México. Esta cuenca tiene 53591 Km<sup>2</sup>.

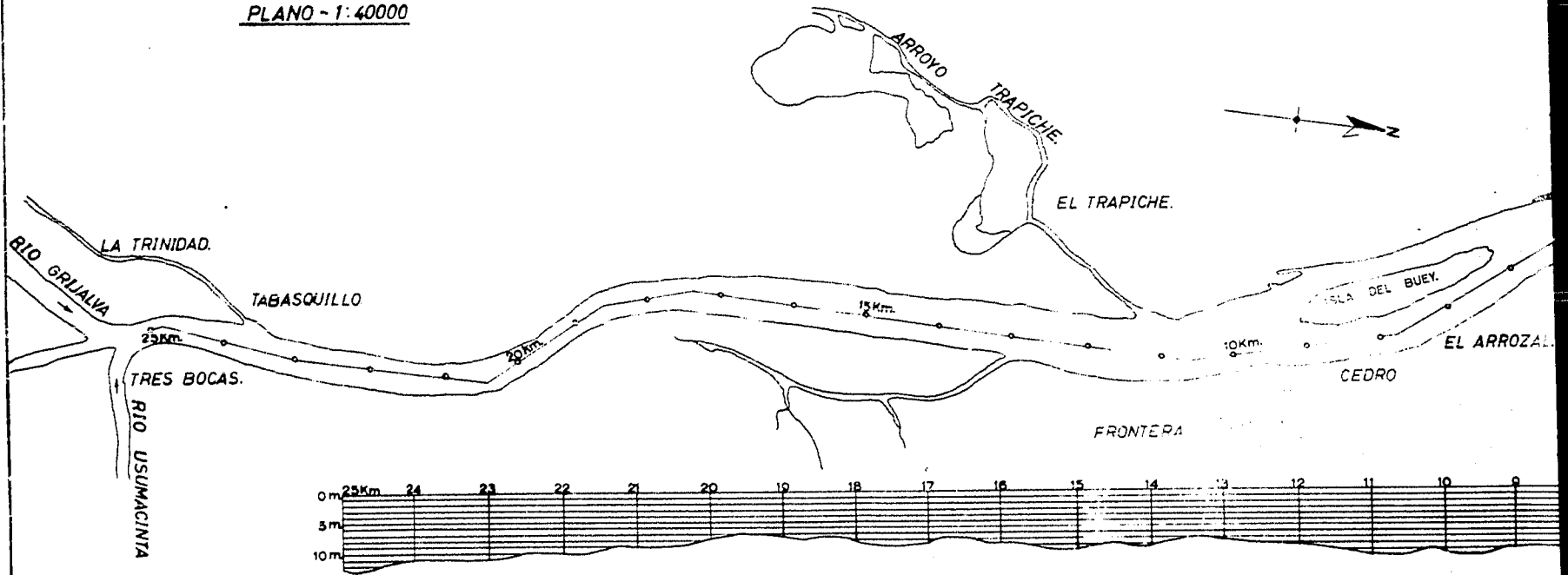
Sus principales afluentes son: en el Estado de Chiapas; Río Pueblo Viejo, Río San Juan, Río Santo Domingo; y en el Estado de Tabasco: el Río Camoapa, Río Pichucalco, Río de Teapa, Río Tacotalpa, Río Chilapa y Chilapilla.

Otra particularidad del Río Grijalva es que su desague lo hace una zona déltica muy amplia al nivel del mar; debido a la calidad de las tierras, que son de aluvión por lo que no hay estabilidad en su cauce. Las precipitaciones en la cuenca fluctúan entre 3500 y 900 mm., y se ha registrado un gasto máximo instantáneo de 12000 m<sup>3</sup>/s entre los años de 1944 y 1951.

El Río Grijalva es navegable en unos 110 Km. a partir de su desembocadura hasta para barcos de 3 m. de calado. En la fig. 1 se muestra el plano y perfil del Río Grijalva en su parte baja.

b) Río Usumacinta.- El origen de este río está en la Sierra del Soconusco que en el territorio de Guatemala tie

PLANO - 1:40000



SECCIÓN LONGITUDINAL 1945.

PLANO Y PERFIL DE LA PARTE BAJA

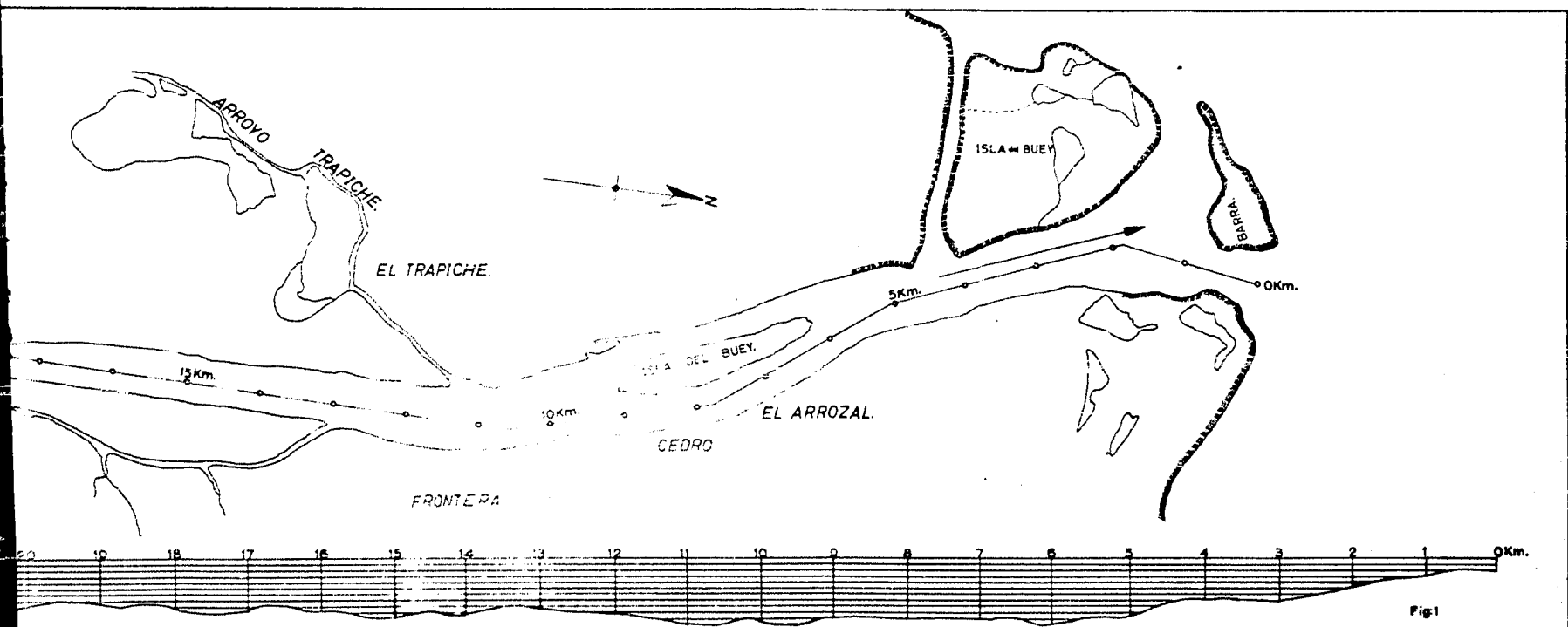


Fig.1

W LONGITUDINAL 1945.

PLANO Y PERFIL DE LA PARTE BAJA DEL RIO GRIJALVA.

E.N.I.
TESIS PROFESIONAL
H. PELLICER.
1953

ne el nombre de Sierra Madre del Sur. La mayor pendiente-general queda entre los 300 m. y el nivel del mar pues aun que tiene un largo recorrido, es muy corto el tramo que -- serpentea entre las montañas.

Sus principales afluentes son: en el territorio de Guatemala: Río de la "Pasión", Río de "San Pedro"; en el Estado de Chiapas y Tabasco: Río "Iacantún", Río "Lacanjí", Río "Chacamax". A semejanza del Río Grijalva no desemboca al mar directamente sino por sistemas aislados.

Las precipitaciones en su cuenca varían entre -- los 4000 y 1200 mm. y se ha registrado un gasto máximo de 4934 m<sup>3</sup>/s entre el período de 1948 y 1951.

Esta cuenca tiene 67560 Km<sup>2</sup>. El Río Usumacinta es navegable en unos 350 Km. a partir de su desembocadura hasta para barcos de 5 m. de calado.

V.- Estuario del río Grijalva.- El curso de este río desde Tres Bocas hasta su desembocadura es regular, corriendo en dirección NNO. Inmediatamente después de Frontera se separa en dos canales, pues existe una isla que tiene 2800 m. de longitud y 500 m. de ancho aproximadamente. Esta isla tiene el nombre de Isla del Buey. El ancho del río Grijalva en Tres Bocas es alrededor de 400 m. y frente a la Ciu-

dad de Frontera, de 800 m. Las profundidades del río varían de 8 a 10 m. de Tres Bocas a Frontera y de 10 a 12 m. frente a la Ciudad de Frontera.

En la desembocadura del río Grijalva, que tiene la forma de una campana, se encuentra una barra que divide dicha desembocadura en dos canales. El canal oeste tiene una anchura de 400 m. La profundidad de ambos canales es de aproximadamente 3.5 m. en la marea baja.

Además de los canales naturales, existe un canal lateral artificial que parte del río a una distancia de 3.5 km. de su desembocadura. Este canal tiene una salida al mar al oeste de la desembocadura y corre en una dirección este-oeste; es de una longitud de 3 km., ancho de 250 m. y profundidad de 5 a 6 m.

Pendiente de la playa.- La costa es relativamente plana, y en especial al este de la desembocadura, donde a una distancia de 4 km. de ella la pendiente es de 1:600 hasta llegar a la profundidad de 7 m. Al oeste de la Isla del Buey, la pendiente es alrededor de 1:350 y 5 km. al sur del canal lateral cambia a 1:200 hasta la cota de 7 m. La costa es más pronunciada en la parte norte de la Isla Azteca donde la pendiente es de 1:100 hasta la cota de 4 m.

Abajo de la cota de 6 a 7 m., el fondo del mar es extremadamente plano con pendientes de 1:800 hasta 1:1200, - extendiéndose en una área grande dentro del mar.

VI.- Dificultades que se encuentran en el Estado de Tabasco para el desarrollo y mejoramiento de su Agricultura, Salubridad, Comunicaciones, etc. y que impiden el resurgimiento económico de esa región.

El resurgimiento económico de la cuenca del Grijalva tendrá su origen cuando se ataque el GRAN PROBLEMA -- del Control de las corrientes fluviales, con el fin de aprovecharlas convenientemente y evitar, por otra parte, los daños ruinosos y en ocasiones catastróficos, que producen en las épocas de grandes avenidas.

Existe un contraste enorme en la feracidad del -- suelo de esa región debida a la riqueza de sus tierras que son rejuvenecidas anualmente por los abonos que depositan - sus caudalosos ríos, su clima tropical uniforme y su extensa red fluvial con la muy deficiente producción agrícola, - que no corresponde a una población de 285,000 habitantes en una extensión de 25,000 kilómetros cuadrados.

En la actualidad los ríos de Tabasco, corren impetuosos, abandonados a su propia naturaleza, subiendo el ni-

vel de sus aguas periódicamente y consecuentemente inundando grandes superficies de terrenos laborados, destruyendo ganados, vidas y moradas de los pobladores. En fin, la naturaleza destruyendo el trabajo del hombre.

Al suceder todo este; se disminuyen las áreas de tierra laborables, se intensifica la propagación de las enfermedades palúdicas y parasitarias, y se dispersan en grupos aislados la población rural, con lo cual el rendimiento de las labores del campesino es muy débil y deficiente.

Urge por todos los motivos anteriores que se controle técnicamente las principales corrientes fluviales de esa región, y bien encausadas para que sus caudales de agua, racionalmente distribuidos, ocasionen en la época de crecientes el menor daño posible, que se saneen las partes bajas inundables con el fin de que disminuya la propagación del mosquito trasmisor del paludismo, que se construyan pequeñas represas en las partes altas de los ríos que nacen en las serranías limítrofes entre Tabasco y Chiapas, las que al fijar el nivel de las aguas dentro de sus cauces, se aprovechen en sistemas de riego. La fuerza eléctrica y agua potable son fáciles de obtener, por las condiciones topohidrográficas de la zona, donde se encuentran manantiales y -

caídas de agua en abundancia.

Es por lo tanto también de gran importancia la --  
terminación de los trabajos del Puerto de Frontera en la de  
semboadura del río Grijalva para que proporcione una **sali-**  
**ca** firme y permanente al producto de la agricultura y **gana-**  
**dería** de esa parte del país para que se complemente la obra  
del resurgimiento económico-político-social del País, ya --  
que dicha región podrá contribuir al engrandecimiento de **la**  
**República.**



## CAPITULO II

### ESTUDIO DE LOS FENOMENOS NATURALES QUE OCURREN EN LA BOCA NATURAL DEL RIO GRIJALVA.

#### ) VIENTOS.

La causa.- Se atribuyen a las desigualdades en la densidad del aire, o sea, a las presiones bajas y altas. El excesivo calentamiento del aire hace que éste se dilate y se anime de un movimiento ascendente, dejando un vacío en el lugar en donde se dilató, o centro de baja presión barométrica, ese vacío se llena con el aire más denso que procede de lugares de alta presión. Entonces el viento es el aire puesto en movimiento y su causa es la variación del calor.

El fenómeno, - se deja sentir por las corrientes con rumbos diferentes en una misma región.

Para conocer el rumbo e intensidad de un viento se usan la veleta y el anemómetro respectivamente.

Ahora desde el punto de vista ingenieril, nos interesan los efectos que produce, ya que es el origen de las dificultades que se encuentran en la construcción y

mantenimiento de los puertos.

En el estudio de vientos lo que más nos interesa es su dirección, intensidad y frecuencia.

Debe observarse la dirección de los vientos reinantes o sea los de más frecuencia, y las estaciones del año en la que generalmente soplan, así como la distancia que el viento recorre sin tropezar con algún obstáculo; -- también deben observarse los vientos dominantes o sea los de mayor intensidad, pues uno de estos vientos provenientes de un cuadrante diferente al de los reinantes pueden causar más destrucción que 12 meses de acción de vientos reinantes.

La importancia de los vientos reinantes estriba en el efecto que causan en la línea costera en relación -- con otros agentes naturales, como las olas corrientes y la onda de propagación de la marea.

Para estimar la dirección e intensidad de los -- vientos que suceden en Frontera, se han tomado las observaciones del Servicio Meteorológico Mexicano, que presento -- en forma de diagramas en las láminas Nos. 2 y 3 ; estas -- observaciones corresponden al promedio de 14 años.

De estos diagramas podemos deducir que los vien-

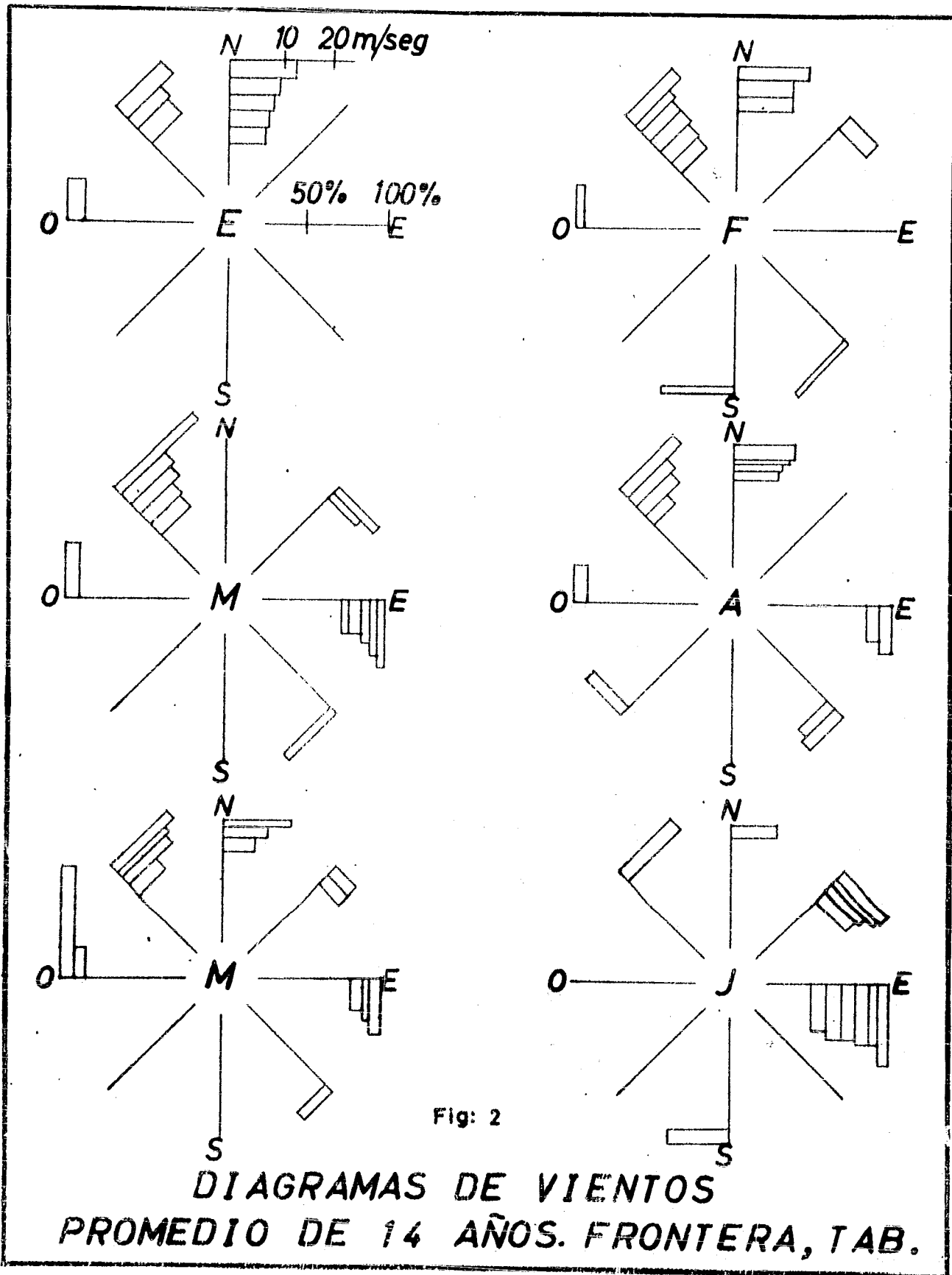


Fig: 2

DIAGRAMAS DE VIENTOS  
 PROMEDIO DE 14 AÑOS. FRONTERA, TAB.

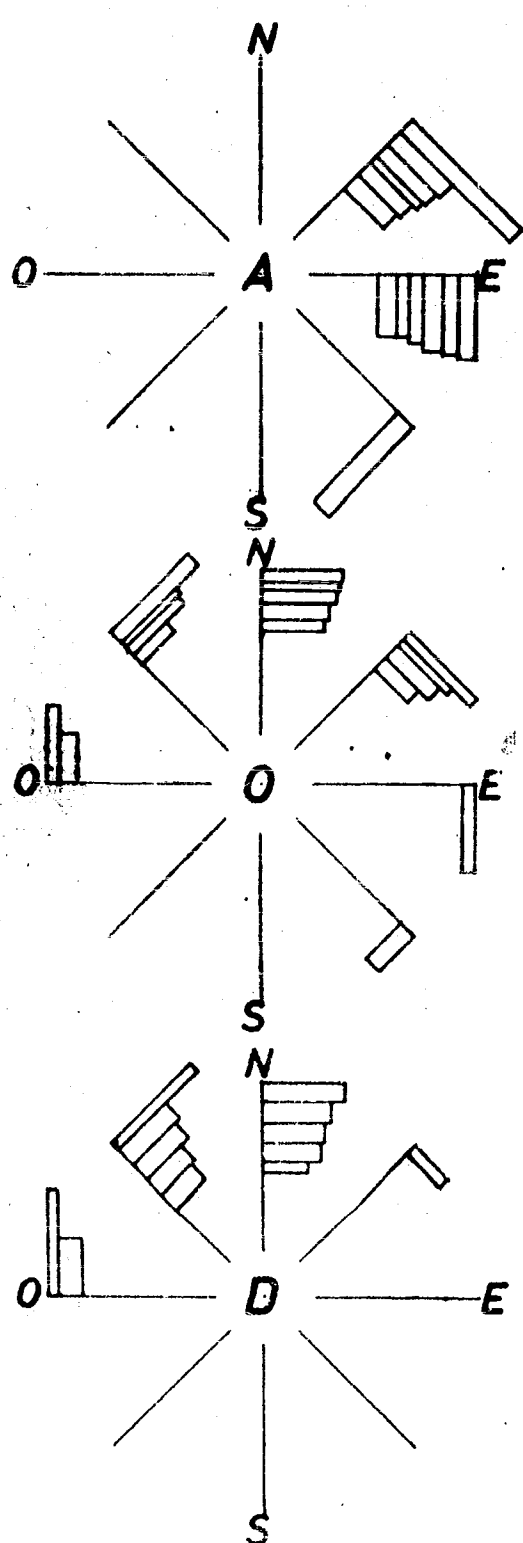
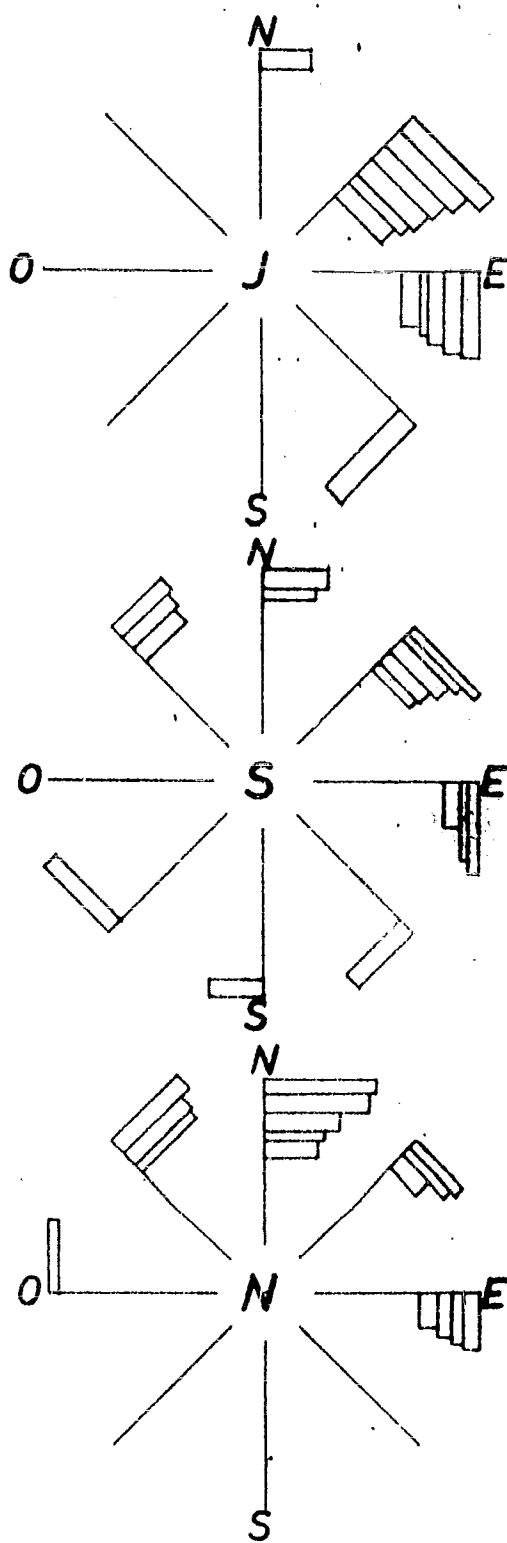


Fig: 3

DIAGRAMAS DE VIENTOS  
 PROMEDIO DE 14 AÑOS. FRONTERA, TAB.

tos más intensos tienen una dirección entre el NO y N, durante los meses de noviembre a abril y los más frecuentes una dirección entre el NE y N durante los meses de mayo a octubre.

El promedio de los vientos más fuertes por mes, es de 10 m/seg; siendo aproximadamente el máximo observado de 21.2 m/seg., con dirección W en mayo de 1923.

La acción de los vientos representada por  $nV$  en donde  $n$  es el número de días por año en que sopla el viento de cada rumbo y  $V$  su velocidad es una resultante dirigida del N por lo general.

b) OIAS.

Las olas son generadas por: el viento; por la atracción de la Luna y el Sol, en la forma de Onda de Marea de gran magnitud, y por algún disturbio como los maremotos.

Las olas producidas por el viento deben estudiarse con cuidado en relación a la forma y estabilidad de las estructuras en el mar.

Así pues, nos interesa conocer la altura, longitud, período y velocidad de propagación de ellas para poder proyectar las obras de defensa en un puerto.

Existen varias explicaciones del movimiento de -

las olas.

Algunos autores del siglo pasado asumen que las partículas de agua en movimiento forman una ondulación subiendo y bajando hasta el punto más alto llamado cresta y descendiendo al punto más bajo denominado valle. En realidad esta teoría no demuestra el verdadero movimiento de las partículas.

Otros opinan que la ola en movimiento describe una órbita, resultado de la acción combinada de la fuerza horizontal del viento y la fuerza de gravedad sobre las partículas., y la curva formada, proyectada sobre un plano vertical en el sentido de la ola, es un círculo o una elipse con el eje mayor horizontal, según la relación de la profundidad a la longitud de ola. La más reciente teoría se basa en que el movimiento de las partículas de agua describen una curva Trocoidal., o sea el lugar geométrico que describe un punto dentro de una circunferencia al rodar ésta sobre un eje. Esta teoría Trocoidal se ha estado estudiando y aplicando para calcular el fenómeno del oleaje. - Algunas experiencias han sido establecidas y han demostrado que el movimiento de las olas cesan a cierta profundidad, dependiendo de la altura y longitud de la ola.

Así, Mr. Scott Russell dice que las olas de 0.25 m. de altura y de 1.20 a 1.50 m. de longitud no afectan -- sensiblemente el agua a una profundidad de 3.60 m., y que a una profundidad de 3.00 m. del seno de una ola de 3.00 m. de altura y 9.60 m. de longitud solo agita el agua en unos 0.15 m., de 30.00 m. de longitud y de la misma altura que la anterior, produce un movimiento a 0.45 m.

La velocidad de las olas a una misma profundidad no es uniforme, dependiendo de la longitud de la ola; y para una longitud dada, la velocidad varía con la profundidad del agua dentro de ciertos límites.

La altura de las olas también no solamente depende de la fuerza y duración del viento sino del área expuesta a la acción de él.

La longitud de la ola tiene mucha importancia -- por la oscilación horizontal de las partículas y la velocidad de transmisión de la onda que influyen en la estabilidad de las estructuras llamadas rompeolas; así pues, una ola baja pero de gran longitud es más peligrosa que una alta y de corta longitud en la estabilidad del rompeolas; ya que el golpe de la ola sobre él, producido por la velocidad de propagación es más fuerte mientras la longitud de -

la ola es mayor.

La fuerza de las olas es difícil de estimar con exactitud al ejercerse contra algún obstáculo.

Mr. Thomas Stevenson diseñó un instrumento llamado dinamómetro marino que consiste en un disco de acero, expuesto al choque de las olas; el tamaño del disco es de 6 - pulgadas aproximadamente, y se coloca el instrumento a los  $\frac{3}{4}$  del nivel de mareas.

El disco está conectado con cuatro varillas que - pasan a través de un cilindro de fierro el cual está empernado a una pared. El movimiento de las varillas es controlado por un resorte en espiral el cual envolviendo a las varillas está afirmado en la cabeza del cilindro en una extremidad, y a las varillas en la otra, de tal manera que a --- cualquier movimiento hacia dentro de las varillas se produce una extensión en el resorte.

Un marcadór, consistente de un anillo de cuero colocado en cada varilla dentro del cilindro y en contacto -- con la tapa posterior está dispuesto de tal manera que cuando el disco y por consiguiente las varillas retroceden a su posición original, el anillo de cuero se afirma a la vari-lla y sigue su propio movimiento.



Esto es: la distancia recorrida por las varillas al chocar una ola sobre el disco está medida por la longitud entre la tapa posterior y el anillo de cuero. Las varillas están graduadas y el valor de cada división ha sido previamente determinada cargando el instrumento con pesas; de tal manera que únicamente es necesario leer la distancia desalojada por el marcador a lo largo de la varilla para así encontrar la presión máxima de la ola contra el disco.

Como dato interesante Mr. Stevenson encontró en sus experimentos una presión máxima de 30 Ton. por M<sup>2</sup>.

### c) MAREAS.

Este es el punto más importante que se debe considerar en el diseño de un puerto, o en la selección del lugar para llevar a cabo tales trabajos.

Las corrientes, también producidas por la bajamar y pleamar de la marea y por el viento causan cambios en la costa y en los bancos de arena, afectando la entrada en las bahías o bocas de los ríos e incluyendo en el curso de la navegación.

### TEORIA DE LAS MAREAS.

Se admite que las mareas se deben a la atracción combinada de el Sol y la Luna. Su influencia de estos cuer

pos sobre la Tierra se obtiene por la ley de atracción que dice; todos los cuerpos se atraen uno a otro en proporción al producto de sus masas e inversamente al cuadrado de sus distancias.

La masa del Sol es 26,550.000 veces la masa de la Luna; pero su distancia a la Tierra es 400 veces más grande que la de la Luna, así que la fuerza de atracción es:

$26,550.000 \div (400)^2 = 166$  veces mayor que la de la Luna.

Pero el efecto de atracción sobre las aguas del globo terráqueo depende de la diferencia en la fuerza de atracción en la parte más cercana y alejada de la Tierra.

Así la Luna se encuentra a unos 60 radios terrestres distante del centro de la Tierra por lo que de la parte más cercana se encuentra a 59 radios y de la más alejada a 61 radios; de tal manera que las fuerzas atractivas sobre los dos lados están en la proporción de  $\frac{1}{(59)^2}$  a  $\frac{1}{(61)^2}$ , dando una diferencia de  $\frac{1}{15}$  de la fuerza total atractiva entre la atracción lunar sobre los lados más cerca y más lejos de la Tierra. Ahora como el Sol está a 23,000 radios terrestres distante del centro de la Tierra, la diferencia entre las fuerzas atractivas sobre los dos lados de la Tierra es-

solamente de  $\frac{1}{5750}$  de su atracción total.

Tomando la fuerza de atracción lunar como la unidad, la atracción solar es 166 veces y el efecto relativo de las fuerzas atractivas la obtenemos como sigue:

$F_{eL}$  = Fuerza efectiva de atracción Lunar.

$F_{eS}$  = Fuerza efectiva de atracción Solar.

$F_{TL}$  = Fuerza total atractiva de la Luna.

$F_{TS}$  = Fuerza total atractiva del Sol.

$$\frac{F_{eL}}{F_{eS}} = \frac{\frac{1}{15} \times F_{TL}}{\frac{1}{5750} \times F_{TS}} \quad \therefore \quad F_{eL} = \frac{\frac{1}{15} F_{TL}}{\frac{1}{5750} \times 166 F_{TL}} \quad F_{eS} = 2.31 F_{eS}$$

o, sea que la atracción efectiva de la Luna es igual a 2.33 veces la atracción efectiva del Sol.

### MAREAS VIVAS Y MAREAS MUERTAS.

Se llama marea viva o de equinoccio vernal, aquella que se produce al combinarse la acción de las fuerzas efectivas de atracción del Sol y la Luna, o sea cuando el Sol y la Luna se encuentran en conjunción y en oposición.

Se llama marea muerta aquella que se produce cuando el Sol está en ángulo recto con respecto a la Luna; en este caso el levantamiento del agua producido por la Luna es reducido por la acción opuesta del Sol.

Las mareas, entonces, siguen la trayectoria apa--

rente de la Luna alrededor de la Tierra, debido a la rotación de ella; y dos mareas lunares se experimentan en el transcurso de un día.

Ahora, si suponemos las mareas como olas que atraviesan los océanos siguiendo el camino aparente del Sol y la Luna, durante una marea viva, las crestas de las olas solar y lunar se superponen coincidiendo y por lo tanto producen un gran levantamiento en las aguas y un abatimiento correspondiente.

CAMBIOS EN LA DECLINACION DEL SOL Y LA LUNA, ASI COMO SUS EFECTOS.- Los cambios que hace la trayectoria aparente del Sol a través de la Tierra en relación con el Ecuador y conforme a las estaciones, ejercen una influencia importante en las mareas.

Cuando el Sol cae verticalmente en el Ecuador y su curva aparente coincide con la del Ecuador, ejerce su efecto máximo sobre las aguas del globo.

Lo anterior ocurre en los equinoccios de marzo y septiembre o sea cuando la declinación solar es cero. Sin embargo, dicha declinación varía constantemente, llegando a su máxima en los  $23^{\circ} 27'$  el 21 de junio y 21 de diciembre, cuando el Sol cae vertical sobre los trópicos de Cáncer y

Capricornio respectivamente. Por lo tanto el Sol ejerce su máxima influencia en los equinoccios de marzo y septiembre.

La órbita de la Luna se encuentra inclinada unos  $5^{\circ}9'$  con respecto a la eclíptica o plano de la órbita terrestre, de tal manera que a Luna nueva y llena la declinación lunar es casi parecida a la del Sol.

La Luna también tiene su mayor influencia sobre las mareas cuando está llena y nueva en los equinoccios.

Entonces las fuerzas atractivas llegan a su máximo, debido a la posición del Sol y la Luna sobre el Ecuador; y esto sucede cuando se combinan formando la marea viva equinoccial, que son las más altas y bajas en el año.

Todo lo contrario sucede con las mareas muertas, pues la Luna tiene su máxima declinación en los cuartos, durante los equinoccios y está sobre el Ecuador en los solsticios de Verano e Invierno cuando el Sol tiene su máxima declinación.

Otra causa anómala en las mareas es la variación de las distancias de la Luna y el Sol a la Tierra.

Todo lo anterior, viene a demostrar que resulta sumamente complicado el cálculo de las variaciones de las fuerzas de atracción para encontrar como consecuencia la --

magnitud de la onda de la marea.

Ahora bien, la ola de la marea es obstruída por los continentes que separan los océanos; y la irregular configuración de la línea de playa en las costas y las variaciones de la profundidad producen cambios en el progreso de dicha ola.

Su gran magnitud se deja sentir en los grandes océanos como el Atlántico y el Pacífico, donde la Luna puede llegar a ejercer con suficiente tiempo su influencia atractiva para generarla, mientras que en mares pequeños que no tienen conexión con los océanos es tan breve el paso de la Luna que la marea es casi imperceptible; también mucho depende de la configuración que las mareas sean altas.

El fenómeno de las mareas resulta tan complicado para calcularlo que lo mejor para predecirlas y obtenerlas, es observarlas en un gran número de lugares.

La progresión de la ola de la marea depende de la profundidad del agua y es más rápida en los océanos que en aguas bajas o en canales contraídos donde la fricción en las márgenes impiden su movimiento.

Como datos interesantes daremos las siguientes velocidades de la ola de marea a diversas profundidades; 530-

millas/hora a profundidades de 9000 m. en el Océano Pacífico; de 400 millas/hora en el Océano Atlántico a profundidades de 5400 m., de 60 millas/hora en profundidades de 90 m., de cerca de 45 millas/hora a lo largo del canal de la Mancha, y de solo 15 millas/hora en profundidades de 9 m., o sea 6.6 m/s.

En nuestro estudio la variación de las mareas en la boca de entrada del río Grijalva son aproximadamente de 1 metro.

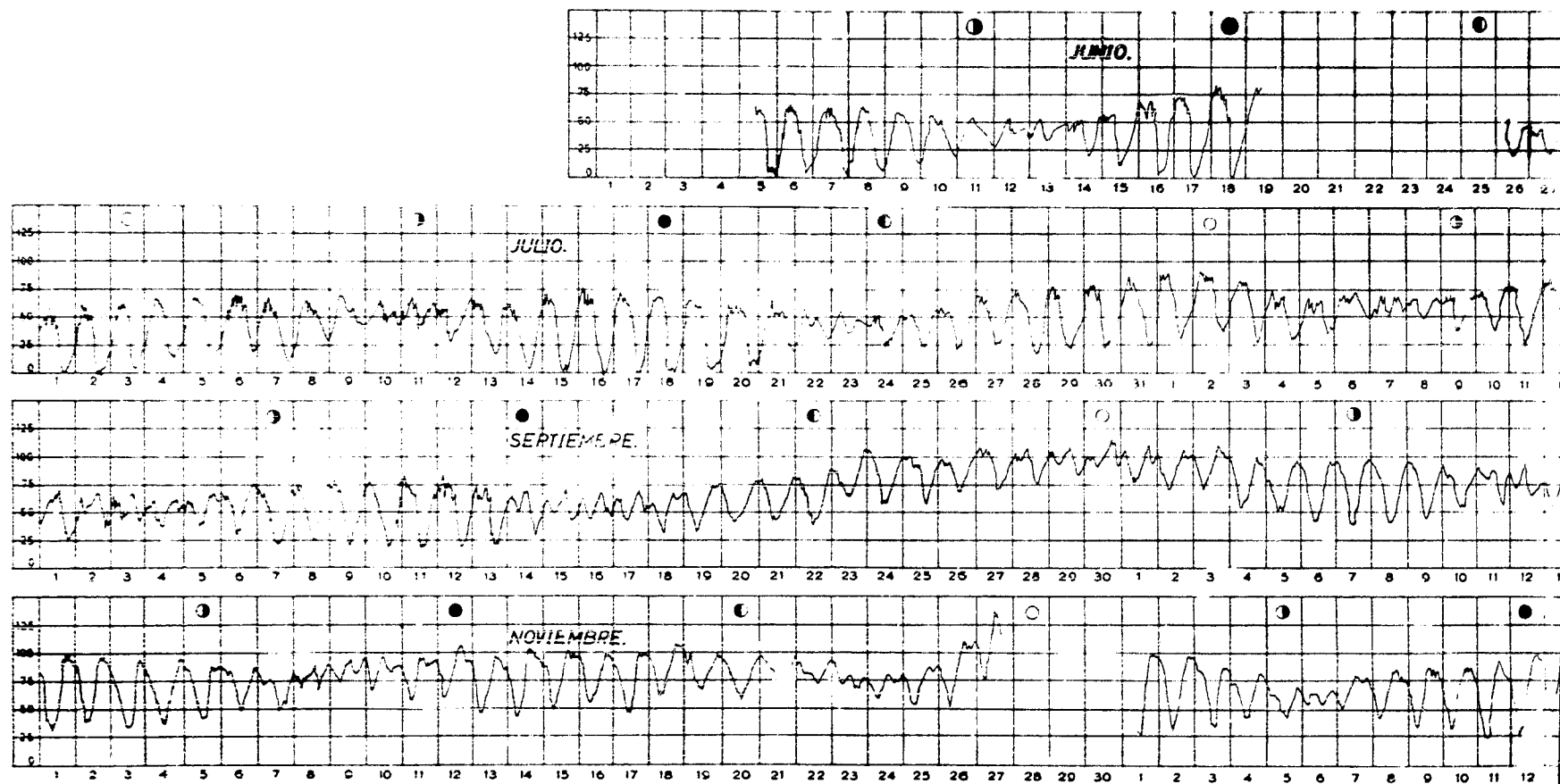
En la lámina 4 se presentan las observaciones tomadas por la Secretaría de Marina en la boca del río Grijalva.

#### d) CORRIENTES.

El estudio de las corrientes a lo largo de una costa es tan importante como el estudio de las mareas, por indicarnos la dirección de entrada al puerto.

El efecto, de las corrientes del litoral es el mantenimiento de la profundidad en la entrada, de mucha importancia en playas arenosas.

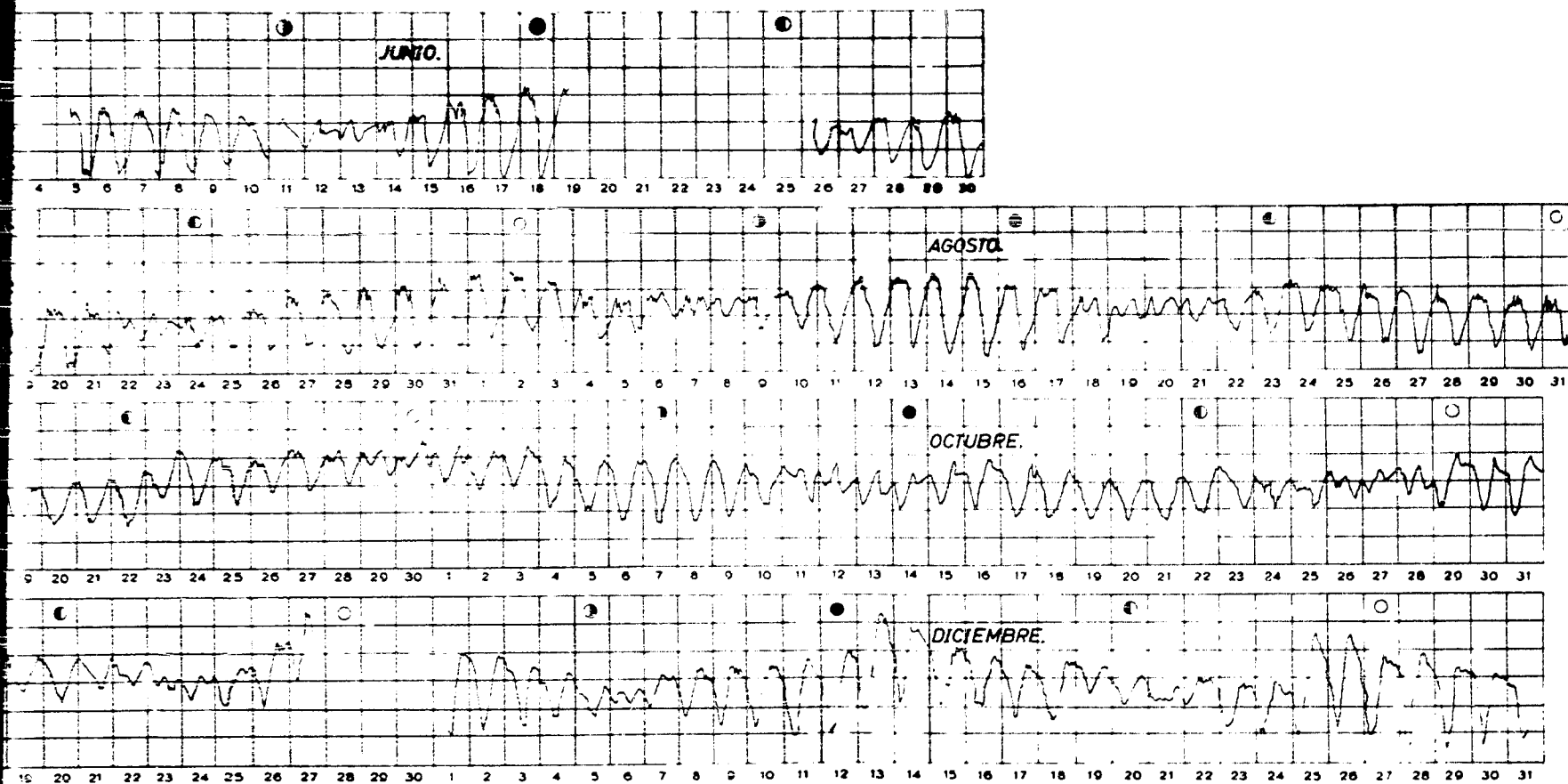
Las corrientes en el mar resultan de las diferencias de nivel (pendiente hidráulica) y consecuentemente se precipita por la acción de la gravedad buscando el equili-



OBSERVACIONES DURANTE 1947 EN EL CAMPAMENTO DE LA SECRETARIA DE MARINA.

OBSERVACIONES DE NIVEL DE AGUA EN LA BOCA DEL RIO.





CAMPAMENTO DE LA SECRETARIA DE MARINA.

OBSERVACIONES DE NIVEL DE AGUA EN LA BOCA DEL RIO GRIJALVA DURANTE 1947.

Fig. 4

EN
TESIS PROPPA DUAL
M. PELLICER

brio perdido.

También se generan por variación de la temperatura y por los vientos que soplan en una dirección por largo tiempo.

#### CORRIENTES DE LA MAREA.

Las corrientes que produce la marea se deben al -  
desequilibrio ocasionado por la atracción de la Luna y el -  
Sol.

En medio de los océanos es apenas perceptible la corriente debido a que la ola de la marea es pequeña en altura; pero en las bahías, golfos y estuarios donde la ola de marea es considerable por contraerse, la precipitación es muy grande y se han registrado velocidades hasta de 12 -  
millas/hora.

Sucede muchas veces que, en los estuarios de los ríos y en las costas, debido a la presencia de bancos de arena u obstáculos en el fondo del mar la corriente producida por la marea lleva una dirección contraria a la prevalente.

Esto se explica porque la propagación de la onda de la marea se anula a causa de los bajos que la obstruyen, pero fuera de los bajos en aguas profundas, la onda conti-

núa su marcha y pasando ya la cresta de la onda, el límite de los bajos se encuentra entonces un desnivel en dirección contraria a la que lleva la propagación de la onda.

Citaremos como ejemplo lo que sucede enfrente del Puerto de Veracruz, bien es sabido que la corriente general de la marea en el Golfo de México proviene del Sur y en --- cambio debido a los bajos existentes en dicho Puerto la corriente observada proviene del Norte debido a la causa antes mencionada.

Para nuestro estudio las observaciones hechas por la Christiani de la velocidad de la corriente frente a la boca del río Grijalva fueron de 0.50 a 0.75  $\frac{m}{seg.}$  con dirección Este.

### e) CAMBIOS MORFOLOGICOS EN LA COSTA DEBIDOS A LAS CORRIENTES

El transporte de sedimento en el río Grijalva y el acarreo litoral a lo largo de la costa son los dos factores que han influido en los cambios que ha tenido la boca del río Grijalva.

Por lo tanto trataremos cada uno de estos factores:

#### TRANSPORTE DE SEDIMENTO EN EL RIO.

En la parte baja de los ríos, únicamente arena y-

material más fino que la arena, son transportados, mientras que en las partes altas también se encuentran piedras. Los sedimentos se originan principalmente en las montañas y en las planicies, también es acarreado material limoso durante las crecientes al desbordarse los ríos.

La cantidad de sedimentos transportados es variable de acuerdo con las estaciones, pues la capacidad de ---transportación varía considerablemente más que el gasto. En la parte baja del río, desde Tres Bocas, el transporte de sedimentos cambia por día debido a la influencia de las mareas.

La experiencia ha demostrado que los sedimentos finos, fango y partículas de arcilla, son acarreados lejos en el mar o a lo largo de la costa. Se ha observado que --aguas con coloración amarillenta llegan a veces a unos 50 - km. fuera de la costa. En noviembre de 1949 se observó de un aeroplano esta coloración en las aguas, a una distancia de 10 km. de la costa en Frontera.

Así pues se concluye que el material muy fino se dispersa en una área muy amplia, mientras que la arena se deposita en la barra en parte y otra es acarreada a lo largo de la costa. Muestras superficiales y perforaciones han

demostrado que la barra y la costa están constituidas principalmente de arena.

La cantidad de sedimentos que corren a lo largo del fondo, enfrente de Frontera son difíciles de medir aunque por medio de cálculos se pueden estimar aproximadamente.

La fórmula siguiente para el sedimento del fondo ha sido publicada por Kalinske en 1947:

$$g = 2.5 \sqrt{\frac{T_0}{p}} d_j g \frac{U_g}{U}, \text{ donde } \frac{U_g}{U} = f\left(\frac{T_c}{T_0}\right)$$

Los valores de las letras son los siguientes:

$g$ : sedimento en el fondo en  $\text{kg/seg.}$  por m. de ancho del lecho.

$\tau_0$ : esfuerzo cortante en  $\text{kg/m}^2$  entre la corriente y el fondo.

$\rho$ : densidad del fluido =  $\frac{1000 \text{ kg/m}^3}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} = 102 \frac{\text{kg}}{\text{m}^4} \text{seg}^2$

$d$ : tamaño medio del grano, en m.

$\gamma_s$ : peso específico de los granos =  $2650 \text{ kg/m}^3$ .

$U$ : velocidad media del fluido al nivel del grano.

$\tau_{c0}$ : esfuerzo cortante crítico del fondo para el movimiento de partículas con dimensión  $d$ .

Los factores  $\frac{U_g}{U}$  y  $f\left(\frac{T_c}{T_0}\right)$  se dan en la forma de una

curva en la publicación de Kalinske La Compañía Christiani- que estuvo contratada para hacer los estudios del mejora- miento de entrada al Puerto de Frontera obtuvo los siguien- tes valores tomados de la curva de Kalinske.

$$T_0 = 0.845 U^2, \quad T_c = 190 d$$

En este caso las dimensiones de los granos de are na varían de 0.06 a 0.3 mm. y para el cálculo se partió del valor de  $d = 0.0001$  m.

$$T_c = 0.02$$

Si se supone una velocidad de 0.5 m/seg.

$$T_0 = 0.845 \times 0.5^2 = 0.21 \text{ kg/m}^2.$$

$$\frac{T_c}{T_0} = \frac{0.02}{0.21} = 0.095$$

y dicha curva de  $\frac{U_g}{U} = 0.7$  . . .

$$g: 2.5 \sqrt{\frac{0.21}{102}} \times 0.0001 \times 2650 \times 0.7 = 0.021 \text{ kg/seg. por m.}$$

La cantidad de sedimento en suspensión transporta do se mide en un punto determinado en una sección transver- sal del río, multiplicando la cantidad de sedimento por la- velocidad. El total transportado se encuentra integrando - sobre el área transversal total.

La cantidad de sedimento se puede obtener por me--

dio de muestras. El muestreo se puede hacer con una botella de capacidad igual a un litro y de cuello angosto. Esta botella tapada con un corcho y colgándole un peso debajo para mantenerla en posición vertical es bajada a la profundidad deseada y el tapón es removido mediante un jalón a una cuerda sujeta a la botella y al tapón, dejando que el aire escape. Entonces se saca rápidamente a la superficie.

Las muestras de las aguas del río se filtran por medio de papel filtro. El peso del sedimento sobre el papel filtro es determinado, restando el peso del papel. Este muestreo se hace a diferentes profundidades para precisar el peso.

Las mediciones que se han hecho en Frontera del material en suspensión demostraron que la mayor parte del material es más fina que 0.06 mm. y el total del sedimento contenido es alrededor de 2 gramos por litro. Hay que recordar que las cifras varían considerablemente con los gastos.

#### ACARREC LITORAL.

Los acarreos litorales son principalmente causados por el deslave y las corrientes producidas por la marea, vientos y olas.

Ya hemos hablado de la corriente producida por la onda de marea.

Con respecto a los vientos y olas diremos:

Las olas que se acercan a la costa en una dirección que no es perpendicular a la misma, giran gradualmente y al final tienden a moverse casi en ángulo recto con la costa, también se ha comprobado que las olas en la playa se rompen a una profundidad igual a una vez la altura de la ola y se ha establecido como un hecho que tanto el cambio de dirección de la ola como su rompimiento causan corrientes paralelas a la costa.

La dirección se determina por la componente de la dirección del viento a lo largo de la costa.

En este caso se puede representar el transporte por un vector, cuya magnitud y dirección se calculan con los datos relativos a los vientos y a la superficie de mar abierto en varias direcciones.

Existe una fórmula de Munch-Petersen que ha sido aplicada con éxito en Europa.

Según esta fórmula se encuentra la fuerza  $L$  del acarreo litoral resultante de componentes obtenidas aplicando a las diferentes direcciones de la rosa del viento la





Fig: 5

fórmula:  $\Delta L = \sum HS^2 \sqrt{f}$

donde H es la frecuencia de los vientos; S, su fuerza y la zona abierta en km. en la dirección deseada.

En la fig. 5 se determinaron los vectores del acarreo del litoral.

Sin embargo hay que tomar esta fórmula con mucha reserva, pues se sabe hay lugares en que el viento sopla con mucha frecuencia en una dirección y en cambio el acarreo litoral proviene en sentido contrario.

### CAPITULO III

#### DISCUSION DEL ACCESO AL PUERTO DE FRONTERA, TAB. Y SU RESOLUCION.

Las obras de mejoramiento del Puerto "Alvaro Obregón" o "Frontera", Tabasco, se iniciaron el año de 1911, siguiendo el proyecto presentado por "The North American Dredging Co." Los técnicos que lo elaboraron mejor preparados como Dragadores, no tenían conocimientos ni experiencias indispensables para diseñar un Puerto, y como consecuencia -- fueron al fracaso como lo demostraron los hechos ocurridos con el transcurso del tiempo.

El proyecto consistía, en el dragado de un canal lateral en tierra, que comunicara la margen izquierda del río Grijalva con el mar, poco antes de su desembocadura. -- Los extremos de este canal eran protegidos del lado del mar, por dos escolleras de enrocamiento de piedra, de sección -- trapecoidal, paralelas y normales a la línea de playa, cuyas longitudes aproximadas de 200 m. para la escollera Norte y 350 m. para la Sur, alcanzaban la profundidad de 6.5m.;

por el lado del río llevaría un espolón, también de enrocamiento de piedra, el cual, desviando su corriente, impediría que ésta se precipitara adentro del canal, -- pues sus aguas deberían considerarse como muertas, prácticamente sin movimiento alguno. Fig. 6

Dos años duraron los trabajos del Puerto, terminándose en ese tiempo, el dragado del canal lateral, el espolón interior del lado del río y unos 300 m. de longitud de la escollera Norte. Fig. 7

Abandonadas estas obras y sin que lo realizado tuviera el acondicionamiento necesario para resistir la acción de las fuerzas naturales, que de una manera continuada obran sobre ellas, esto es, las corrientes y el oleaje del río y del mar, poco tiempo después, la escollera y el espolón quedaron separadas de su contacto con la tierra superficial, permaneciendo aisladas por el agua y las superestructuras deformadas y en parte destruidas.

Más tarde en el año de 1925, llegó al Puerto, contratada por el Gobierno Federal, la draga "Dewey", para dragar un canal en el mar, continuación del que se había dragado en tierra, con objeto de dar paso hacia -

"THE NORTH AMERICAN DREDGING CO"

**PLANO-GENERAL**  
DE LAS OBRAS PROYECTADAS PARA  
CANALIZAR LA  
"BARRA DEL RIO GRIJALVA"  
EN EL PUERTO DE FRONTERA,  
ESTADO DE TABASCO.  
SISTEMA DE CANAL.

1911  
ESCALA PROX. 1:40000

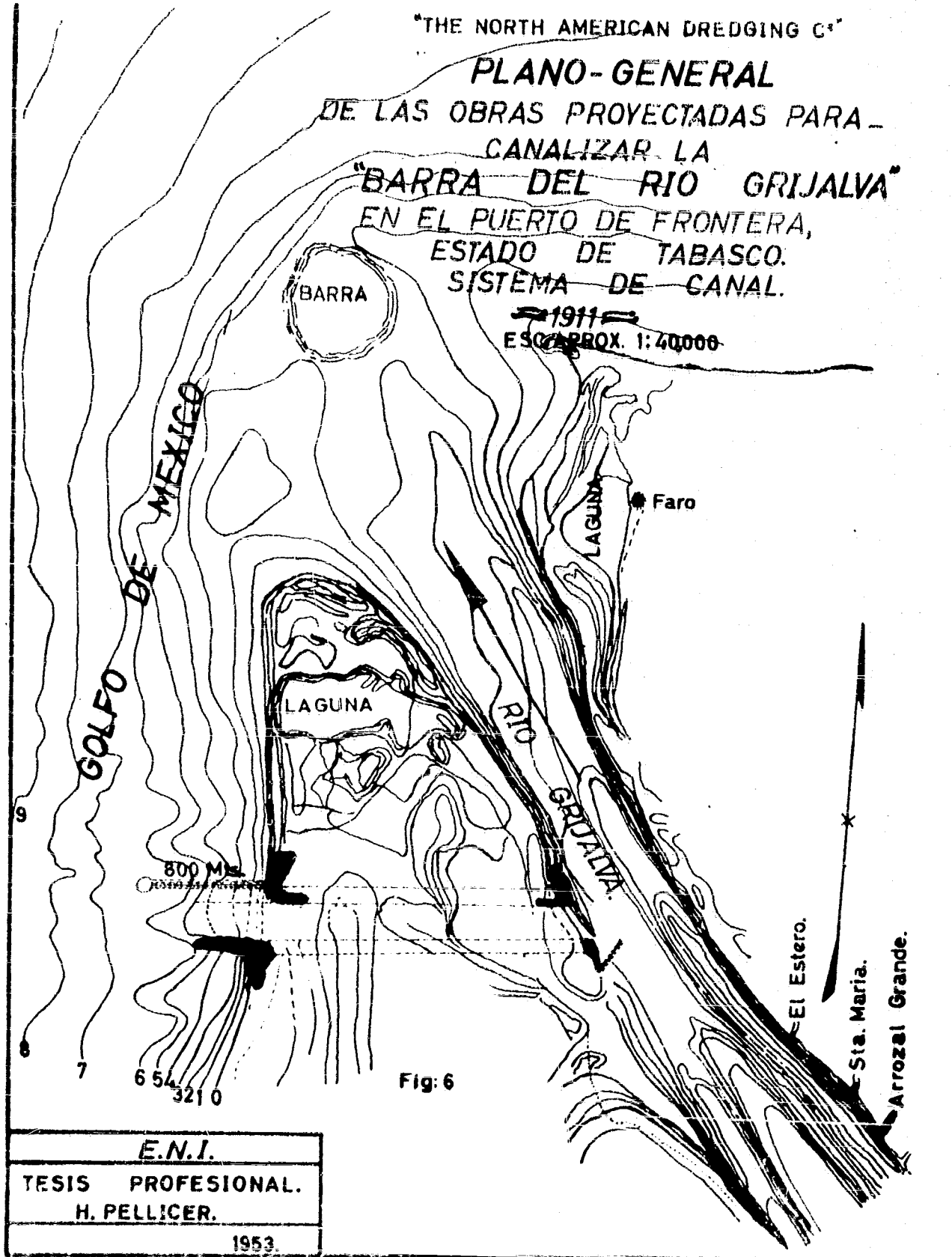


Fig: 6

E.N.I.
TESIS PROFESIONAL.
H. PELLICER.
1953.

OBRAS REALIZADAS  
POR  
"THE NORTH AMERICAN DREDGING"  
ESC. APROX. 1:40,000

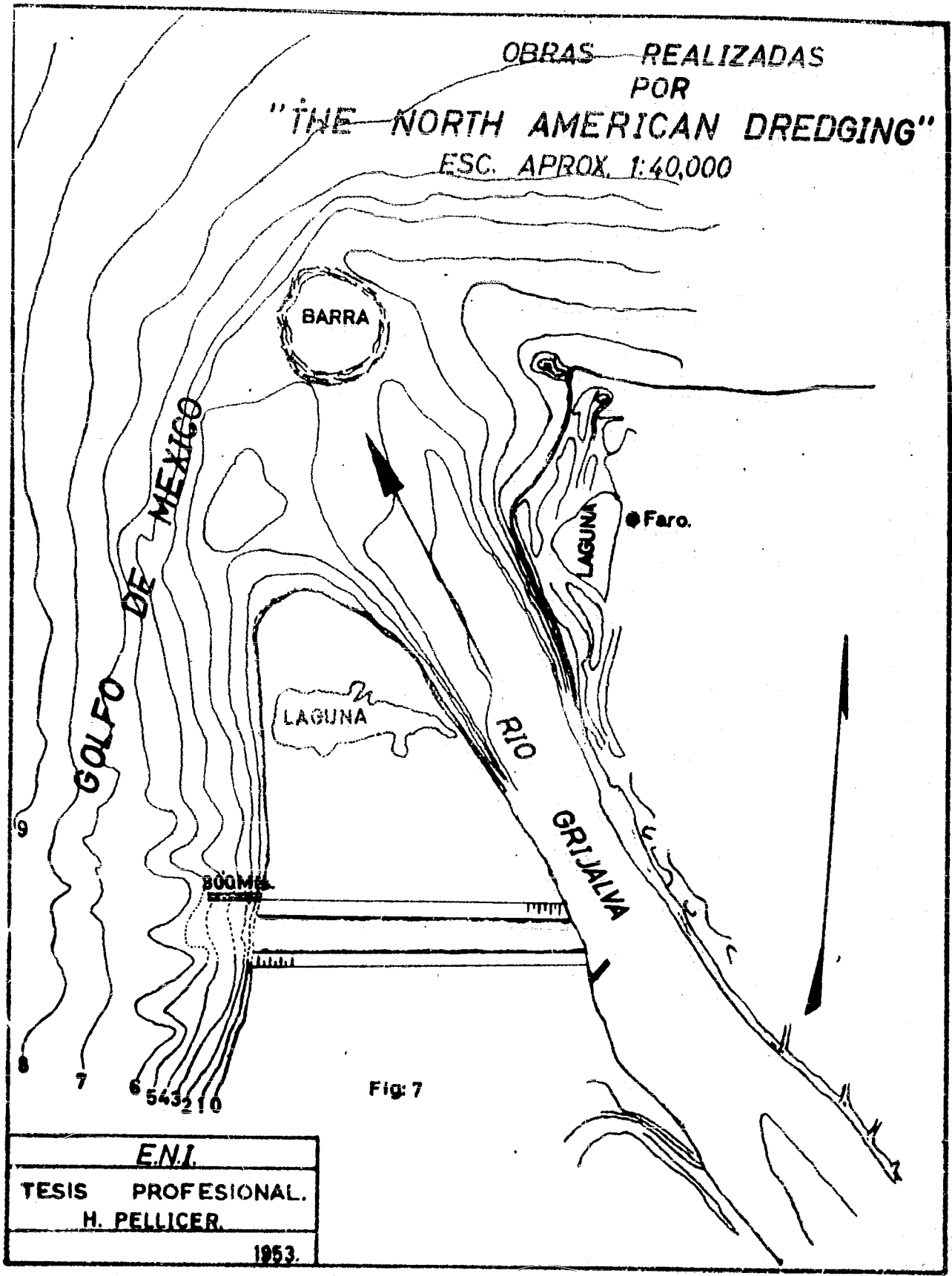


Fig: 7

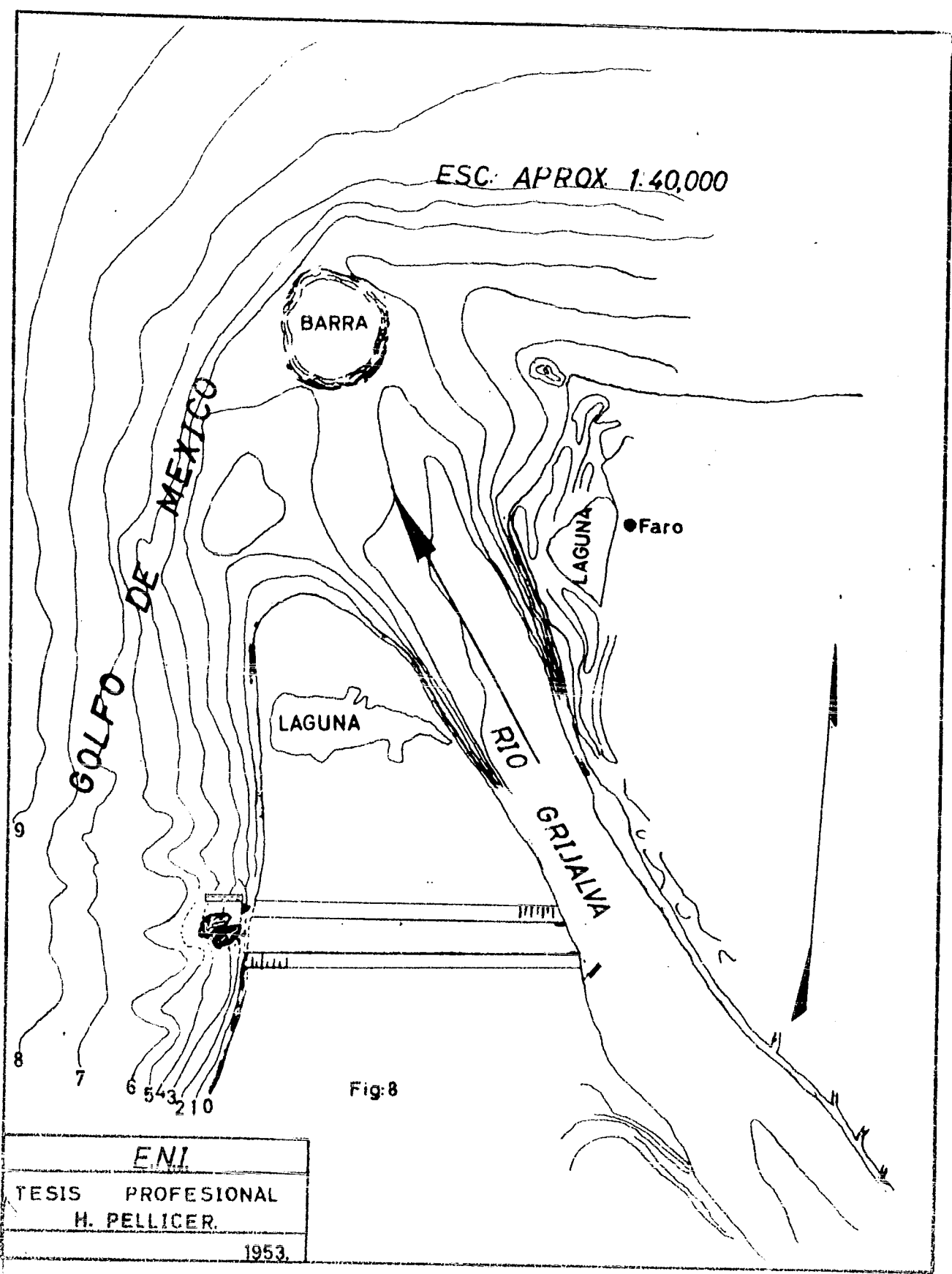
E.N.I.
TESIS PROFESIONAL.
H. PELLICER.
1953.

el Puerto, a los buques que deberían transportar los productos agrícolas obtenidos en el estado de Tabasco y en las zonas adyacentes de los estados limítrofes de Campeche y Chiapas, y aún de la República de Guatemala.

En esas obras de dragado se comprobó el gran volumen de arena que es capaz de mover el mar, ya que en zonas del canal ya dragado se acumulaban 40,000 M<sup>3</sup> de asolve en 72 horas al soplar un viento fresco del Norte, los que caminando de Oriente a Poniente, pasaron por el canal formado entre la playa y el extremo de la escollera separado de tierra. Fig. 8

Abandonado el dragado del canal en el mar, se azolvó en tal forma, que los buques de 6.0 metros de calado (20'), dejaron de llegar al Puerto y la navegación se efectuaba como siempre, por la desembocadura natural del río a través de su barra, cuya profundidad permitía la entrada, únicamente de pequeñas embarcaciones con calado de 2.1 a 2.4 metros (7' a 8').

La barra del río Grijalva, al igual de todas las barras de los ríos, son depósitos de arena, en lugares adonde las fuerzas naturales que las conducen, permanecen momentáneamente en equilibrio y por consiguiente su resultante -





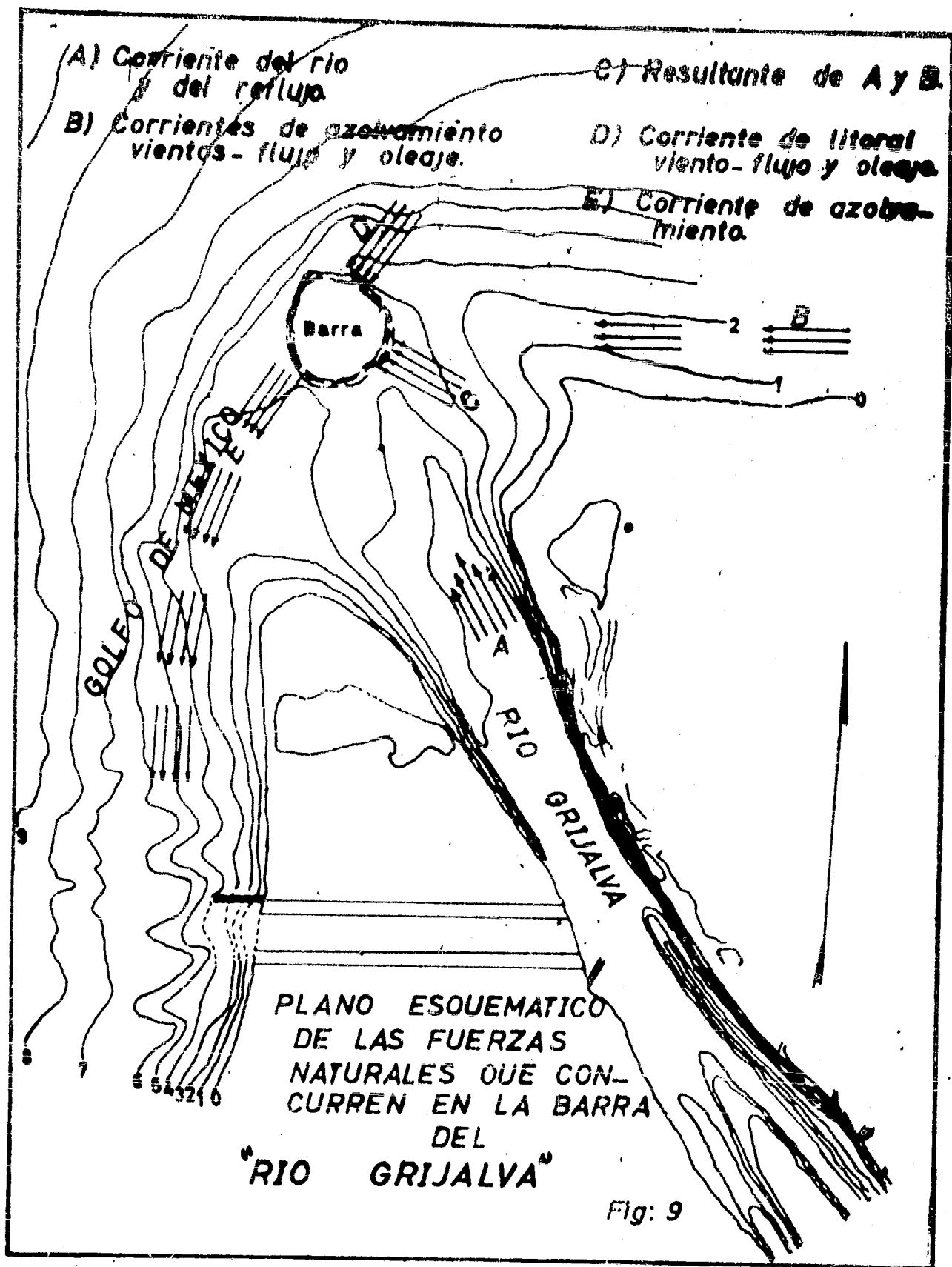
es nula. Se estabiliza la barra en una zona donde las fuer-  
zas que concurren a ella, se encuentran en acción perpetua,  
pero controlando el movimiento del azolve dentro de esa zo-  
na, para conservar una profundidad prácticamente fija.

Obran, por una parte, el golfo de México con su -  
marea del flujo, corrientes del litoral, oleaje, inercia y -  
vientos; y por otra parte, en oposición constante, las ma--  
reas del reflujo, las descargas de los drenajes de tierra -  
al mar, corrientes y vientos.

Estas fuerzas en continúa lucha y con intensida--  
des variables e independientes, determinan una acción resul-  
tante, que no puede valuarse con exactitud, pero su efecto-  
se manifiesta en la formación de la barra.

Esquemáticamente se indica en la Fig. 9 como se-  
combinan las fuerzas que efectúan la transportación contí--  
nua de las arenas, cuya trayectoria a través de la barra, -  
sigue invariablemente la dirección de Oriente a Poniente.

Transcurrió el tiempo y por el año de 1928, el Go-  
bierno del Estado de Tabasco, prolongó y reforzó con chala-  
nes y barcazas de cemento armado, de desecho, adquiridas en  
E.U.A., el tramo de escollera que se había construido y ta-  
pó el canal que había entre la playa y el extremo de la es-



collera, y así se pensó dejar a esta misma escollera, en condiciones de proteger al canal que se debería dragar de nuevo en el mar, contra futuros azolves, para facilitar definitivamente el paso de las embarcaciones.

Terminado este trabajo y a los tres años después, esto es, en el año de 1931, se hizo un levantamiento topohidrográfico de la boca del río y las playas adyacentes, en el cual se advierte una transformación completa de las condiciones que prevalecían por siglos, en la configuración de la playa submarina, la barra del río y el canal natural de salida del río hacia el mar.

La escollera norte del canal lateral, ya reconstruída, servía de dique, atajando a las arenas que caminan desde las playas de Yucatán hacia el Poniente y que transportan las corrientes originadas por la onda de propagación de las mareas, los vientos reinantes y el oleaje del mar. A partir de la escollera se acumuló la arena progresivamente hasta alcanzar la boca del río y así desequilibrado, por efecto de la misma escollera, el sistema de las fuerzas naturales, al anularse la corriente de azolvamiento que obraba sobre la playa submarina, fuerzas que anteriormente sostenían en posición firme, a la barra del río-

y al canal natural de su salida al mar, se cambió la topografía submarina de la zona en donde operaban y las arenas acumuladas invadieron el canal dragado en el mar, al Oeste de la escollera, formando una nueva barra que impedía la entrada de los barcos al Puerto. Fig.10

Desde la escollera, hasta el cabezo Poniente del río, la línea de playa avanzó 200 metros hacia el mar y las curvas de nivel de 1.00 y 5.00 m. de profundidad. se alejaron de la playa 700 y 1,500 m. respectivamente.

La corriente de azolvamiento, en su constante y eterno movimiento, continuaba transportando la arena hacia el Poniente, empujando al canal natural de la salida del río al mar, desviándolo de la dirección Noroeste que antes tenía, a la del Oeste que conserva actualmente y en el lugar donde se encontraba la barra del río, surgió una isla, como resultado de la acumulación de arena, ya que se encuentran dislocadas, la corriente de azolvamiento y la del río hacia el mar. La playa Oriente, a partir de la boca del río, avanzó 625 m. hacia el mar, alejándose de la playa las curvas de nivel de 1.00 y 5.00 m. de profundidad 250 y 1,250 m. respectivamente. Fig.10

Lo ocurrido demuestra con toda claridad, que en -

S.C.O.P.  
PLANO DE SONDEOS EN EL CANAL  
LATERAL Y EN LA DESEMBOCADURA DEL  
RIO GRIJALVA

Frontera, Tabasco.- Sept. de 1931.  
ESC. APROX. 1:40,000

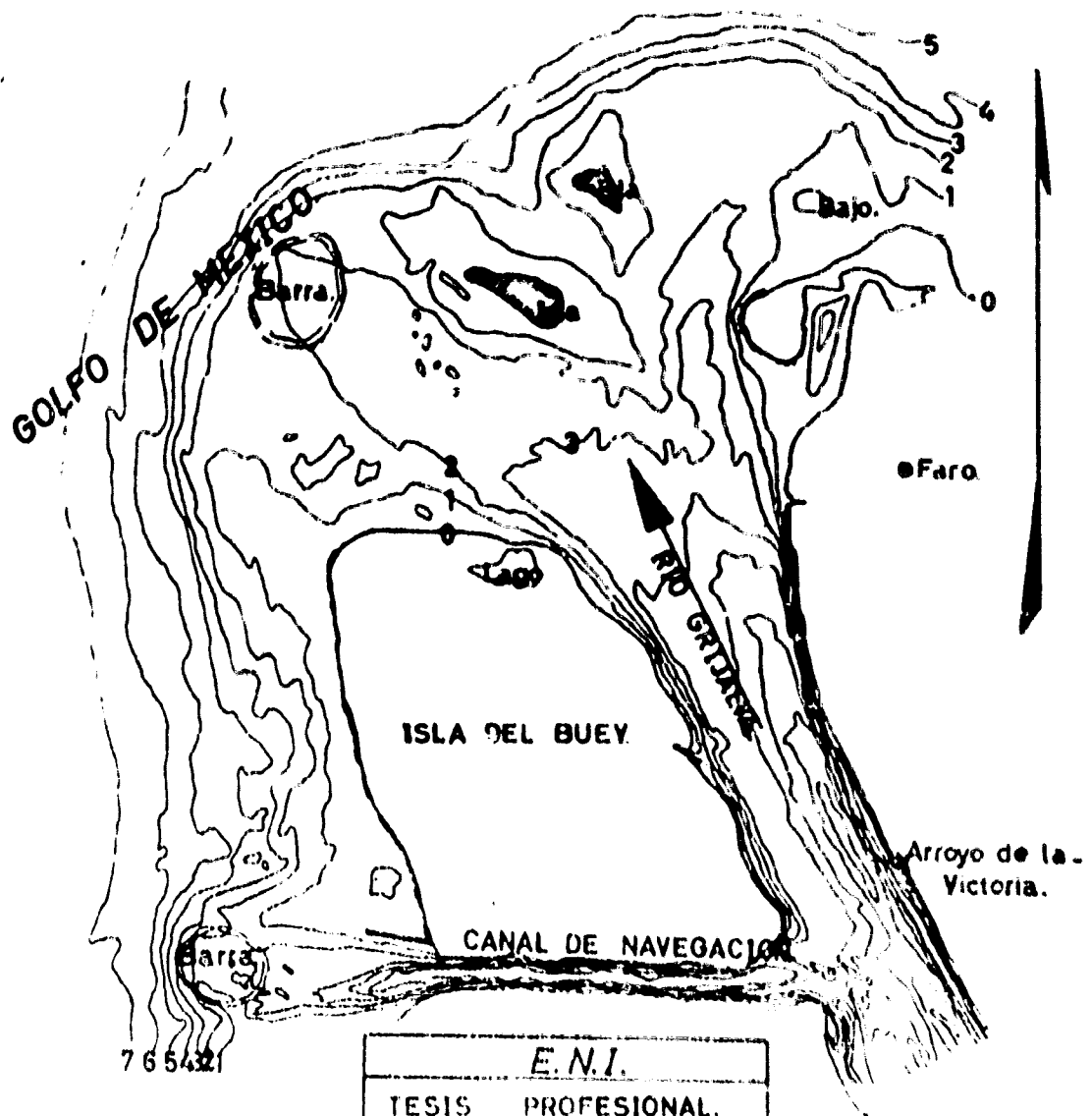


Fig: 10

E.N.I.	
TESIS	PROFESIONAL.
H. PELLICER.	
1953	

los literales a donde existen corrientes de azolvamiento, - no conviene la construcción de escolleras normales a la playa, porque sirviendo de dique, detienen a las arenas que al avanzar hacia el extremo de la propia escollera, forman bajos que impiden el paso de las embarcaciones y al poco tiempo tapan completamente la boca de entrada.

Los más antiguos textos de Ingeniería Portuaria, - escritos en el siglo pasado (Harbours and Docks by Harcourt 1885) ya nos hablan de los errores cometidos en los puertos europeos del canal y del Mar del Norte, queriendo mejorar - sus entradas con escolleras paralelas y normales a la playa, citándose entre ellos a los puertos de Dunquerque, Calais, - Dieppe, Ostende, Aberdeen, etc.

Proyectar un Puerto, es adaptar las fuerzas naturales a las condiciones físicas del lugar en donde operan, - para utilizarlas convenientemente y nunca oponerse a ellas.

Lo antes expuesto, demuestra con evidencia, lo -- inútil que resultaría mejorar la entrada del Puerto "Alvaro Obregón", o "Frontera", Tabasco, empleando el canal lateral, protegido por escolleras normales a la línea de playa, y en el caso de que se proyectaran escolleras convergentes no se contaría con la corriente de la enorme masa de agua del río

Grijalva que alejaría cualquier pequeño volúmen de azolve -- que se acumulara en la bocana.

La solución que aconseja la práctica de la Inge-- niería Portuaria, es el de utilizar el canal natural de sa-- lida del río hacia el mar, restableciendo el concurso de -- las fuerzas naturales que obraban en la formación de la ba-- rra del río, y para que la boca de entrada quede libre de -- azolves y se estabilice la profundidad en el canal de sali-- da, deberá protegérsele con dos escolleras convergentes que arranquen de ambos cabezos del río.

De esta manera, se orienta a las corrientes de -- azolvamiento hacia aguas profundas y sin estorbo alguno, -- continúan su marcha libremente mejorando su acción con la -- ayuda de la fuerza de la corriente del río, que impida la -- acumulación de arena y la aleje de la boca, distribuyéndola en aguas hondas donde las corrientes del litoral las obli-- guen a seguir su camino.

## CAPITULO IV

### POSICION Y CALCULO DE LAS ESCOLLERAS.

#### a) Posición de las Escolleras.

La posición de las escolleras depende de las fuerzas naturales que concurren en el lugar destinado para la formación del puerto.

La principal fuerza natural que se debe conocer es la corriente de azolvamiento, pues su dirección define primordialmente la posición de las escolleras.

En el caso del Puerto de Frontera, Tab. la dirección de la corriente de azolvamiento es de Oriente a Poniente y es casi coincidente con los vientos reinantes, lo que define que la escollera que arranque del cabezo Oriente tenga una dirección NW, pues así la oposición a la corriente de azolves será pequeña y facilitará el camino a la arena en suspensión hacia aguas profundas.

Esta escollera llegará a la cota de 10 m., y tendrá una longitud de 4800 m.



La entrada al puerto quedará definida hacia el -- cuadrante de los vientos dominantes, y su ancho, con el del río Grijalva, pues se debe evitar la tendencia al socava--- miento que pueda producir su corriente en los lugares extre mos de las escolleras, ya que se concentra dicha corriente en el punto más crítico del canal.

Por lo tanto daremos 800 m. de ancho a la entrada que es el del río Grijalva frente a la Ciudad de Frontera.-

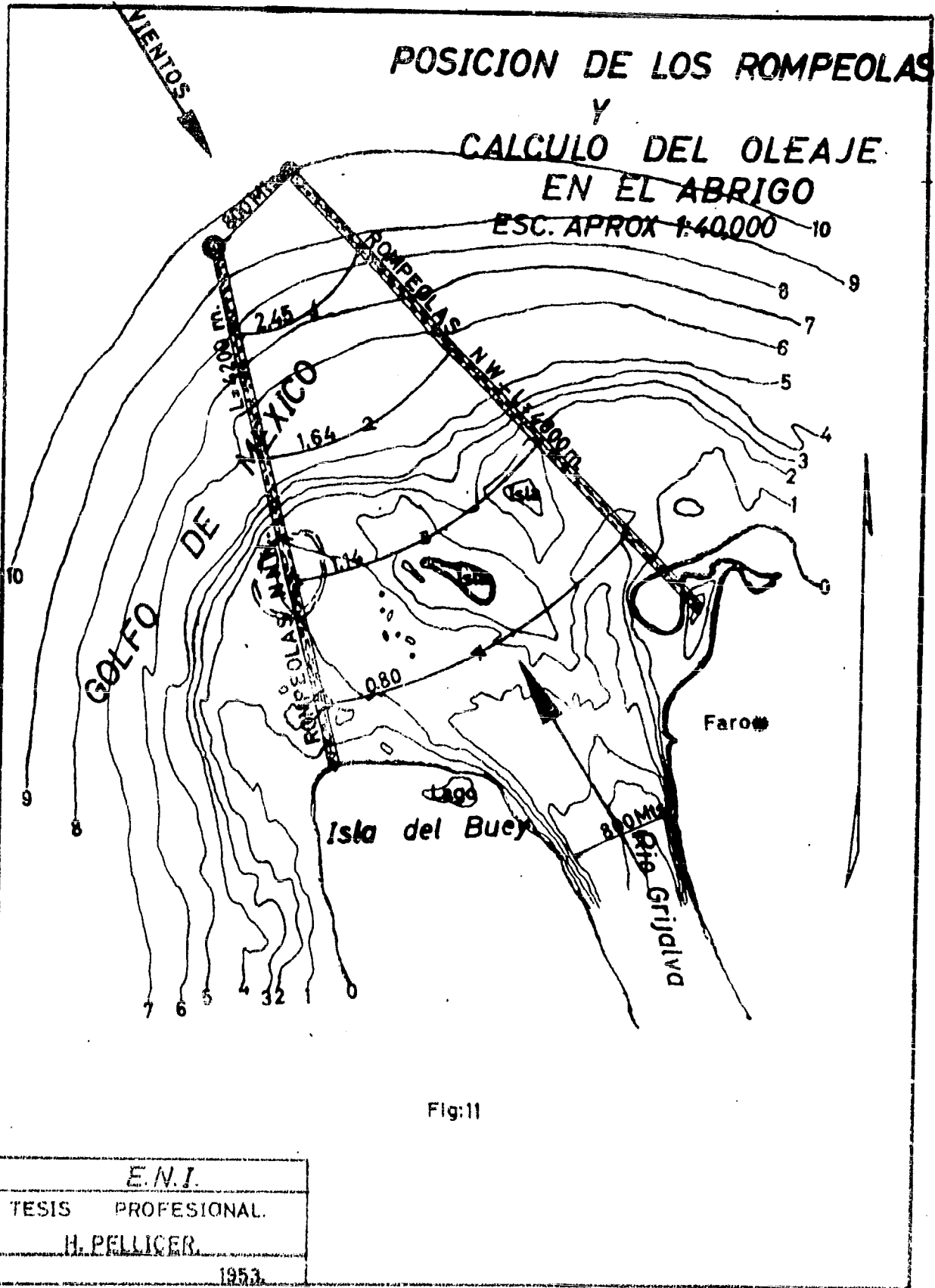
Esto nos define que la escollera que parte del ca bozo Poniente tendrá la dirección NNW, con una longitud de 4200 m. que la hará llegar a la cota de 9.50 m.

Esta escollera se hará de menor longitud para no obstaculizar la corriente de azolvamiento y así evitar cual quier depósito en la boca de entrada; y si llegara a suce-- der en parte este depósito de arena, la misma corriente del río sumada a la del reflujo se encargarían de empujarlo ha cia aguas profundas y fuera de la entrada.

En la fig. 11 se localiza la posición de las esco lloras.

#### Cálculo del Oleaje en el abrigo.

Existen una serie de fórmulas empíricas que obtie nen la altura de ola, en función del Fetch o de la veloci--



dad del viento que las produce.

- 1.- Fórmula de Stevenson.- No toma en cuenta la velocidad del viento y considera únicamente el Fetch, el cual lo limita a 500 millas náuticas.

$$h = 0.33\sqrt{d}$$

h = altura de ola en metros.

d = Fetch en Km.

$$d_{\text{máx}} = 500 \times 1.852 = 926 \text{ Km.}$$

La aplicación de esta fórmula es por lo general para conocer la altura de ola en alta mar.

Por lo tanto la altura máxima de ola es:

$$h = 0.33\sqrt{926} = 0.33 \times 30.43 = 10.04 \text{ m.}$$

- 2.- Fórmula de Stevenson.- Esta fórmula se emplea para un Fetch menor de 30 millas náuticas.

Por lo general se aplica en Bahías y Lagos.

$$h = 0.33\sqrt{d} + 0.763 - 0.272\sqrt[4]{d}$$

d = Fetch en Km.

$h$  = altura de ola en metros.

- 3.- Fórmula de Hawksley.- Calcula la altura de la ola en función del Fetch, da mayores valores que la de Stevenson, debido a un coeficiente mayor:

$$h = 0.47\sqrt{d}$$

- 4.- Fórmula de Henny.- Considera que la altura de la ola está en función de la velocidad del viento que la produce y olvida el Fetch:

$$h = 0.014 (V - 13.7)$$

$V$  = velocidad del viento en Km. por hora.

$h$  = en metros.

- 5.- Fórmula de Coupvent des Bois:

$$h = 0.75 \sqrt[3]{v^2}$$

$V$  = velocidad del viento en m/seg.

$h$  = altura de ola en metros.

- 7.- Una regla empírica muy práctica.

$h = 8$  pies/10 millas por hora de velocidad de viento que en el sistema Métrico Lecimal se expresa:

$$h = 4.74/10 \text{ m/seg.}$$

La altura de las olas se puede medir por medio de un aneroides colocado a bordo de una embarcación, tomando -- lecturas cuando pase por la cresta y el valle de la ola. La diferencia de lecturas nos dará el valor de la altura de la ola.

Con las anteriores fórmulas podemos encontrar la altura de ola y aplicando una fórmula de Stevenson que relaciona el área del refugio y el ancho de entrada conoceremos el comportamiento de las olas dentro del abrigo.

Stevenson encontró una fórmula (empírica) que dice:

$$h = H \left[ \sqrt{\frac{b}{B}} - 0.028 \sqrt{D} \left( 1 + \sqrt{\frac{b}{B}} \right) \right] \cdot \text{S.M.D.}$$

cuyas literales representan:

$h =$  altura de la ola reducida

H= altura de la ola en la entrada del puerto.

b= ancho de entrada.

B= longitud del arco donde se desea conocer la altura de --  
ola reducida.

D= distancia de la entrada al punto donde se busca la altura de ola reducida.

Aplicaremos esta fórmula para distancias de 1000 m., 2000 m., 3000 m. y 4000 m. que señalamos en la fig. 11 con los puntos 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

Para esto encontraremos la altura de ola con la fórmula de Coupvent des Bois.

$$h = 0.75 \sqrt[3]{v^2}$$

y con la velocidad del viento que llega a la entrada con dirección, el viento tiene una velocidad promedio de 15 m/seg.

Por lo que:

$$h = 0.75 \sqrt[3]{15^2} = 0.75 \times 6.10 = 4.60 \text{ m.}$$

$$\therefore H = 4.60 \text{ m.}$$

Para el punto 1:

$$B_1 = 1200 \text{ m.}, D_1 = 1000 \text{ m.}, b = 800 \text{ m.}$$

$$h_1 = 4.60 \left[ \sqrt{\frac{800}{1200}} - 0.028 \sqrt[4]{1000} \left( 1 + \sqrt{\frac{800}{1200}} \right) \right]$$

$$h_1 = 2.45 \text{ m.}$$

Para el punto 2:

$$B_2 = 1800 \text{ m.}, D_2 = 2000 \text{ m.}, b = 800 \text{ m.}$$

$$h_2 = 4.60 \left[ \sqrt{\frac{800}{1800}} - 0.028 \sqrt[4]{2000} \left( 1 + \sqrt{\frac{800}{1800}} \right) \right]$$

$$h_2 = 1.64 \text{ m.}$$

Para el punto 3:

$$B_3 = 2400 \text{ m.}, D_3 = 3000 \text{ m.}, b = 800 \text{ m.}$$

$$h_3 = 4.60 \left[ \sqrt{\frac{800}{2400}} - 0.028 \sqrt[4]{3000} \left( 1 + \sqrt{\frac{800}{2400}} \right) \right]$$

$$h_3 = 1.14 \text{ m.}$$

Para el punto 4:

$$B_4 = 3000 \text{ m.}, D_4 = 4000 \text{ m.}, b = 800 \text{ m.}$$

$$h_4 = 4.60 \left[ \sqrt{\frac{800}{3000}} - 0.028 \sqrt{4000} \left( 1 + \sqrt{\frac{800}{3000}} \right) \right]$$

$$h_4 = \underline{0.80 \text{ m.}}$$

Por los resultados obtenidos, se puede asegurar - que las embarcaciones no correrán peligro dentro del abrigo pues las olas producidas por el oleaje exterior en el interior se reducen a 0.80 m.

Con esto el ancho de entrada cumple el objeto de reducir la ola exterior.

Sin embargo, hay que considerar otras condiciones. En puertos de mareas fuertes existe un reflujo de la ola -- que produce rápidas corrientes, que aunque son benéficas -- dentro de ciertos límites para mantener una profundidad estable son también perjudiciales a la estabilidad de las estructuras por la socavación que producen y que afecta a la cimentación de ellas.

En el caso del Puerto de Frontera, aunque no tene mos una acción de mareas extraordinarias en magnitud, hay - un efecto considerable, ya que hasta Tres Bocas llega dicha acción o sea hasta 25 Km. aguas arriba de la desembocadura,



lo que origina una corriente fuerte de toda la masa de agua del río durante el reflujo.

b) Cálculo de las Escolleras.

La elección del tipo de sección transversal para las escolleras se basa en resultados obtenidos por la observación de obras ya construídas.

La forma que se quiera adoptar para la escollera depende de la naturaleza, cantidad y facilidad de obtener los materiales, así como del equipo disponible.

Existen varios tipos de escolleras que se dividen en general como sigue:

- 1) Enrocamientos o blocks de concreto.
- 2) Enrocamientos con superestructura.
- 3) Muros verticales.
- 4) Secciones mixtas.

El tipo más simple de escollera se forma tirando a fondo perdido piedras de dimensiones graduadas, hasta que lleguen al nivel proyectado sobre la superficie del agua.

El perfil de un pedraplén de piedras toma diferentes pendientes naturales de acuerdo con la acción dinámica de las olas que actúan contra él.

Así del lado del mar y con la acción de las más -

fuertes marejadas tomará una pendiente de 1:5 a 1:10 hasta profundidades de 5 a 10 m. del nivel medio del agua y de ahí hasta el fondo el talud será de 1:1 a 1:2.

Del lado del puerto o canal, el talud podrá ser de 1:1 a 1:1.5.

Se deduce que el talud expuesto a la acción de las olas será el que deba defenderse con piedras más grandes.

Hay que considerar las profundidades críticas o sea aquellas en que la acción de las olas tiene influencia para mover las piedras depositadas.

Podremos decir, que en un mar de mareas no muy fuertes, las piedras de 5 toneladas dejarán de ser movidas a unos 7 m. de profundidad, las de 500 kg. a 10 m. y de menor peso hasta 25 m. de profundidad.

La dificultad que existe para construir las escolleras en Frontera, de piedra, está en que no se encuentra dicho material cerca del lugar y será por ésta razón, conveniente construir las escolleras de piedra y blocks de concreto.

El sistema de construcción sería el siguiente:

Se comenzaría formando un corazón de piedras pe--

queñas y se iría cubriendo sucesivamente por capas de material más grande; al mismo tiempo del lado del mar se depositarían los blocks de concreto, rellinando los huecos entreunos y otros con piedras pequeñas; finalmente se colocarían piedras grandes del lado del puerto.

Este sistema requiere una gran cantidad de blocks, pero al formar la parte protectora o sea la del lado del mar, el resto del material se podrá depositar con seguridad y sin el peligro de ser acarreado por el mar durante la construcción. Las piedras pequeñas consolidarán a los blocks, y las grandes harán más resistente la masa de la escollera.

Con esto obtendremos una escollera compacta, evitando que las olas tengan acción en los intersticios que dejan los blocks y que puede ocasionar cambios de posición después de colocados, así también no podrá la arena en suspensión, pasar a través de la escollera y depositarse en el puerto.

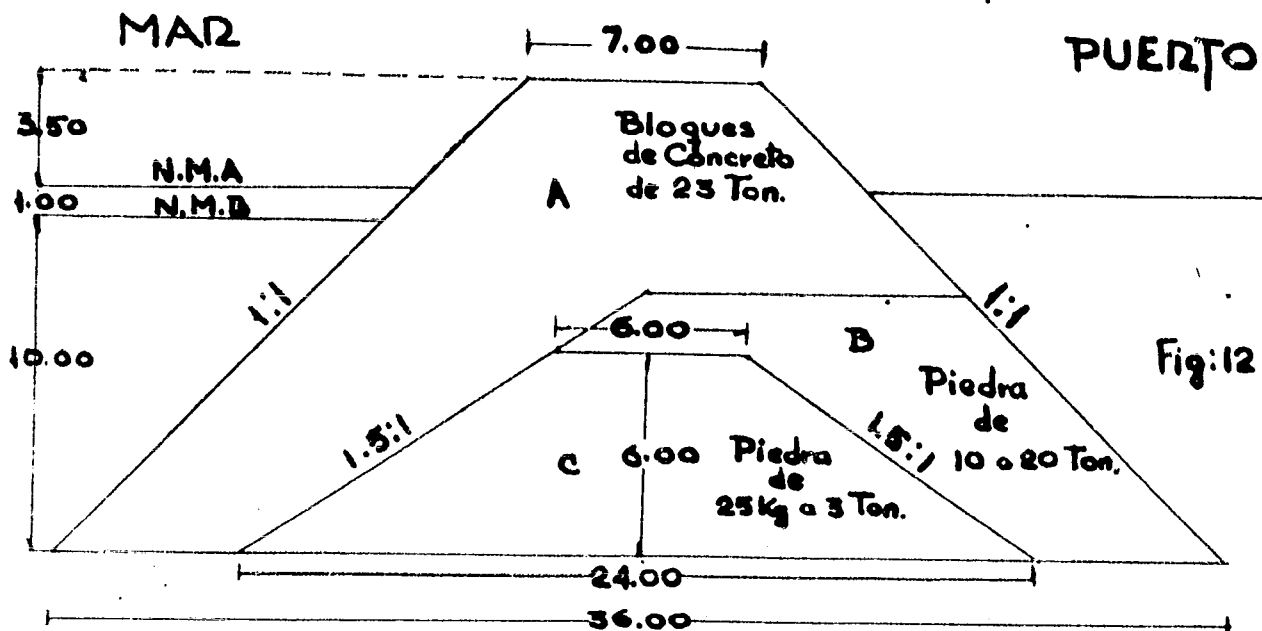
Los blocks de concreto se harán de dimensiones convenientes para resistir las fuerzas que actuarán sobre ellos, y se usarán los materiales de mejor calidad y proporcionados para lograr una gran durabilidad.

La experiencia ha demostrado que los blocks de --  
concreto de  $10 \text{ m}^3$  con un peso de 23 Tons. toman su talúd --  
natural del lado del mar en la proporción de 1:1.

Por lo tanto se harían los blocks de las siguien-  
tes dimensiones:

Largo= 3.4 m., ancho= 2.0 m., peralte= 1.5 m.; lo  
que dá un volúmen de  $10 \text{ m}^3$ , y un peso de 23 Tons. (peso vo-  
lumétrico del concreto=  $2300 \text{ Kg./m}^3$ ).

Estudiaremos a continuación la escollera que par-  
te del cabezo Poniente, ya que es el más desfavorable pues-  
debe contrarrestar la acción de los vientos más fuertes que  
proviene del NW y W (vientos dominantes); para lo cual ---  
adoptaremos la sección de la fig. 12 . Desde luego en el di-  
seño de esta sección han intervenido varios factores, que -  
son: Tamaño y fuerza de las olas, profundidad del agua ---  
frente a la escollera y variación de las mareas.



Cálculos de Estabilidad.

Según el Servicio Meteorológico, el viento más --- fuerte que se ha registrado fué con una velocidad de 21 m/-seg. y con dirección W, en el año de 1923.

Aplicando la fórmula de Coupvent des Bois obtendremos la altura de ola.

$$h = 0.75 \sqrt[3]{v^2}$$

$$h = 0.75 \sqrt[3]{21^2}$$

$$h = 0.75 \times 7.6$$

$$h = 5.70 \text{ m.}$$

La presión dinámica de la ola se calculará con la siguiente fórmula:

$$p = \frac{wv^2}{g}, \text{ en donde:}$$

p= presión unitaria, en Ton/m<sup>2</sup>.

w= peso volumétrico del agua, en Ton/m<sup>3</sup>.

v= velocidad de propagación de la ola, en m/seg.

g= aceleración de la gravedad en m/seg<sup>2</sup>.

Para determinar la velocidad de propagación, se de

be considerar la profundidad del agua en donde la ola se --  
mueve, así como su longitud.

Se llaman aguas profundas aquellas en que la pro-  
fundidad  $d$  es mayor que la mitad de la longitud de la ola, -  
 $L$ .,  $d \geq 0.5 L$ .

Se llaman aguas bajas aquellas en que  $d < 0.5L$ .

Mr. Schott, observó tomando en cuenta la acción -  
del viento los siguientes resultados para la longitud de --  
ola:

$L = 10$  h a  $17$  h, para viento tormentoso.

$L = 18$  h, para viento fuerte.

$L = 33$  h, para viento moderado.

Lo que nos define a la zona que rodea a las esco-  
lleras como aguas bajas al aplicar para viento tormentoso -  
la relación  $L = 10$  h ya que:

$L = 10 \times 5.70 = 57$  m, y como  $d = 10$  m,

tenemos:  $10 \leq 28.5$

Hay una variedad de fórmulas que tratan de preci-  
sar la velocidad de propagación de las olas y que a conti-  
nuación se ennumeran:

1) Rankine, en su libro de Ingeniería Civil, dice:

En aguas profundas, donde la velocidad es prácticamente independiente de la profundidad, se considera a ésta como la que adquiere un cuerpo al caer libremente de una altura igual a la cuarta parte del radio de un círculo, cuya circunferencia es la longitud de ola.

$$v_1 = 2g \sqrt{\frac{1}{4\pi}}$$

2) En aguas bajas, la velocidad se determina como la que toma un cuerpo al caer libremente del estado de reposo de una altura igual a la mitad de la profundidad donde se mueve la ola más las 3/4 partes de la altura de la ola.-

$$v_2 = \sqrt{2g \left( \frac{d}{2} + \frac{3h}{4} \right)}$$

Si damos varios valores a d, en términos de h, y sustituimos los resultados en la ecuación que nos da la presión dinámica de la ola; encontramos:

$$\text{si: } d = 3h, v_2 = \sqrt{2g \frac{9h}{4}} \quad \text{y } p = 4.5 wh$$

$$d = 2h, v_2 = \sqrt{2g \frac{7h}{4}} \text{ y } p = 3.5 wh$$

$$d = 1.5h, v_2 = \sqrt{2g \frac{6h}{4}} \text{ y } p = 3wh$$

$$d = h, v_2 = \sqrt{2g \frac{5h}{4}} \text{ y } p = 2.5 wh.$$

Estos valores encontrados teóricamente son demasiado grandes, y se deben aceptar con mucha reserva --- pues varían con los que la experiencia se han obtenido.

- 3) Darwin, en su libro "Las Mareas", dice que la velocidad de propagación de las olas en aguas bajas varía solamente con la profundidad, sin referirse a la altura de ola.

$$v = \sqrt{2gd}, \text{ y } p = wd \text{ aproximadamente.}$$

$$\text{si: } d = 3h, p = 3wh.$$

$$d = 2h, p = 2wh.$$

$$d = h, p = wh.$$

- 4) Coupvent des Bois, nos ofrece una fórmula con que calcula la velocidad de propagación de la ola en función de la velocidad del viento.

$$v = 6.9 \sqrt[4]{v}$$

Como se vé, existe en los resultados variaciones-



que demuestran la dificultad de determinar con precisión - la presión dinámica de la ola. Por lo tanto, podemos en - términos generales decir que:

$$p = k wh.$$

Varias autoridades en la materia han dado al coe-  
ficiente k, los siguientes valores:

Dubuat, k= 1.85

Rayleigh, k= 1.96

Marlotte, k= 1.25

Gaillard, k= 1.31

Joessel, k= 1.62

Thibault, k= 1.85

El promedio de estos valores es, k= 1.6.

La presión de la ola se calculará adoptando el -  
valor de k= 1.6.

$$p = 1.6 wh$$

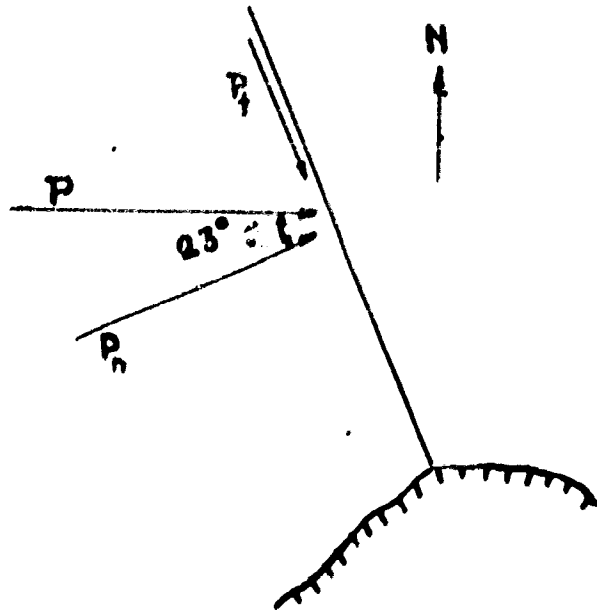
$$p = 1.6 \times 1.073 \text{ Ton/m}^3 \times 5.70 \text{ m.} \quad \therefore$$

$$p = 10 \text{ Ton/m}^2.$$

Esta presión se debe considerar perpendicular a-  
la superficie sobre la que se ejerce.

El viento que produce la acción sobre las olas -  
proviene del W, y es oblicua con respecto a la escollera,-

por lo que consideramos la componente normal  $P_n$ .



$$P_n = P \cos \alpha$$

$$P_n = 10 \text{ T/m}^2 \times \cos 23^\circ$$

$$P_n = 10 \times 0.9272 = 9.27 \text{ T/m}^2.$$

En el estudio de la escollera se considerará una presión de  $9.50 \text{ T/m}^2$ .

Para la altura del coronamiento, Foerster aconseja que prácticamente debe tomarse  $2/3h$  como mínimo sobre el nivel de aguas altas.

Para el caso se tendrá:

$$2/3 h = \frac{2}{3} \cdot 5.70 = 3.75 \text{ m.}$$

y tomaremos  $3.50 \text{ m.}$

El peso volumétrico del enrocamiento se tomará de 1,800 Kg/m<sup>3</sup>, y para el enrocamiento sumergido un peso volumétrico de:

$$1800 - 1073 = 727 \text{ Kg/m}^3$$

siendo 1073 Kg/m<sup>3</sup> el peso volumétrico del agua de mar.

El peso volumétrico del concreto se tomará de --- 2300 Kg/m<sup>3</sup> y sumergido de 1227 Kg/m<sup>3</sup>.

Para el cálculo de la escollera se necesitarán algunos valores que se ennumeran a continuación:

Coefficiente de fricción entre base de la escollera y terreno: 0.3.

Coefficiente de fricción entre materiales del enrocamiento: 0.6

Fatiga resistente del suelo: 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>.

Fatiga resistente del concreto a la compresión: 1400 Ton<sub>f</sub>

Fatiga resistente de la piedra a la compresión: 100 Ton<sub>f</sub><sup>2</sup>.

El estudio de la escollera se hará para las siguientes condiciones:

- 1° Deslizamiento de la sección emergente.
- 2° Presión de la sección emergente sobre la sección sumergida.
- 3° Presión de la sección total sobre la base.

- 4° Deslizamiento de toda la sección.
- 5° Volcamiento de la sección emergente.
- 6° Volcamiento de toda la sección.
- 7° Resaca, aire comprimido y golpe de Arriete.

Se hará el estudio de la sección más profunda y la de menor profundidad.

#### I.- SECCION DE MAXIMA PROFUNDIDAD.

La máxima profundidad que alcanza la escollera es de 10 metros.

La altura del coronamiento según Foerster, resultó de 3.50 m.

La amplitud de marea es de 1.00 m.

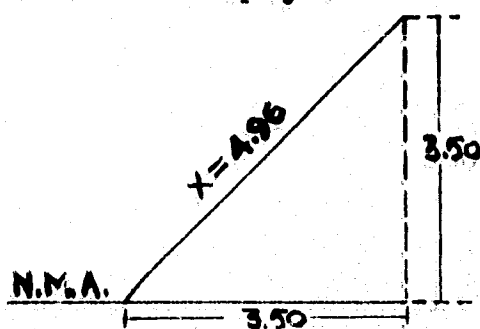
Por lo tanto la altura de la sección de máxima profundidad es de:

$$10.00 + 1.00 + 3.50 = 14.50 \text{ m.}$$

Todas las condiciones de estabilidad se calcularán para los niveles de marea alta máxima y marea baja mínima.

#### A) Nivel de Marea Alta Máxima.

Calcularemos el empuje:



$$X = \frac{3.50}{\cos 20.45^\circ} = \frac{3.50}{0.97071}$$

$$X = 4.96 \text{ m}$$

$$E_p = p \cdot A = 4.96 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 9.8$$

$$E = 47.10 \text{ Ton.}$$

Las componentes horizontal ( $E_h$ ) y vertical ( $E_v$ ) - del empuje serán las siguientes:

$$\alpha = \arctan 1 = 45^\circ$$

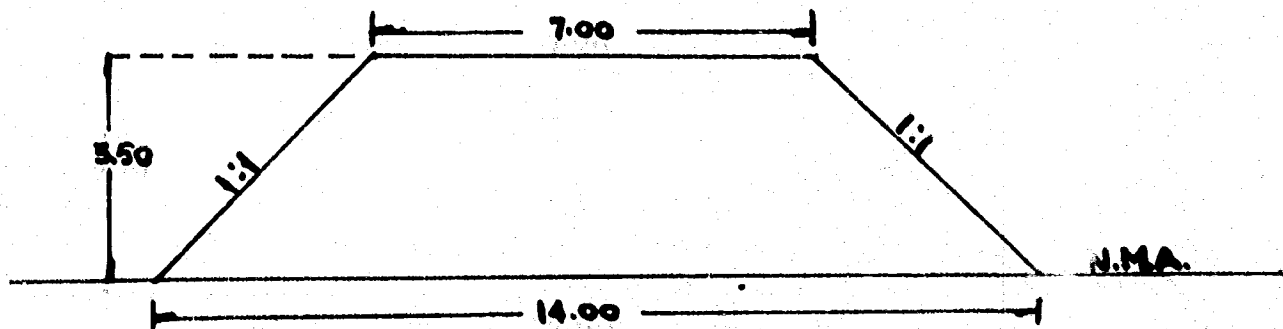
$$E_h = 47.10 \times \sin 45^\circ = 47.10 \times 0.7071 = 33.30 \text{ Ton.}$$

$$E_v = 47.10 \times \cos 45^\circ = 47.10 \times 0.7071 = 33.30 \text{ Ton.}$$

1.- Deslizamiento de la sección emergente.

La componente horizontal de la fuerza dinámica de la ola, tratará de hacer deslizar la sección emergente en el plano del N.M.A.

El caso más desfavorable se tendrá cuando el empuje es máximo y el peso del material de la sección emergente es mínimo. Este deslizamiento lo contraresta la fuerza de fricción en el plano de deslizamiento, y es igual a la fuerza total vertical multiplicada por el coeficiente de fricción.



El peso de la sección emergente será:

$$P_p = \frac{(14.00 + 7.00) \times 3.50}{2} \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2.3 \text{ Ton/m}^3 = 84.53 \text{ Ton.}$$

$$E_v = 33.30 \text{ Ton.}$$

$$F_v = P_p + E_v = 84.53 + 33.30 = 117.83 \text{ Ton.}$$

La fuerza de fricción en el plano de deslizamiento será:

$$F_f = F_v \mu = 117.83 \times 0.6 = 70 \text{ Ton.}$$

$$F_f = 70 \text{ Ton} > E_h = 33.30 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto no hay deslizamiento de la sección emergente.

2.- Presión de la sección emergente sobre la sección sumergida. En el plano horizontal correspondiente al N.M.A. se producirán esfuerzos debidos a las fuerzas activas que obran sobre la sección arriba de ese plano.

La distribución de esos esfuerzos es en general desigual, ya que para una uniformidad de esfuerzos se necesitaría que la resultante de todas las fuerzas pasará por el centro de gravedad del plano horizontal en estudio.

Como se vé en la fig.12 la resultante para dentro del tercio medio del plano donde se estudian los esfuerzos.

La ley de esfuerzos es en este caso un trapecio - con esfuerzos de compresión en todo el plano.

Se puede decir que hay un esfuerzo de compresión - máximo y otro mínimo, y que el esfuerzo máximo está en el - borde más cercano a la resultante.

La condición necesaria para que no existan tensio - nes es que la resultante se encuentre dentro del tercio me - dio o en su límite.

El valor del esfuerzo máximo de compresion es da - do por la siguiente fórmula:

$$P_c = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{l} \right)$$

en donde:

$P_c$  = fatiga a la compresión.

$\sum F_v$  = suma de las fuerzas verticales.

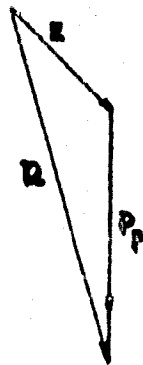
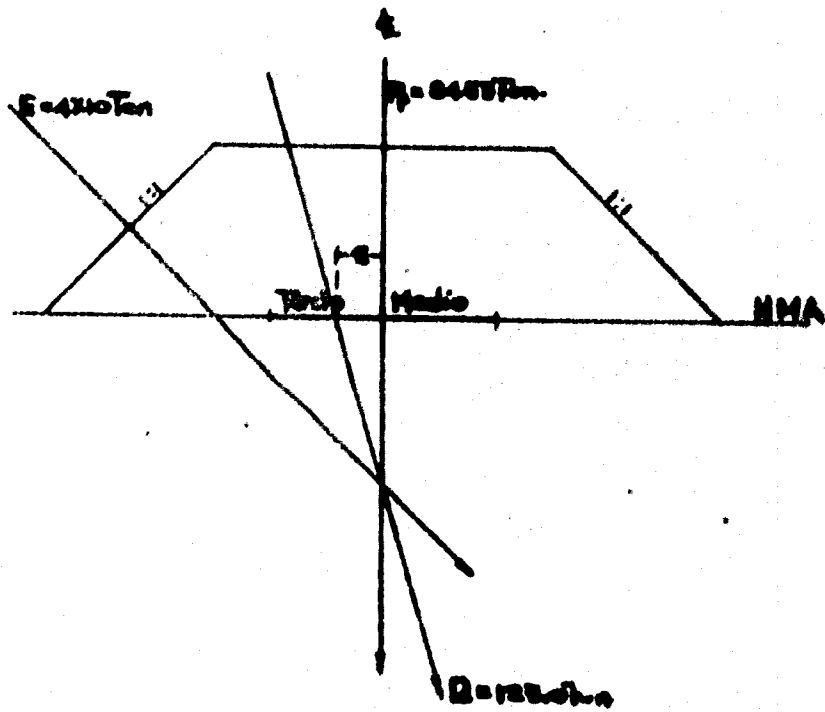
$A$  = área del plano sobre el cual actúan las  $F_v$ .

$e$  = excentricidad de la resultante.

$l$  = longitud de la base.

Por lo tanto:

$$\sum F_v = 117.83 \text{ Ton.}, A = 14.00 \text{ m}^2, \frac{\sum F_v}{A} = 8.375 \text{ Ton/m}^2.$$



Esc. L. 1:25  
Esc. F. 1:40

POSICION DE LA RESULTANTE  
EN EL PLANO DE SEPARACION DE LA S.E. Y LA S.S.

Fig: 13



$$P_c = 8.375 \left( 1 + \frac{6 \times 1.00}{14.00} \right)$$

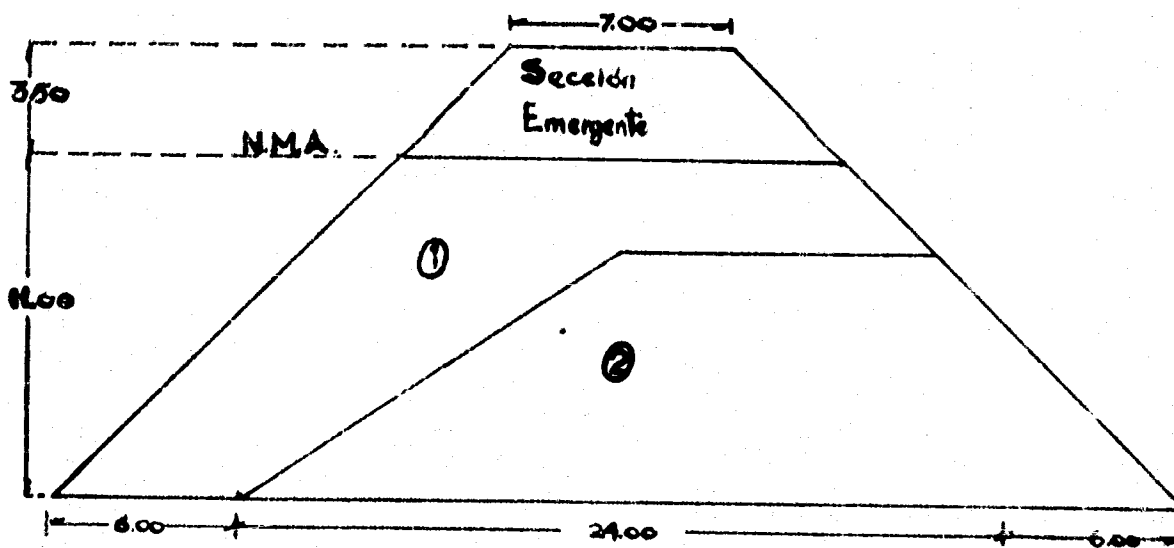
$$P_c^1 = 11.95 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_r = 14.00 \text{ Ton/m}^2.$$

Se deduce que los blocks de concreto trabajan sobrados a la compresión.

3.- Presión de la sección total sobre la base.

Al igual que en la condición anterior, se debe verificar la fatiga resistente a la compresión del material y la posición de la resultante.

En esta condición se verificará la fatiga resistente del terreno. Se procede en la misma forma que para la condición anterior.



El peso de la sección sumergida será:

$$1 = 115.20 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 1227 \text{ Kg/m}^3 = 141.50 \text{ Ton.}$$

$$2 = 159.60 \times 1 \text{ m} \times 727 \text{ Kg/m}^3 = \underline{115.80 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Total } 257.30 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza compondrá con la resultante obtenida de la sección emergente en el inciso anterior.

Con los valores encontrados gráficamente en la -- fig. 4 se calculará la presión máxima.

$$p = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 + \frac{6e}{l} \right)$$

$$\sum F_v = 375.13 \text{ Ton.}$$

$$A = 36.00 \text{ m}^2, \quad \frac{\sum F_v}{A} = 10.45 \frac{\text{Ton.}}{\text{m}^2}, \quad e = 0.40 \text{ m}, \quad l = 36.00$$

$$p = 10.45 \left( 1 + 0.067 \right)$$

$$p = 11.2 \text{ Ton/m}^2.$$

Por lo tanto deducimos que:

$$p = 11.2 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_r = 109 \text{ Ton/m}^2$$

y por lo tanto el material trabaja con mucha seguridad a la compresión.

Ahora examinemos la fatiga resistente del terreno.

$$p = 1.12 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_f = 2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como se vé, las fatigas encontradas son menores -- que las permisibles y se satisface la condición deseada.

La ley de esfuerzos es trapezoidal y no existen tensiones pues la resultante cae dentro del tercio medio.

4.- Deslizamiento de toda la sección.

La componente horizontal del empuje de la ola, -- tratará de hacer deslizar a toda la sección sobre su base.- Pero en base se originará una fuerza oponente.

Esta fuerza es igual a la suma de todas las fuerzas verticales por el coeficiente de fricción.

En la fig. 14 se encuentra el valor de la resultante de las fuerzas verticales.

$$\Sigma F_v = 375.13 \text{ Ton.}$$

El valor del empuje de la ola es:

$$E_h = 33.30 \text{ Ton.}$$

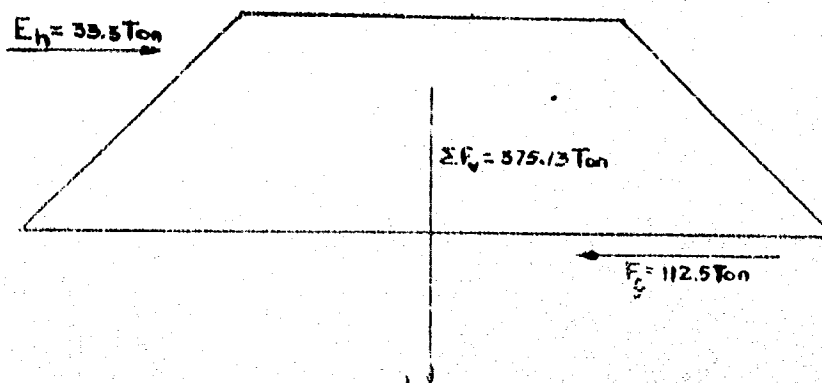
El coeficiente de fricción se aceptó de 0.3.

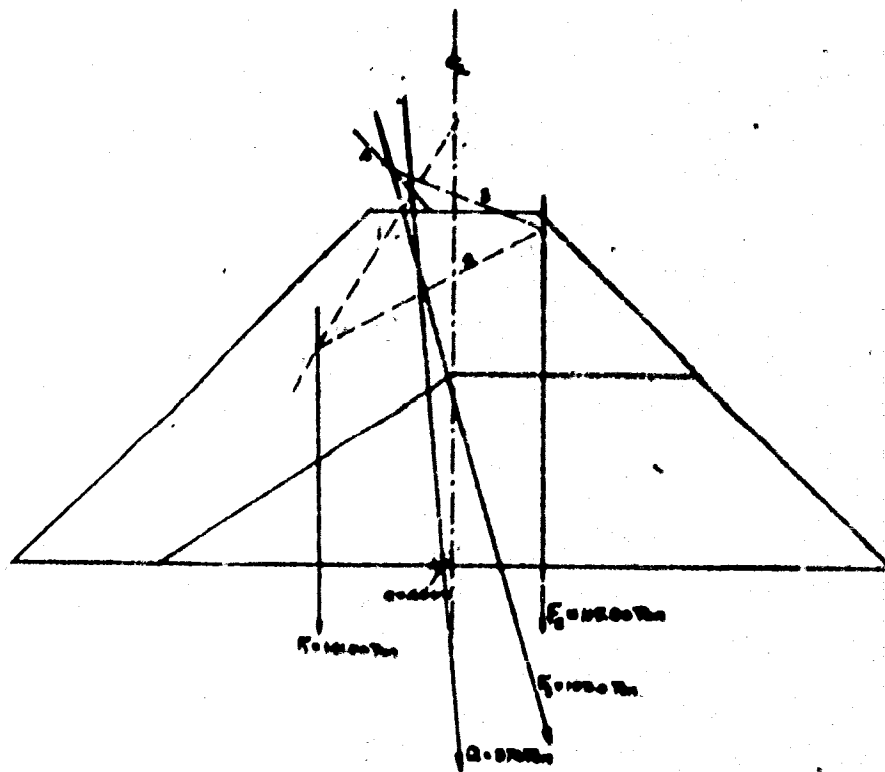
Entonces la fuerza de fricción es:

$$F_f = 375.13 \times 0.3 = 112.5 \text{ Ton.}$$

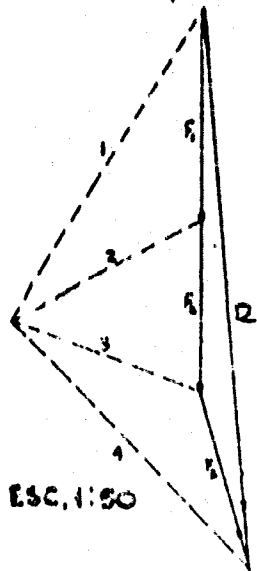
$$F_f = 112.5 \text{ T} > E_h = 33.30 \text{ T.}$$

Se afirma que la sección no deslizará.





ESC. L. 1:25  
 ESC. F. 1:80



ESC. 1:50

Fig. 14

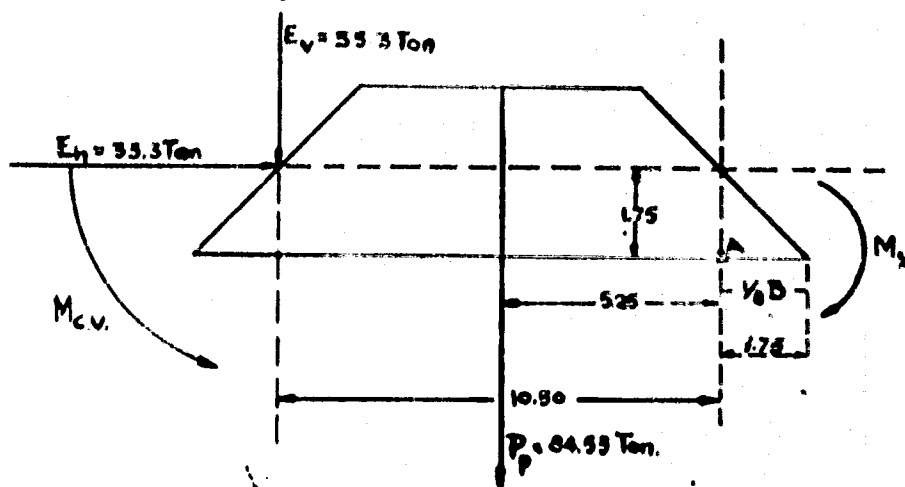
POSICIÓN DE LA RESULTANTE EN LA BASE DE LA SECCION TOTAL

5.- Volcamiento de la sección emergente.

La presión que transmite el empuje horizontal de la ola tiende a hacer girar a dicha sección alrededor del eje de punta que pasa por la arista interior de la base.

Este eje de volteo se considera dentro del plano del NMA y a una distancia igual a  $1/8$  del ancho de la base.

Este momento de volteo lo tratará de anular los momentos de las fuerzas verticales; momentos que se toman con respecto al eje de volteo.



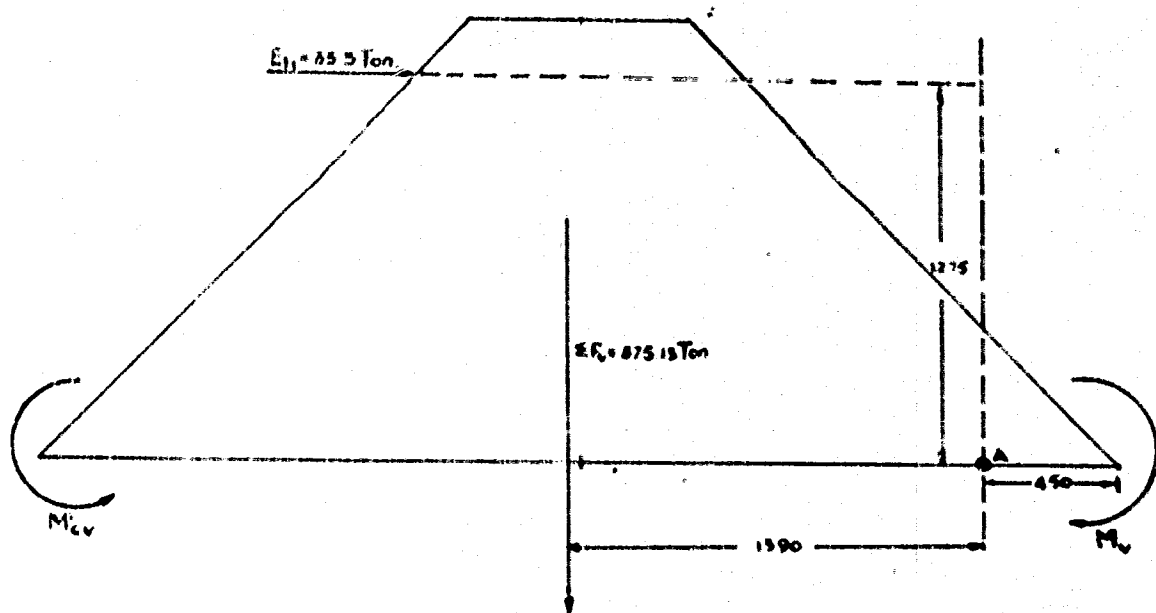
$$M_{cv} (t_{e0}) = -33.3T \times 1.75 \text{ m} = 58.20 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{cc} = 33.3 \times 10.50 + 84.53 \times 5.25 = 794 \text{ T/m.}$$

$$M_{cc} > M_v$$

Se deduce que no hay posibilidad de volteo de la sección emergente.

6.- Volcamiento de toda la sección.



$$M_v = 33.3 \times 12.75 = 424.0 \text{ Ton}$$

$$M_{o.v} = 375.13 \times 13.90 = 5210 \text{ Ton m.}$$

$\therefore M_{o.v} > M_v$  y no se producirá volteamiento en la sección.

7.- La resaca es producida por la ola al retirarse, después de ejercer el impacto. Cuando es de gran magnitud, tiende a socavar la base de apoyo de la escollera y para evitar esa socavación se propone depositar piedras de gran tamaño -

al pié de la escollera.

El aire comprimido es muy peligroso en escolleras de muro.

Es debido a la presión de la ola, pues el agua -- comprime el aire en las cavidades, produciendo presiones en todas direcciones.

En escolleras de enrocamiento y de blocks de concreto no hay posibilidad que ocurra este fenómeno debido al gran número de cavidades que permiten que el aire encuentre salida.

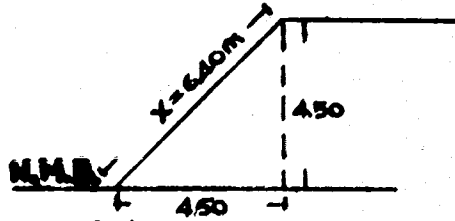
Lo mismo sucede con el Golpe de Arriete que se produce por el efecto de impacto del agua, pero debido al gran número de vacíos que se comunican entre sí no es de peligro.

De todas formas para evitar este tipo de esfuerzos se debe lograr que los enrocamientos se construyan con cierta graduación de los materiales.

La parte expuesta a la acción de las olas debe -- cubrirse con bloques pesados, ya sean naturales o artificiales y con las caras de menor tamaño al empuje de la ola, -- pues su resultante es proporcional al área sobre la que se ejerce la presión.

**B.) NIVEL DE MAREA BAJA MINIMA.**

Calcularemos el empuje para esta condición.



$$E = p \times A = 6.40 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 9.50 \text{ T/m}^2 = 61 \text{ Ton.}$$

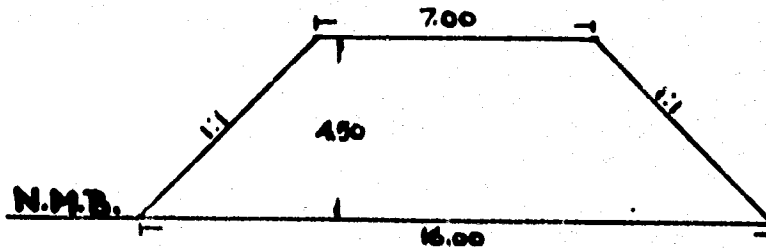
Las componentes horizontal ( $E_h$ ) y vertical ( $E_v$ ) - del empuje ( $E$ ) serán:

$$E_h = E_v = E \sin \alpha = 61 \times 0.7071 = 43 \text{ Ton.}$$

1.- Deslizamiento de la sección emergente.

Se procede en igual que en el caso de nivel de mareas altas (N.M.A.) máxima.

Primero se calculará el peso total de la sección-emergente.



$$P_p = \frac{(16.00 + 7.00) \times 4.50}{2} \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2.300 \text{ T/m}^3 = 119 \text{ T.}$$

$$E_v = 43 \text{ Ton.}$$

$$F_v = 119 \text{ Ton} + 43 \text{ Ton} = 162 \text{ Ton.}$$



La fuerza de fricción que se opondrá al deslizamiento será:

$$F_f = \mu F_v = 0.6 \times 162 = 97 \text{ Ton.}$$

$$F_f = 97 \text{ Ton} > E_h = 43 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto no hay posibilidad de deslizamiento.

Se vé, que el empuje aumenta, pues la superficie expuesta es mayor, pero también aumenta el peso propio que es suficiente para oponerse a la acción del deslizamiento.-

2.- Presión de la sección emergente sobre la sección sumergida. De acuerdo con lo expuesto anteriormente se debe verificar que la resultante de todas las fuerzas que actúan en la sección emergente pase dentro del tercio medio de la base para que haya tensiones y luego encontrar el esfuerzo máximo de compresión.

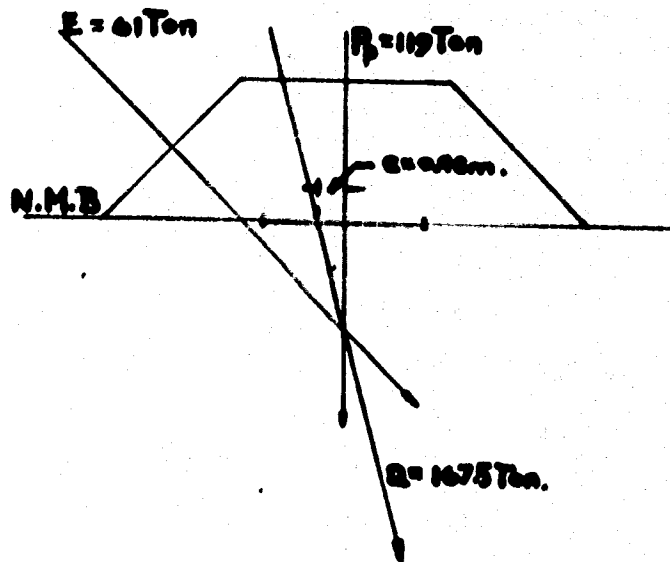
En la fig. 15 puede verse como la resultante pasa dentro del tercio medio de la base.

El valor del esfuerzo de compresión medio será:

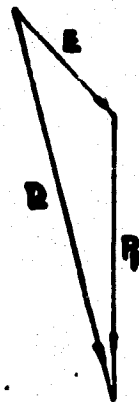
$$\frac{\Sigma F_v}{A} = \frac{162 \text{ Ton}}{16.00 \text{ m}^2} = 10.15 \text{ Ton/m}^2.$$

$$e = 0.98 \text{ m.}$$

$$l = 16.00 \text{ m.}$$



Esc. L. 1:20  
Esc. F. 1:50



POSICIÓN DE LA RESULTANTE EN EL PLANO DE  
SEPARACION DE LA SECCIÓN EMERGENTE Y SUMERGIDA

Fig:15

- 69 -

$$P_c^1 = \frac{\Sigma F_v}{A} (1 + \frac{6e}{I}) \dots$$

$$P_c^1 = 10.15 (1 + \frac{5.88}{16.00}) = 10.15 (1 + 0.368)$$

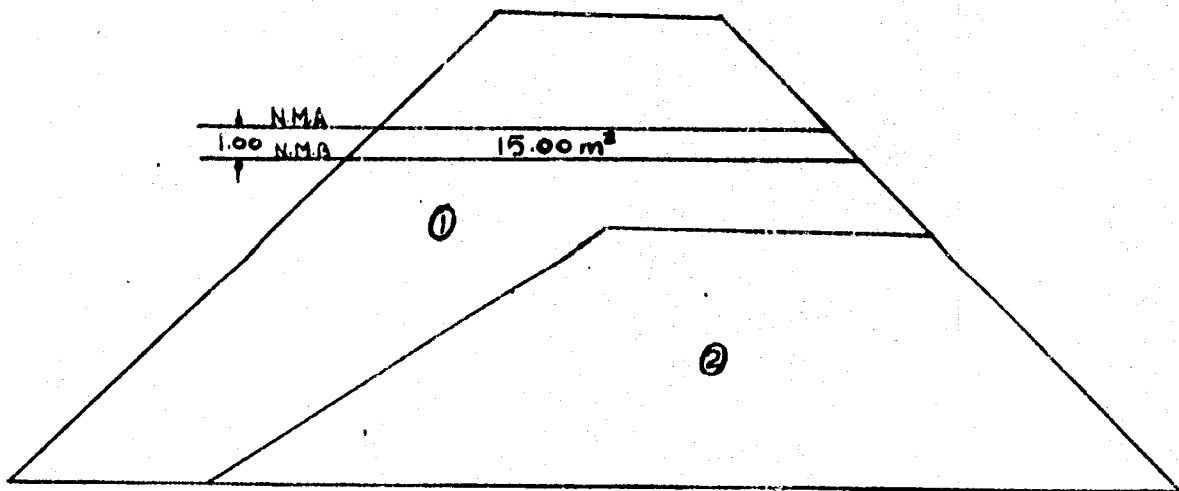
$$P_c^1 = 13.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_c^1 = 13.9 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_c = 1400 \text{ Ton/m}^2.$$

No hay peligro que falle el material de la sección sumergida a la compresión.

3.- Presión de la sección total sobre la base.

Para esta condición, se estudiará la posición de la resultante, la fatiga a la compresión y la fatiga resistente del terreno.



Se encontrará primero el peso del concreto de la sección sumergida. Si al peso encontrado de la sección sumergida al N.M.A., le restamos el peso de la sección correspondiente a la diferencia de niveles de marea, encontraremos el peso de la sección sumergida al N.M.B.

$$P_p' \text{ (N.M.A.)} = 141.50 \text{ Ton.}$$

$$\text{Dif. N.M.} = 15.00 \text{ m}^2 \times 1.227 \text{ Ton/m}^2 = 18.4 \text{ Ton.}$$

$$P_p = 141.50 - 18.40 = 123.10 \text{ Ton. (1)}$$

Ahora, el peso de la piedra será como en el caso anterior, igual a:

$$P_p = 115.80 \text{ Ton. (2)}$$

El peso total es:

$$P_T = 123.10 + 115.80$$

$$P_T = 238.90 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza se compondrá con la resultante obtenida de la sección emergente.

Con los valores encontrados gráficamente en la --  
fig. 16 se calculará la presión máxima a la compresión.

$$P_c' = \frac{\Sigma F_v}{A} \left( 1 + \frac{6e}{l} \right)$$

$$\frac{\Sigma F_v}{A} = \frac{400 \text{ Ton}}{36.00 \text{ m}^2} = 11.1 \text{ Ton/m}^2$$

$$e = 0.10 \text{ m.}$$

$$l = 36.00 \text{ m.}$$

$$P_c' = 11.1 \left( 1 + \frac{0.60}{36.00} \right)$$

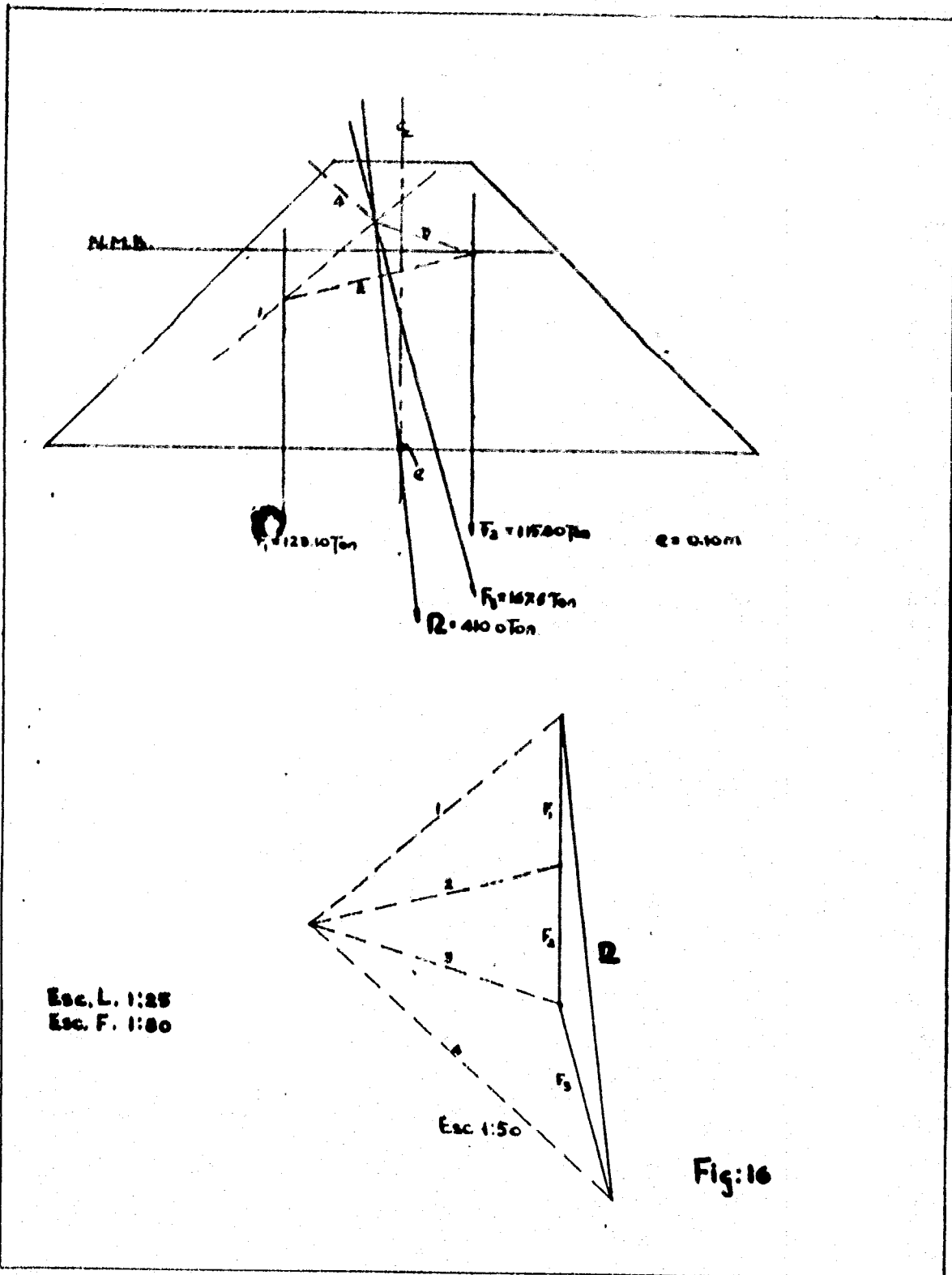
$$P_c' = 13.00 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_r = 100 \text{ Ton/m}^2$$

La fatiga del terreno es:

$$p = 1.3 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_r = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$$

La resultante pasa dentro del tercio medio, por lo  
que no habrá tensiones.

4.- Deslizamiento de toda la sección.



Encontraremos la fuerza de fricción  $F_f$  que ha de contrarrestar el empuje horizontal  $E_h$ , y así evitar el deslizamiento de la sección.

La resultante de las fuerzas verticales:

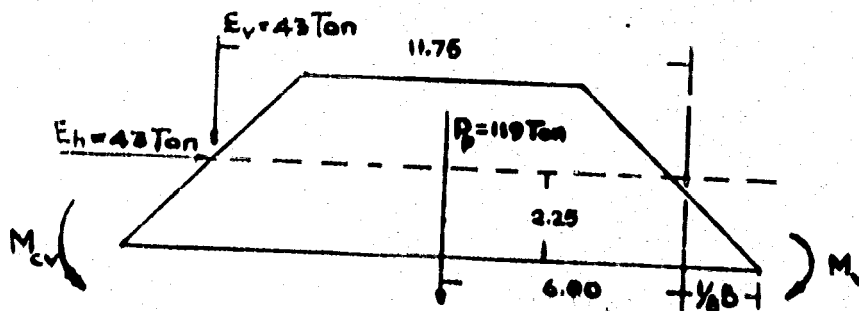
$$\Sigma F_v = 400.90 \text{ Ton y } E_h = 43.00 \text{ Ton.}$$

$$F_f = 400.90 \times 0.3 = 120.27 \text{ Ton.}$$

$$F_f = 120.27 \text{ Ton} > E_h = 43.00 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto no habrá deslizamiento.

5.- Volcamiento de la sección emergente.



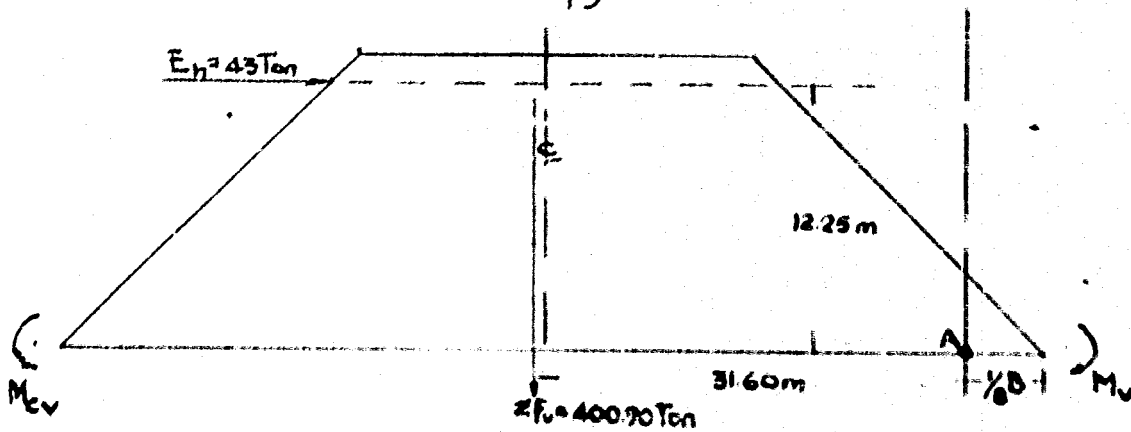
$$M_v = 43.00 \times 2.25 = 97.00 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{cv} = 43.00 \times 11.75 + 119.00 \times 6.00 = 1215 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{cv} > M_v$$

No habrá volcamiento.

Volcamiento de toda la sección.



$$M_v = 43.00 \times 12.25 = 526.75 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cv} = 400.90 \times 31.60 = 12668.44 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{cv} > M_v$$

No hay posibilidad de volteo.

#### 7.- Resaca, aire comprimido y golpe de Ariete.

Como se explicó antes, para estas condiciones no se calculan las escolleras, sino que se toman precauciones basadas en las experiencias adquiridas en obras ya construidas.

#### II.- SECCION DE MINIMA PROFUNDIDAD.

La mínima profundidad no se refiere a la sección de la escollera de menor profundidad, sino a aquella en la que todavía se encuentra sometida a la misma acción de las olas. Cuando la profundidad es igual a la altura de la ola, ésta rompe perdiendo fuerza; por lo cual esta profundidad



mínima deberá ser igual a la altura de la ola máxima, que en nuestro caso es de 5.70 m.

La altura total de la sección de mínima profundidad será de:

$$5.70 + 1.00 + 3.50 = 10.20 \text{ m.}$$

A) NIVEL DE MAREA ALTA MÁXIMA.

Siendo la misma superficie expuesta a las olas -- que en el caso de máxima profundidad, el empuje será el mismo.

$$E = 47.10 \text{ Ton.}$$

$$E_v = E_f = 33.30 \text{ Ton.}$$

1.- Deslizamiento de la sección emergente.

La sección emergente para este caso es igual que para el caso I (de máxima profundidad), por lo que los resultados serán los mismos.

Por lo tanto no habrá deslizamiento.

2.- Presión de la sección emergente sobre la sección sumergida.

Para esta condición también es la misma sección emergente que para el caso I, y se obtendrán los mismos resultados:

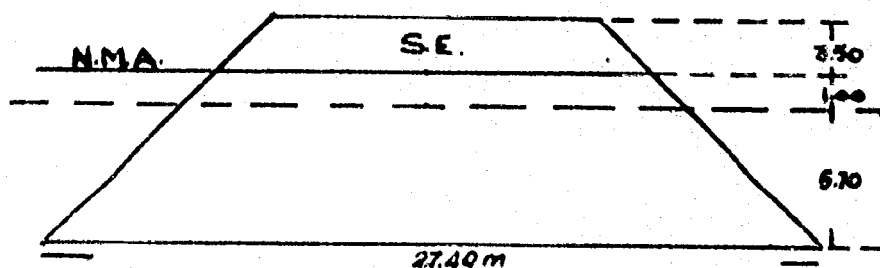
No habrá tensiones en el plano de separación y -- las fatigas de compresión serán menores que las de resistencia.

3.- Presión de la sección total sobre la base.

Se estudió la escollera para la presión total sobre la base, en la sección de máxima profundidad  $d = 10.00$  m. También se estudió la misma escollera para la presión de la sección emergente sobre la sumergida, es decir, en donde la profundidad  $d = 0$ .

Por lo tanto podemos deducir que si hemos estudiado esta condición para los casos límites de profundidad, -- cualquier sección de profundidad entre 0 y 10.00 m. será -- un caso intermedio en donde esta tercera condición quedará satisfecha.

4.- Deslizamiento de toda la sección.



El  $P_p$  de la S.E. es de = 84.53 Ton.

El  $P_p$  de la Sección Sumergida es de:  $\frac{(27.40 + 14.00)}{2} \times$

$$6.70 \times 0.727 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 101 \text{ Ton.}$$

La componente vertical del empuje  $E_v = 33.30 \text{ Ton.}$

$$\Sigma F_v = 218.83 \text{ Ton.}$$

$$F_f = 218.83 \times 0.3 = 65.649 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza de fricción debe contrarrestar a la --  
componente horizontal del empuje:

$$E_h = 33.30 \text{ Ton.}$$

$$F_f = 65.65 \text{ Ton} > E_h = 33.30 \text{ Ton.}$$

∴ No habrá deslizamiento.

#### 5.- Volcamiento de la sección emergente.

Esta condición es la misma que la que se estudió para el caso de máxima profundidad, por lo que no hay posibilidad de volteo.

#### 6.- Volcamiento de toda la sección.

Se han estudiado las posibilidades de volteo para  $d = 10.00 \text{ m.}$  y  $d = 0$ , por lo que, razonando en la misma forma como se hizo para el estudio de la presión de la sección total sobre la base, se resume que cualquier sección con pro-

fundidad entre 0 y 10.00 m. estará dentro de las condiciones de seguridad.

7.- Resaca, aire comprimido, etc.

Se toman las medidas expuestas en la hoja 65.

### B) NIVEL DE MAREA BAJA MINIMA.

1.- Deslizamiento de la sección emergente.

Esta sección emergente es la misma que para el caso de máxima profundidad y ya fué revisada favorablemente ya que no hay posibilidad de deslizamiento.

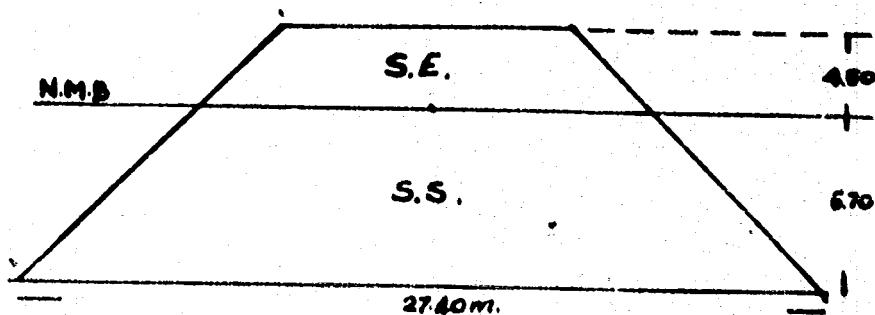
2.- Presión de la sección emergente sobre la sección sumergida.

Esta condición ya se estudió en el caso I.

3.- Presión de la sección total sobre la base.

Por las mismas razones expuestas en la hoja , no se estudiará esta condición, que es un caso intermedio-entre los estudiados con profundidades de 0 y 10 m.

4.- Deslizamiento de toda la sección.



El  $P_p$  de la S.E. es de: 119 Ton.

El  $P_p$  de la S.S. es de:  $\frac{(27.40 + 16.00)}{2} \times 5.70 \times 0.727 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$  -  
90 Ton.

La componente vertical del empuje  $E_v = 43$  Ton.

$\Sigma F_v = 252.00$  Ton.

$F_f = 252.00 \times 0.3 = 75.6$  Ton.

La fuerza de fricción que deberá contrarrestar -  
a la componente horizontal del empuje  $E_h = 43.00$  Ton.

$F_f = 75.6$  Ton  $>$   $E_h = 43.00$  Ton.

∴ No se deslizará la sección.

5.- Volcamiento de la sección emergente.

6.- Volcamiento de toda la sección.

7.- Resaca, etc.

Estas condiciones ya se estudiaron anteriormente.

Por último diremos que para el cálculo de la escollera NW se seguiría la misma secuela anterior, pero a priori se puede asegurar que la sección estudiada es suficiente para resistir el impacto y la presión de las olas provenientes del NE (dirección de los vientos reinantes), ya que los vientos que las originan son de menor magnitud en comparación a los vientos dominantes.

## CAPITULO V

### PRESUPUESTO DE LA OBRA

Volúmenes calculados.

Densidad de la piedra:

$$1.8 \text{ Ton/m}^3$$

Peso volumétrico de las escolleras:

$$0.727 \text{ Ton/m}^3$$

Volúmen geométrico de las escolleras:  $675,000 \text{ m}^3$ -

Equivalencia en peso:  $675,000 \times 0.727 = 490,000 \text{ T.}$

Se consideran los desperdicios de 50%, por lo tanto se debe disponer de piedra abundada como sigue:

$$v = 1,350,000 \text{ m}^3, p = 980,000 \text{ Ton.}$$

Cantidad de piedra en roca fija por derrumbar:

$$\frac{980,000}{1.8} = 545,000 \text{ m}^3$$

Plazo para entregar la obra:

$$T = 5 \text{ años.}$$

$$T = 5 \times 12 = 60 \text{ meses}$$

$$T = 60 \times 25 = 1500 \text{ días (dos turnos)}$$

$T = 1500 \times 16 = 24000$  horas.

Se necesitan producir diariamente  $365 \text{ m}^3$  de piedra.

### Cálculo de Equipo.

Fedrera en Tulija, Tab.

#### 1.- Barrenación.

Se dispondrán barrenos a  $3 \times 3 \text{ m.}$  y  $6 \text{ m.}$  de profundidad.

Volúmen de roca fija de un barreno =  $3 \times 3 \times 6 = 54 \text{ m}^3$

Para producir diariamente  $365 \text{ m}^3$  se necesitan:

$$\frac{365}{54} = 7 \text{ barrenos}$$

Un perforista hará  $2 \times 8 = 16 \text{ m.}$  de barreno por jornada. Luego se necesitan:

$$\frac{7 \times 6}{16} = 3 \text{ perforistas y 3 perforadoras}$$

33% en reparación  $\frac{1}{9}$  perforadoras.

#### 2.- Aire comprimido.

Para 3 pistolas en operación se necesitan:

2 pistolas x 91 p.c.m. = 182 p.c.m.

1 Wagondrills x 230 p.c.m. = 230 p.c.m.

Aire necesario: 412 p.c.m.

Requiriendo:

1 Compresora de 500 p.c.m.

1 Compresora de 315 p.c.m. para emergencia.

1 Compresora de 205 p.c.m. para taller.

3.- Palas.

Se necesitan mover 50 m<sup>3</sup>/hora (incluye selección y desperdicios de la piedra).

Se requiere:

Pala de 2 1/2 yds<sup>3</sup> = 1.91 m<sup>3</sup>.

Tiempo promedio por golpe = 1 minuto.

Paladas por horas 50

N° de palas  $\frac{50}{191 \times 50} = 1$  pala

Consideramos 2 palas.

3.- Tractores.- Para atrincherar en cantera.

2 Bulldozers D-8

4.- Transportes terrestres.

Piedra y desperdicios.

Rendimiento por horas: 3.85 x 12 = 46.20 m<sup>3</sup>/hora.-

Rendimiento diario, 1 turno: 46.20 x 8 = 369.60 m<sup>3</sup>.

N° de Euclides:  $\frac{500}{369.60} = 2$  unidades

33% reparación 1 unidad

Total 3 camiones Euclid.



Distancia de embarcadero a Escolleras = 2.00 Km.

Camiones Euclid Mod. T de 20 Ton = 12 m<sup>3</sup>.

1.16 viajes por hora.

Rendimiento por hora: 1.16 x 12 = 14 m<sup>3</sup>

Rendimiento diario, 1 turno: 14 x 8 = 112 m<sup>3</sup>.

N° de Euclides:  $\frac{500}{112} = 5$  unidades

33% en repar. 2 unidades

Total 7 camiones Euclid

- Transporte por agua.

Distancia 216 Km.

Se emplearán chalanes de 350 Ton.

Se cargarán 90 Ton y se utilizará 1 grúa de 20 -  
hora  
n. con rendimiento de 66 ton/hora.

Ciclo del convoy: 68 horas.

Se necesitan 4 chalanes de 350 Ton.

Equipo necesario:

1 grúa de 20 Ton. en embarcadero de carga.

1 grúa de 20 Ton en embarcadero de descarga.

4 chalanes de 350 Ton.

2 remolcadores de 370 H.P.

RESUMEN TOTAL DE EQUIPO

	U	P.U.	
Wagondrill de 230 p.c.m.	1	\$ 10,000	\$ 10,000
Pistola de 91 p.c.m.	2	" 2,000	" 4,000
Compresora de 500 p.c.m.	1	" 120,000	" 120,000
Compresora de 315 p.c.m.	1	" 90,000	" 90,000
Compresora de 205 p.c.m.	1	" 60,000	" 60,000
Palas de 2 1/2 yds. <sup>3</sup>	2	" 500,000	" 1000,000
Tractores D-8 con Bulldozer	2	" 200,000	" 400,000
Camiones Euclid Mod. T.	10	" 200,000	" 2000,000
Grúas de 20 T.	2	" 350,000	" 700,000
Chalanes de 350 T.	4	" 220,000	" 880,000
Remolcadores	2	" 400,000	" 800,000
Camión rediles 5 Ton.	2	" 35,000	" 70,000
Pick-up 1/2 Ton.	3	" 25,000	" 75,000
Lancha	2	" 30,000	" 60,000
Esquifa	2	" 5,000	" 10,000
			<u>\$ 6279,000</u>

GASTOS DE INSTALACION

	U.C.	C.U.	I.
a.- Pedrera.- Desmantelar, quemar y limpiar Ha.	150	200.00	300,000
2.- Construcción de campamentos:			
a.- Campamento en Tulijá a Chilapa			
Superintendencia	M <sup>2</sup> 100 "	200.00 "	20,000
Tomaduría de tiempo	" 50 "	150.00 "	7,500
Almacén	" 150 "	150.00 "	22,500
Sanatorio y primeros auxilios	" 50 "	150.00 "	7,500
Talleres	" 100 "	100.00 "	10,000
100 casa para trabajadores, de 24 M <sup>2</sup> cada una	" 2,400 "	40.00 "	96,000
Polvorín	Lote 1	5,000.00 "	5,000
Casa para empleados	M <sup>2</sup> 50	150.00 "	7,500
b.- Campamento para la residencia en Frontera, Tab.			
Superintendencia	M <sup>2</sup> 150	200.00 "	30,000
Tomaduría de tiempo	" 100 "	150.00 "	15,000
Almacén	" 300 "	150.00 "	45,000
Sanatorio y primeros auxilios	" 150 "	150.00 "	22,500
Talleres	" 200 "	100.00 "	20,000
100 casa para trabajadores	" 2400 "	40.00 "	96,000
5 casas para empleados	" 250 "	100.00 "	25,000
3.- Abastecimiento de agua:			
a.- En el campamento de Tulijá.			
Planta filtro para el agua	Lote 1 "	40,000.00 "	40,000
Bomba y Tanque distribución	" 1 "	15,000.00 "	15,000
Línea de distribución	" 1 "	15,000.00 "	15,000
Baño para trabajadores	" 1 "	10,000.00 "	10,000
Drenaje superficial aguas negras	" 1 "	10,000.00 "	10,000
b.- En el campamento de Frontera, Tab.			
Planta filtro para el agua	Lote 1 "	40,000.00 "	40,000
Bomba y tanque distribución	" 1 "	20,000.00 "	20,000
Línea de distribución	" 1 "	20,000.00 "	20,000
Baño para trabajadores	" 1 "	10,000.00 "	10,000
Drenaje superficial aguas negras	" 1 "	15,000.00 "	10,000
4.- Electrificación:			

	U.C.	C.U.	I.
a.- En el campamento de Tulijá. Planta de luz de 50 KW para iluminación y servicio Red de distribución para cantera y campamento	Lote 1	\$ 53,500.00	\$ 53,500
	" 1	" 30,000.00	" 30,000
b.- En el campamento de Frontera. Planta de luz de 50 KW Red de distribución para atracaero y escolleras	" 1	" 53,500.00	" 53,500
	" 1	" 40,000.00	" 40,000
5.-Red neumática:			
a.- En el campamento de Tulijá. Instalación con tubería 3" y accesorios	" 1	" 50,000.00	" 50,000
6.-Radio comunicación:			
Estaciones receptoras y trans- misoras en Frontera y Tulijá	Unid. 2	" 25,000.00	" 50,000
7.-Tanques para combustibles:			
Chalanes para Diesel y gaso- lina de 150 a 175 Ton.	" 2	" 140,000.00	" 280,000
8.-Oficinas Generales en Frontera:			
	Lote 1	" 30,000.00	" 30,000
9.-Maquinaria y Equipo de Taller:			
Torno de 4" x 12'	Pza. 1	" 10,000.00	" 10,000
Prensa hidráulica	" 1	" 2,500.00	" 2,500
Taladro vertical 1 1/2"	" 1	" 6,000.00	" 6,000
Fraguas con yunque	" 2	" 3,000.00	" 6,000
Equipos autógena	" 8	" 1,000.00	" 8,000
Tornillos de banco	" 4	" 500.00	" 2,000
Seguetas a motor.	" 2	" 4,000.00	" 8,000
Cabríos martinete	" 2	" 2,500.00	" 5,000
Grúa Hyster	" 2	" 60,000.00	" 120,000
Sierras de banco para madera	" 2	" 2,000.00	" 4,000
Esmerilas a motor	" 4	" 1,000.00	" 4,000
Taladro neumático de 1"	" 1	" 3,000.00	" 3,000
Diferenciales de 50 Ton.	" 4	" 2,500.00	" 10,000
Fresadora	" 1	" 80,000.00	" 80,000
Cepillo de codo	" 1	" 25,000.00	" 25,000
Soldadoras eléctricas de 300 Amp.	" 4	" 20,000.00	" 80,000

	U.C.	C.U.	I.
Gatos hidráulicos de 50 Ton.	Pza. 2	\$ 2,500.00	\$ 5,000
Asentadora de válvulas	" 1	" 4,000.00	" 4,000
Rectificadora de cilindros	" 1	" 5,000.00	" 5,000
Equipo para reparar llantas Tungar	" 2	" 10,000.00	" 20,000
Equipos de Buzo	" 2	" 3,000.00	" 6,000
Equipos varios, herramientas mano, etc.	" 2	" 10,000.00	" 20,000
Caballería	Lote 1	" 50,000.00	" 50,000
Atracaderos:	" 1	" 15,000.00	" 15,000
Uno en Tulijá y dos en Frontera	" 3	" 40,000.00	" 120,000
Báscula	Pza. 1	" 100,000.00	" 100,000

Fletes 10%

Importe Total: \$ 2484,900

Cubicaciones. - Las secciones correspondientes del N.M.B. a la corona, son constantes en toda la longitud de las escolleras y sus volúmenes serán:

Volúmen de concreto de la S.E.:

$$9000.00 \text{ m} \times 52.00 \text{ m}^2 = 468000 \text{ m}^3.$$

Volúmen de concreto abajo del N.M.B.:

$$9000.00 \text{ m} \times 45.00 \text{ m}^2 = 405000 \text{ m}^3.$$

El total de m<sup>3</sup> de concreto es:

$$V_t = 873000 \text{ m}^3$$

Costo Unitario del m<sup>3</sup>.

Análisis	\$/m <sup>3</sup>
Armado de los moldes	0.75
Grava	72.39

	\$/m <sup>3</sup>
Arena	26.82
Cemento	126.00
Agua (27 lts)	0.13
Revolvedora (1 yd <sup>3</sup> )	23.10
Curado	1.68
Descimbrado	0.75
Cargar blocks al chalán con grúa de 20 Ton.	3.00
Colocación de blocks	4.50
	<u>\$ 258.12</u>
12.5% Administración	32.25
	<u>290.37</u>
15% Utilidad	43.50
	<u>\$ 333.87</u>

Importe total del concreto:

$$873,000 \text{ m}^3 \times 333.87 = \$295,000,000.00$$

Costo por Tonelada colocada en la escollera	\$ 46.01
12.5% Administración	<u>5.75</u>
	51.76
15% Utilidad	<u>7.76</u>
	<u>\$ 59.52</u>

RESUMEN:

COSTO DE LA OBRA:

Piedra: 980,000 x 59.52 =	\$ 58,200,000.00
Concreto: 873,000 x 333.87 =	<u>\$295,000,000.00</u>
	<u>\$353,200,000.00</u>