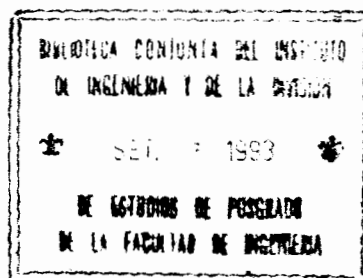


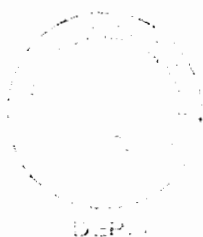
LICUACION INDUCIDA EN LOS SEDIMENTOS
DEL FONDO DEL MAR POR EL OLEAJE



SUMMARY IN ENGLISH OF THE PAPER
"LIQUEFACTION INDUCED IN THE SEA BED
SEDIMENTS DUE TO WAVE ACTION"

LEONARDO ZEEVAERT

PROFESOR EMÉRITO DE INGENIERÍA CIVIL,
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM.



F-DEPT/
D-65
1986
ES 11

El contenido expresado en esta obra es responsabilidad del autor.

LICUACION INDUCIDA EN LOS SEDIMENTOS DEL FONDO DEL MAR
POR EL OLEAJE

Leonardo Zeevaert*

SINOPSIS

Recientemente se ha puesto mucho interés a la atenuación con la profundidad de la presión del agua de poro en depósitos de suelos finos en el fondo del mar debido a la acción del oleaje. Este fenómeno encuentra aplicación en problemas de estabilidad de estructuras que apoyan en el lecho del mar, como muros, rompeolas, cimentaciones con pilotes, etc., y en presas cuando el nivel del agua en el embalse es sometido a una reducción repentina. Muy importantes pueden ser los problemas que se suscitan en suelos sin cohesión, como arenas finas limosas, donde se tienen que contemplar valores pequeños del coeficiente de consolidación.

En 1958 el autor tuvo la oportunidad de observar e investigar la estabilidad de espigones de roca construidos en 1911 para proporcionar una entrada lateral a la desembocadura del Río Grijalva en el Estado de Tabasco, México. Los espigones fallaron por penetración gradual de las rocas en la arena fina del lecho del mar.

* Profesor en la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, (DEPFI), UNAM. México, D.F., marzo 1986. El resumen de este trabajo se presentó para la 20a. Conferencia Internacional de Ingeniería de Costas, en Taiwan, República de China.

El autor concluyó que el hundimiento podría atribuirse principalmente a la "Licuación Espontánea" de la arena fina al pasar el oleaje al pie de los espigones. La licuación espontánea se visualiza como una acción de bombeo en la arena fina al paso del oleaje. Por tanto, permite una penetración gradual de las rocas grandes en la arena, hasta una profundidad a la cual los esfuerzos efectivos en la arena contrarrestan el exceso de la presión del agua de poro inducida. Este fenómeno fue reportado por el autor en 1958,^{(1),(2)}.

El trabajo presenta un método teórico-práctico para estimar la atenuación de la presión del agua de poro inducida en los depósitos del subsuelo del fondo del mar por el oleaje. El método de cálculo se basa en la teoría de consolidación de Terzaghi.

El procedimiento propuesto se constata contra observaciones de campo de dos estaciones de observación, una en la Costa de California, U.S.A. y la otra en el Nuevo Puerto Exterior en Zeebrügge, Bélgica.

INTRODUCCION

De acuerdo a la teoría de consolidación del profesor Terzaghi, el "coeficiente de consolidación" se expresa como sigue:

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (1)$$

En las arenas limosas se pueden esperar coeficientes de permeabilidad del orden de $5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$ y coeficientes de compresibilidad volumétrica unitaria del orden de $5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$. Por tanto, la magnitud de c_v para estos suelos es aproximadamente

$$c_v = \frac{5 \times 10^{-3}}{5 \times 10^{-3} \cdot 10^{-3}} = 1000 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

La expresión (1) indica que para un valor fijo aproximado de k , un suelo compacto con valores bajos de m_v , se puede consolidar más rápidamente. El coeficiente de consolidación c_v , es por consiguiente un parámetro muy ---

importante en el proceso de consolidación de los suelos.

Se puede aseverar que una solución teórica, del problema relacionado con la presión del agua de poro en los sedimentos del mar inducida por el oleaje, es un problema matemático difícil. Se han hecho intentos por varios autores usando varias hipótesis para resolver este problema. Estos trabajos pueden encontrarse en la literatura; Madsen, Linn Finn, Seed y otros. Sin embargo, el autor pensando como ingeniero práctico, se ha preocupado por encontrar una herramienta sencilla, con fundamento teórico como base, que pueda usarse en la práctica profesional sin necesidad del uso de computadoras potentes, y por tanto, al alcance del ingeniero geotécnico práctico. El método propuesto debe de tener una aproximación suficiente para poder ser usado en la práctica. Para lo cual, es necesario verificar las estimaciones teóricas con los resultados de mediciones en el campo. La constatación proporcionará las limitaciones del método y la forma de usarlo en la estabilidad de cimentaciones apoyadas en el lecho del mar.

CONSIDERACIONES TEORICO-PRACTICAS

El autor establece la base teórica usando la teoría de consolidación de Terzaghi, con la excepción de considerar que la estructura del suelo se encuentra casi saturada y que el sistema aire-agua es compresible. El problema estriba en establecer la ecuación diferencial del proceso de consolidación en estas condiciones.

Llamemos:

m_{vs} , al coeficiente convencional de compresibilidad volumétrica unitaria definido por Terzaghi y obtenido en pruebas del odómetro.

m_{aw} , al coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria del sistema aire-agua.

k , al coeficiente de permeabilidad del suelo.

Consideremos que un depósito con espesor H se comprime bajo una carga constante. El flujo del agua se verifica únicamente en sentido vertical. La deformación y flujo del agua en sentido horizontal se considera muy pequeño o bien igual a cero, esto es, las condiciones del modelo que se representan por el odómetro y los parámetros ahí obtenidos bajo condiciones ideales se consideran válidas.

Por tanto, la descarga elemental del agua por unidad de superficie de un elemento con espesor dz , Fig. 1, es

$$dq = k \frac{\partial i}{\partial z} dz \quad (2)$$

el gradiente de presión es

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3)$$

Por consiguiente, la descarga unitaria elemental del agua en la lámina del suelo con espesor dz es

$$dq = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \quad (4)$$

La pérdida del agua y la compresión de la mezcla aire-agua producen un cambio igual en el volumen unitario del suelo en la lámina diferencial, por consiguiente, la variación en el cambio volumétrico unitario es

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial \epsilon_{vs}}{\partial t} + \frac{\partial \epsilon_{aw}}{\partial t} \quad (5)$$

en donde

$\frac{\partial \epsilon_{vs}}{\partial t}$, variación de la deformación volumétrica unitaria en el esqueleto del suelo.

$\frac{\partial \epsilon_{aw}}{\partial t}$, variación de la deformación volumétrica unitaria en el sistema aire-agua.

De (4) y (5) escribimos

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \left(\frac{\partial \epsilon_{vs}}{\partial t} + \frac{\partial \epsilon_{aw}}{\partial t} \right)$$

Además, de acuerdo con la teoría, se considera que la deformación volumétrica unitaria de la estructura del suelo se efectúa con un esfuerzo efectivo σ , por tanto, $\epsilon_{vs} = m_{vs} \sigma$, y la del sistema aire-agua con la presión hidráulica u , por tanto $\epsilon_{aw} = m_{aw} \cdot u$. Entonces la ec. 6 queda como sigue

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - (m_{vs} \frac{\partial \sigma}{\partial t} + m_{aw} \frac{\partial u}{\partial t}) \quad (7)$$

pero durante la consolidación, en el sistema aire-agua casi-saturado del suelo, $\frac{\partial \sigma}{\partial t} \approx - \frac{\partial u}{\partial t}$, de donde finalmente de la ec. (7) se obtiene:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = (m_{vs} - m_{aw}) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (8)$$

Observamos de la ec. (8) que el coeficiente de consolidación definido por Terzaghi incluyendo la compresibilidad del sistema aire-agua es

$$\bar{c}_v = \frac{k}{\gamma_w (m_{vs} - m_{aw})} \quad (9)$$

Llamemos $m_v = (m_{vs} - m_{aw})$ al coeficiente equivalente de compresibilidad volumétrica unitaria. La ec. (8) puede escribirse como sigue

$$\bar{c}_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10)$$

Nótese de la ec. (9), que $\bar{c}_v$ es mayor cuando se incluye el valor de m_{aw} , por consiguiente, el proceso de consolidación se verifica más rápidamente.

El sistema aire-agua se considera aquí como el agua de poro que contiene aire en solución y burbujas microscópicas. Terzaghi-Fröhlich⁽³⁾ resuelven la ec. 10 para diferentes condiciones de frontera suponiendo que $\bar{c}_v$ permanece

constante durante el proceso de consolidación. Esta hipótesis puede ser casi cierta para aplicación de cargas pequeñas y depósitos de suelos uniformes y casi saturados,⁽⁵⁾.

El valor aproximado de la compresibilidad del sistema aire-agua puede estimarse por medio de la siguiente expresión

$$m_{aw} = m_{va} + m_{vw} \quad (11)$$

en donde el valor de

m_{vw} , es la compresibilidad del agua pura. Recientemente (1964) se encontró⁽⁴⁾ que el agua se comporta elásticamente con un coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de $4 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{Kg}$, para el agua de mar.

Por otro lado, el autor encuentra⁽⁵⁾ para

$$m_{va} = \frac{n\{1 - \%S(1 - \alpha)\}}{p_a + w_i \pm \Delta u} \quad (12)$$

aquí

n , porosidad del suelo

$\%S$, grado de saturación

α , contenido de aire en el agua, según Henry, para 1000 c.c. a una atmósfera y 20° C: $\alpha = 0.017$

p_a , presión atmosférica

w_i , presión inicial en el agua de poro

Δu , cambio en la presión del agua de poro

De la ec. (12) se observa que m_{va} es función del cambio en la presión hidráulica. Así también, se sabe que el valor de m_{vs} es una función del nivel de esfuerzos, esto es, del nivel del esfuerzo octahédrico en el subsuelo, y

puede expresarse en función del esfuerzo vertical $\bar{\gamma}z$. En donde $\bar{\gamma}$ es el peso unitario sumergido del suelo.

Según las condiciones antes mencionadas, la solución de la ec. (10) puede complicarse. Sin embargo, puede ser resuelta efectuando hipótesis simplificadoras para poder usar la solución de Terzaghi para su uso en ingeniería práctica.

Con este propósito, los parámetros involucrados deben de promediarse cuidadosamente, y sólo cuando no presenten grandes diferencias en los estratos del subsuelo. Para aprender la aplicación de la teoría, ésta debe ser verificada con las mediciones de campo. Para proporcionar una idea de cómo pueden promediarse los valores de m_v , se presentan los siguientes cálculos

(1), m_{vs} , valores en caso de suelos sin cohesión⁽⁶⁾

$$m_{vs} = v_c C_0 \sigma_c^{-n} \text{ cm}^2/\text{Kg} \quad (13)$$

aquí

$$v_c = (1 + v) (1 - 2v)/(1 - v),$$

v ; relación de Poisson

C_0, n son coeficientes función de la densidad del suelo

σ_c = esfuerzo octahédrico, $\sigma_c = (1 + 2K_0) \sigma_v/3$ para $K_0 = 1/2$ y $\bar{\gamma}$ constante con la profundidad $\sigma_c = 2\bar{\gamma}z/3$.

De acuerdo a la ec. (13) el valor medio del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de un depósito de arena de espesor H es

$$(m_{vs}) = \frac{1}{H} v_c C_0 \left(\frac{2}{3} \bar{\gamma} \right)^{-n} \int_0^H z^{-n} dz \quad (14)$$

integrando

$$(m_{vs}) = \frac{v_c \cdot C_0}{1 - n} \left(\frac{2}{3} \bar{\gamma} H \right)^{-n} \quad (15)$$

para una arena fina bien graduada⁽⁴⁾

$$C_0 = 3 \times 10^{-3}, \quad n = 0.45, \quad v_c = 0.7, \quad \bar{\gamma} = 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$$

y si $H = 1000 \text{ cm}$, se obtiene: $m_{vs} = 4.5823 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

(2) para estimar como primera aproximación el orden de magnitud de (m_{va}) , suponemos % $S = 1$, $\alpha = 0.017$, la porosidad $n = 0.35$ y $w_i = \gamma_w(D+Z)$.

Por consiguiente de la ec. (12)

$$m_{va} \cong n\alpha / \{p_a + \gamma_w (D + z)\}$$

en donde γ_w es el peso unitario del agua y D la profundidad del lecho del mar desde el nivel medio del mar.

Un valor medio aproximado es

$$(m_{va}) \cong \frac{n\alpha}{H} \int_0^H \frac{dz}{p_a + \gamma_w(D + z)}$$

integrando

$$(m_{va}) \cong \frac{n\alpha}{\gamma_w H} \ln \frac{p_a + \gamma_w(D + H)}{p_a + \gamma_w D} \quad (16)$$

si $n = 0.35$, $\alpha = 0.017$, $D = 6.0 \text{ m}$ y $H = 10 \text{ m}$, se obtiene de la ec. (16) $m_{va} = 2.888 \times 10^{-3}$, además, $m_{vw} = 4 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{Kg}$. Por consiguiente, $m_{aw} = 2.9288 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$, proporciona el orden de magnitud de $(m_{va} + m_{vw})$.

De los valores citados podremos estimar el coeficiente equivalente de la compresibilidad volumétrica unitaria $m_v = m_{vs} - m_{vw}$, por tanto

$$\begin{aligned} m_v &= 4.5823 \times 10^{-3} - 2.9288 \times 10^{-3} \\ &= 1.6535 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned} \quad (17)$$

Si el coeficiente de permeabilidad del suelo en cuestión es $k = 2.72 \times 10^{-2}$ cm/seg. Entonces, el coeficiente equivalente de consolidación toma el valor

$$c_v = \frac{2.72 \times 10^{-2}}{1.6535 \times 10^{-6}} = 1.645 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{seg} \quad (18)$$

La solución de la ec. (10) dada por Terzaghi-Fröhlich⁽³⁾ puede aplicarse para la acción del oleaje y obtener el orden de magnitud del exceso en la presión del agua de poro en los depósitos del fondo del mar y, por tanto, la atenuación de dicha presión producida por la amplitud w_0 de la presión del agua sobre la superficie del fondo del mar. Para este propósito se debe conocer el espectro de la presión del oleaje en función del tiempo sobre la superficie del lecho del mar, llamémosle $w = f(t)$. Además, llamemos a la presión diferencial del agua de poro; $du = dw \cdot T(z, t)$, correspondiente a un incremento o decremento de dicha presión del agua.

La presión diferencial del oleaje sobre el lecho del mar en el tiempo $(t - \tau)$ es $dw = f'(t - \tau)d\tau$. Por consiguiente, la respuesta de la presión del agua de poro en el tiempo t a la profundidad z en los sedimentos del fondo del mar es

$$u = \int_0^t f'(t - \tau) \times T(z, \tau) d\tau \quad (19)$$

Para fines prácticos, supongamos del lado de la seguridad que la presión del agua sobre el lecho del mar tiene un espectro senoidal, por tanto, $w = w_0 \sin pt$, y el incremento de presión en el tiempo $(t - \tau)$: $dw = w_0 p \cdot \cos p(t - \tau)d\tau$ aplicando la ec. (19) obtenemos

$$u = w_0 p \int_0^t \cos p(t - \tau) \cdot T(z, \tau) d\tau \quad (20)$$

Se pueden considerar tres casos

- I El depósito del fondo del mar está limitado por un estrato permeable donde la presión hidráulica permanece constante.
- II El depósito del fondo del mar está limitado por una base impermeable y rígida.
- III El depósito del fondo del mar tiene profundidad ilimitada.

El procedimiento propuesto puede ser aplicado a cualquier depósito de suelo compresible, de arcilla o arena, siempre y cuando los valores de los parámetros puedan ser debidamente asignados y promediados. Después del primer cálculo se verifican los parámetros y se ajustan, si se hace necesario, al nivel de esfuerzos y presión hidráulica y se repite el cálculo.

El efecto de un espectro senoidal del oleaje sobre el lecho del mar se muestra en forma cualitativa en la Fig. 2. Cuando el valle de la ola pasa el punto A se produce una reducción momentánea de la presión del agua de poro y un flujo ascendente del agua en el suelo con atenuación con la profundidad. Cuando la cresta de la ola pasa por el punto A se induce un incremento momentáneo de la presión del agua de poro y un flujo descendente del agua en el suelo con atenuación con la profundidad.

Como ejemplo, del método propuesto se presenta una aplicación para los casos II y III.

CASO II

El depósito se considera drenado en la superficie y descansa sobre un estrato impermeable y rígido, de espesor H. En este caso, la isocrona⁽³⁾ para

la aplicación de una presión del agua w_0 en forma instantánea

$$u = w_0 \sum_{m=1}^{m=\infty} A_m e^{-a_m \cdot t} \quad (21)$$

aquí

$$A_m = \frac{4}{(2m-1)\pi} \operatorname{sen} (2m-1) \frac{\pi}{2} \frac{z}{H}$$

$$a_m = (2m-1)^2 \pi^2 \bar{c}_v / 4H^2$$

Usando la ec. (20) la respuesta de la presión en el agua de poro es

$$u = w_0 \sum_{m=1}^{m=\infty} A_m \int_0^t \cos p(t-\tau) e^{-a_m \tau} d\tau \quad (22)$$

Por la integración de la ec. (22) se obtiene el siguiente valor

$$u = w_0 \sum_{m=1}^{m=\infty} \frac{A_m}{1 + (a_m/p)^2} \left\{ \operatorname{sen} pt + \frac{a_m}{p} (\cos pt - e^{-a_m t}) \right\} \quad (23)$$

La solución de la ec. (23) puede ilustrarse con los parámetros antes de terminados, $\bar{c}_v = 1.645 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{seg}$, $H = 1000 \text{ cm}$, el período medio del tren de olas $T_w = 10 \text{ seg}$, por tanto, $p = 0.628$ y $a_m = (2m-1)^2 4.0589 \times 10^{-2}$. Usando estos datos se calculó la ec. (23) para valores máximos de w_0 , y para el siguiente número de olas:

$$t = \frac{1}{4} T_w = 2.5 \text{ seg}$$

$$t = 6 \text{ olas} + \frac{1}{4} T_w = 62.5 \text{ seg}$$

$$t = 12 \text{ olas} + \frac{1}{4} T_w = 122.5 \text{ seg}$$

$$t = 100 \text{ olas} + \frac{1}{4} T_w = 1002.5 \text{ seg}$$

Los resultados del análisis se consignan en forma gráfica en las Figs. 3 y 4, de donde se concluye que el incremento de la presión del agua de poro decrece ligeramente con el número de olas.

Para fines prácticos supongamos $w_0 = -3T/m^2$ la amplitud de la presión correspondiente en el valle de la ola sobre la superficie del lecho del mar a una profundidad de 6.0 m. Para $t = 2.5 \text{ seg}$, 122.5 seg y 1002.5 seg respectivamente, se puede reconocer que los esfuerzos efectivos en los sedimentos del fondo del mar se reducen a $\sigma_z = \bar{\gamma}z - u_z$. Para una profundidad de 3 m, $\sigma_z \approx 0$. Por consiguiente, se puede esperar "licuación espontánea" de la arena limosa fina hasta 3 m de profundidad. Por tanto, la capacidad de carga de una cimentación sobre el lecho del mar puede afectarse seriamente.

CASO III

La configuración aproximada de la presión del agua de poro en un depósito de espesor muy grande se puede obtener de la solución de Terzaghi-Fröhlich⁽³⁾ cuando la superficie libre del agua decrece o se incrementa en forma inmediata

$$u = w_0 G(\xi) \quad (24)$$

en donde

$$G(\xi) = \frac{2}{\pi} \int_0^\xi e^{-\xi^2} d\xi, \text{ y } \xi = \frac{z}{\sqrt{4\bar{c}_v t}}$$

Por consiguiente, aplicando la ec. (20), la respuesta de la presión del agua de poro basada en un espectro senoidal de la presión del agua sobre la

superficie del lecho del mar se expresa como sigue

$$u = w_0 p \int_0^t \cos(p - \tau) \cdot G(z/\sqrt{4\bar{c}_v \tau}) d\tau \quad (25)$$

La ec. (25) es difícil de calcular, por consiguiente, el autor ha reemplazado la función $G(\xi)$ por una equivalente simple que permita ser integrada por métodos numéricos corrientes.

El autor encuentra que

$$G(\xi) \approx \sin \xi,$$

en donde $\xi < 1.57$ y para valores $\xi > 1.57$, $\sin \xi = 1$. De donde la ec. 25 resulta

$$u = w_0 p \int_0^t \cos p(t - \tau) \cdot \sin \frac{z}{\sqrt{4\bar{c}_v \tau}} d\tau \quad (26)$$

La ec. (26) puede resolverse por incrementos finitos. Usemos N incrementos iguales $\Delta\tau$, de tal manera que $N = \frac{t}{\Delta\tau}$, $t = N\Delta\tau$ y $\tau = n\Delta\tau$. Por consiguiente la ec. (26) para la integración numérica puede escribirse como sigue

$$u = w_0 p \Delta\tau \sum_{n=1}^N \cos p\Delta\tau (N - n) \sin \frac{z}{\sqrt{4\bar{c}_v}} (n\Delta\tau)^{-1/2} \quad (27)$$

Para proporcionar un ejemplo de la presión del agua de poro inducida por una presión senoidal sobre la superficie del lecho del mar, se usarán los siguientes parámetros: $\bar{c}_v = 1.645 \times 10^{-4}$ cm/seg, $T_w = 10$ seg, $\Delta\tau = 0.25$ seg y calculando para $t = 2.5$ seg y $t = 122.5$ seg, correspondiendo a $\frac{1}{4}$ de onda y $12\frac{1}{4}$ de ondas, respectivamente, se obtienen los resultados que se consiguen en forma gráfica en la Fig 5. Para este caso en particular la atenuación de la presión con la profundidad es $w_z = w_0 - u_z$ y los esfuerzos efectivos $\sigma_z = \bar{\gamma}z - u_z$. De la Fig 5 se puede observar la acción de una "licuación

espontánea" hasta una profundidad aproximada de 4.0 m.

TEORIA CONTRA OBSERVACIONES

Para el uso práctico es importante constatar la configuración teórica de la presión del agua de poro, tratada en párrafos anteriores, con mediciones de campo en estaciones observacionales bien instrumentadas.

En la costa de California, USA, Cross et. al.⁽⁷⁾ reportan la atenuación de la presión del agua de poro en un depósito del fondo del mar debido a la acción del oleaje. El autor ha examinado la información publicada y ha tomado para comparación con la teoría expuesta los valores medios correspondientes a un tren de olas con $H = 2.30$ m, como muestra la Fig 6. La información no se reporta completa por lo que respecta a las propiedades de la compresibilidad del suelo y al período de las olas, por tanto fue únicamente posible constatar la configuración de la presión del agua de poro y correspondientemente su atenuación con la profundidad.

De la Fig 6 se puede reconocer que para un período de olas de $T_w = 12$ seg y $\bar{c}_v = 1.5 \times 10^6$ cm²/seg se obtiene un ajuste razonable. Cross et. al indican que el depósito del fondo del mar está constituido por una arena fina en estado muy compacto con coeficiente de permeabilidad del orden de $k = 10^{-2}$ cm/seg, por consiguiente

$$m_v = \frac{k}{\bar{c}_v \gamma_w} = \frac{10^{-2}}{1.5 \times 10^3} = 6.667 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{seg},$$

De la ec. (16) la compresibilidad media del aire es

$$m_{va} = \frac{n\{1 - \%S(1 - \alpha)\}}{\gamma_w H} \ln \frac{1 + \gamma_w(D + H)}{1 + \gamma_w D} \quad (28)$$

Usando los valores de campo $D = 500$ cm y $H = 3000$ cm, $n = 0.35$ y $\%S = 0.99$, se obtiene: $m_{va} = 3.4388 \times 10^{-3}$ cm²/seg y $m_{vw} = 4 \times 10^{-5}$.

Por consiguiente: $m_{aw} = 3.4788 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

De los valores anteriores la compresibilidad del suelo $m_{vs} = m_v + m_{aw}$,
 $m_{vs} = 6.667 \times 10^{-6} + 3.4788 \times 10^{-3}$, y $m_{vs} = 3.4855 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

De este cálculo se concluye que un suelo muy compacto tiene aproximadamente la misma compresibilidad volumétrica unitaria que el sistema aire-agua. El alto valor equivalente de $\bar{c}_v = 1.5 \times 10^6 \text{ cm}^2/\text{seg}$ indica una atenuación alta de la presión del agua de poro y correspondientemente un exceso bajo de la presión del agua de poro en el depósito de arena, ver Fig 6.

En un segundo caso se analizaron mediciones de la presión del agua de poro debido a la marea, en una estación observacional bien instalada en el Nuevo Puerto Exterior en Zeebrügge en la Costa Belga, reportado por DeWolf, Carpentier et. al.⁽⁸⁾

El período de la marea es aproximadamente de 12.4 hrs. Las presiones fueron registradas en la superficie del lecho del mar y a diferentes profundidades en el subsuelo. La relación de las amplitudes de las presiones fueron reportadas por los autores. Los valores significativos se muestran en la Fig. 7. La configuración de la atenuación de la presión del agua de poro con la profundidad se usará para investigar la teoría para el Caso III. El ajuste con las observaciones se obtiene para un valor de $\bar{c}_v = 100 \text{ cm}^2/\text{seg}$.

El suelo se reporta como una arena fina limo-arcillosa para la cual se puede asignar un coeficiente de permeabilidad del orden de

$$k = 10^{-4} \text{ cm/seg, por consiguiente}$$

$$m_v = \frac{10^{-4}}{10^2 \times 10^{-3}} = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

La compresibilidad media del sistema aire-agua puede obtenerse como antes con la ec. (28). De los datos de campo

$$n = 0.63$$

$$\%S = 0.99$$

$$H = 2000 \text{ cm}$$

$$D = 542 \text{ cm}$$

Substituyendo estos datos en la ec. (28) se obtiene: $m_{va} = 5.624 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$, y $m_{vw} \cong 4.0 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

Por consiguiente: $m_{aw} \cong 5.6647 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$. Con los valores encontrados la compresibilidad equivalente del suelo es: $m_{vs} = m_v + m_{aw}$, $m_{vs} = 10^{-3} + 5.6647 \times 10^{-3}$, $m_{vs} = 6.6647 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

El valor así obtenido corresponde aproximadamente a una reana limo-arcillosa de compresibilidad media. Como la compresibilidad del suelo no fue reportada, la verificación es válida únicamente para constatar la configuración del valor relativo de la atenuación de la presión del agua de poro con la profundidad, Fig. 7.

CONCLUSIONES

El análisis de los dos casos observados indican que los valores teóricos de las configuraciones son consistentes con los observados. El ajuste efectuado muestra los valores probables medios del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario del depósito del fondo del mar de acuerdo al tipo de los suelos reportados. Sin embargo, para poder efectuar una mejor verificación es necesario obtener los parámetros involucrados en el cálculo, esto es:

- 1) Coeficiente de permeabilidad del suelo para cada estrato.
- 2) Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para cada estrato.
- 3) El espectro debido al oleaje sobre la superficie del lecho del mar.
- 4) La altura del tren de olas, período y longitudes medias.

Una observación mejor se puede obtener de las marejadas de fondo, ya que en esta acción el tren de olas es más uniforme por lo que respecta a las propiedades del oleaje.

La solución rigurosa del problema aquí tratado es complicado, ya que el subsuelo no es uniforme en sus propiedades geotécnicas. Además, el espectro de la presión del oleaje sobre la superficie del lecho del mar no es senoidal. Por consiguiente, es necesario conocer dicho espectro sobre el lecho del mar. La función de consolidación usada aquí debe ser tratada en forma diferente, ya que los estratos del subsuelo pueden mostrar diferentes propiedades mecánicas e hidráulicas. La solución rigurosa de la ec. (19) resulta en un procedimiento laborioso, que sin embargo, podría solucionarse usando computadoras potentes.

El ingeniero de cimentaciones tiene la necesidad de conocer una solución práctica para estimar el orden de magnitud de la atenuación de la presión del agua de poro con la profundidad y correspondientemente el exceso de la presión del agua de poro que debe esperarse.

El análisis del problema y los casos investigados, muestran que, cuando se presentan cambios en la presión del agua sobre la superficie del lecho del mar, se inducen, cambios de presiones del agua de poro en el depósito del subsuelo del fondo del mar. La acción del oleaje, correspondiente a la presión del agua al pasar el valle de las olas reduce momentáneamente el esfuerzo efectivo en el subsuelo causando correspondientemente una reducción espontánea de la resistencia al esfuerzo cortante de los sedimentos no cohesivos. Este fenómeno puede ser muy importante en ocasiones y encuentra aplicación en la estabilidad de cimentaciones de estructuras apoyadas en el fondo del mar.

Cuando se use el método propuesto, el ingeniero de cimentaciones debe de estar consciente de asignar valores medios adecuados a los parámetros involucrados de acuerdo con su experiencia. Los resultados pueden proporcionar suficiente precisión para propósitos prácticos. Sin embargo, deberá utilizarse un factor de seguridad como generalmente se aplica en la estabilidad de los problemas en ingeniería práctica.

Finalmente, el autor quiere agradecer los comentarios constructivos sobre este trabajo hechos por el profesor, Dean M.P. O'Brien.

REFERENCIAS

- (1) Jetty Foundations on Fine Sediments, Zeevaert, L. (1958). International Conference on Coastal Engineering, Chap. 49, pp 818-826.
- (2) Liquefaction of Fine Sand Due to Wave Action, Zeevaert, L. (1983). Journal American Shore and Beach. Preservation Association, Vo. 51-2, pp 32-36.
- (3) Theorie der Setzung von Tonschichten, Terzaghi, K. and Fröhlich, O.K., Franz Deuticke, (1936).
- (4) Bouyancy Systems for Deep Submergence Structures, Hobaica, E.C., (1964). Nav. Eng. J. 76(5) 733.
- (5) Decompression of Impermeable Soil Deposits, Zeevaert, L. (1982). División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- (6) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Zeevaert, L. (1982). pp 66-68, (Second Edition).
- (7) Attenuation of Wave-Induced Pore Pressures in Sand, Cross, R.H. et. al., (1979). Civil Engineering in the Oceans IV, Vol. II, San Francisco, California.
- (8) In Situ Pore Water Pressure Measurements for the Construction of the Breakwaters of the New Outer Harbour at Zeebrügge, Belgium De Wolf, P., Carpentier, R., et. al., (1985). Belgian Geotechnical Volume, Chapter VI, Field Instrumentation and Monitoring, Belcotec, Brussels Belgium, Presented at the ICSMFE, San Francisco California, July 1985.

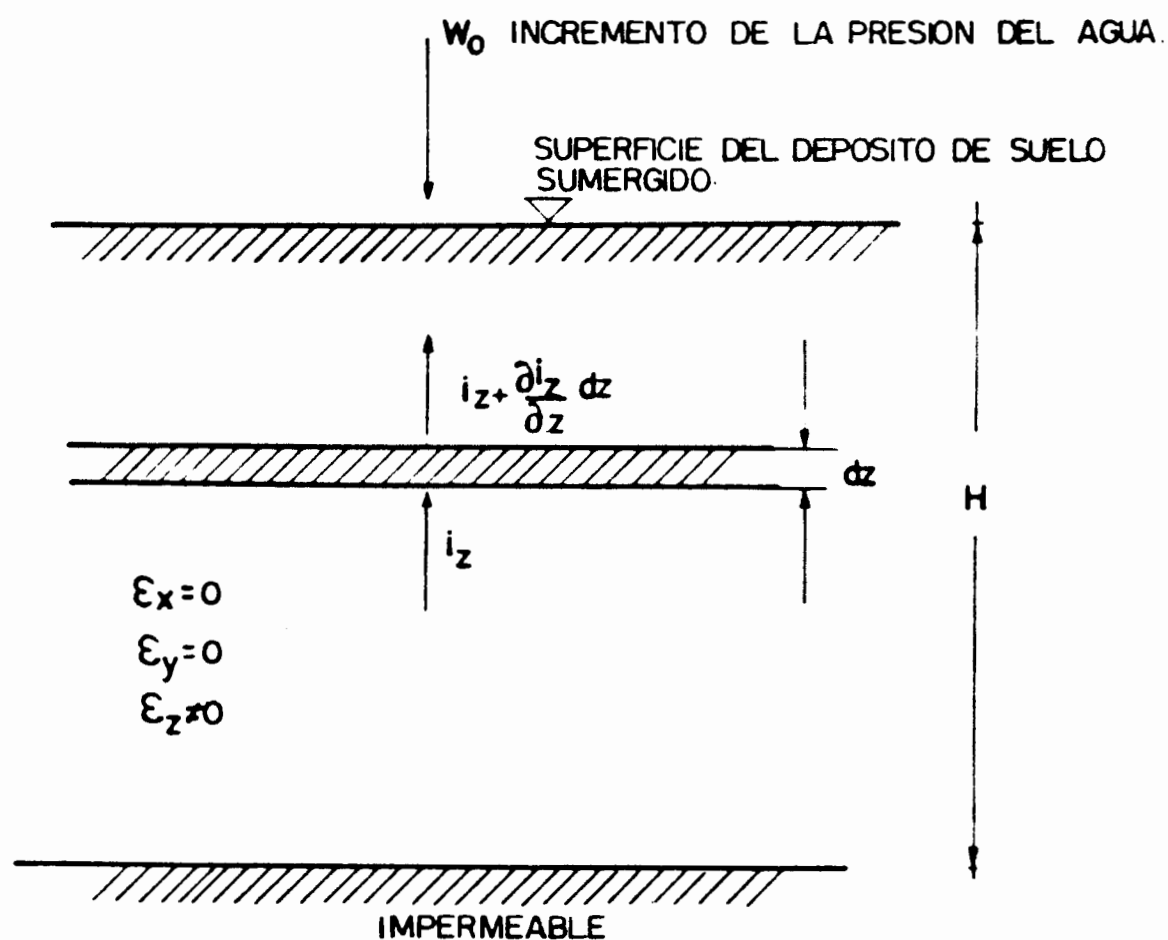
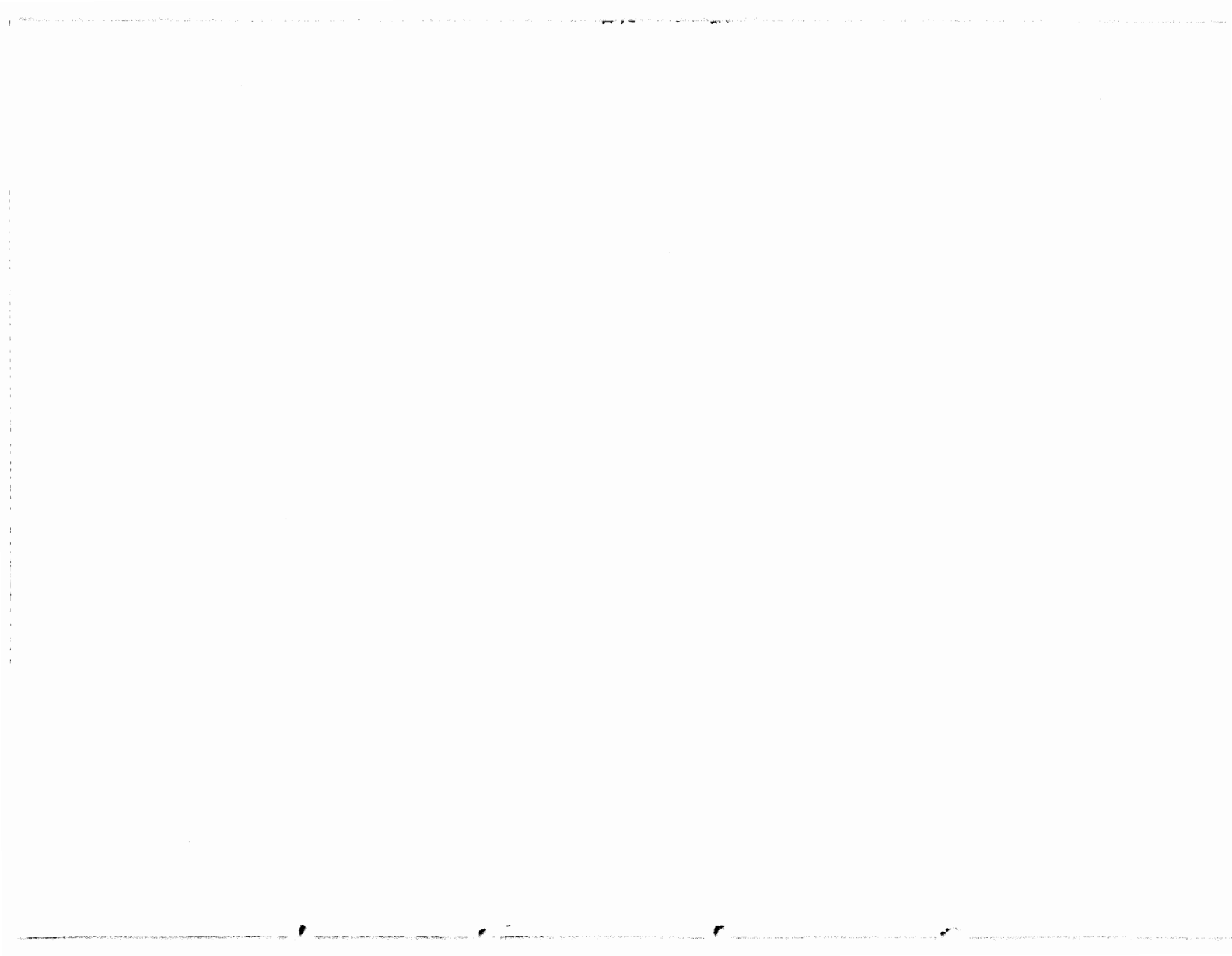


FIG. I CONSOLIDACION DEBIDO A UN INCREMENTO DE LA PRESION DEL AGUA EN UN DEPOSITO DE SUELO DE ESPESOR H .



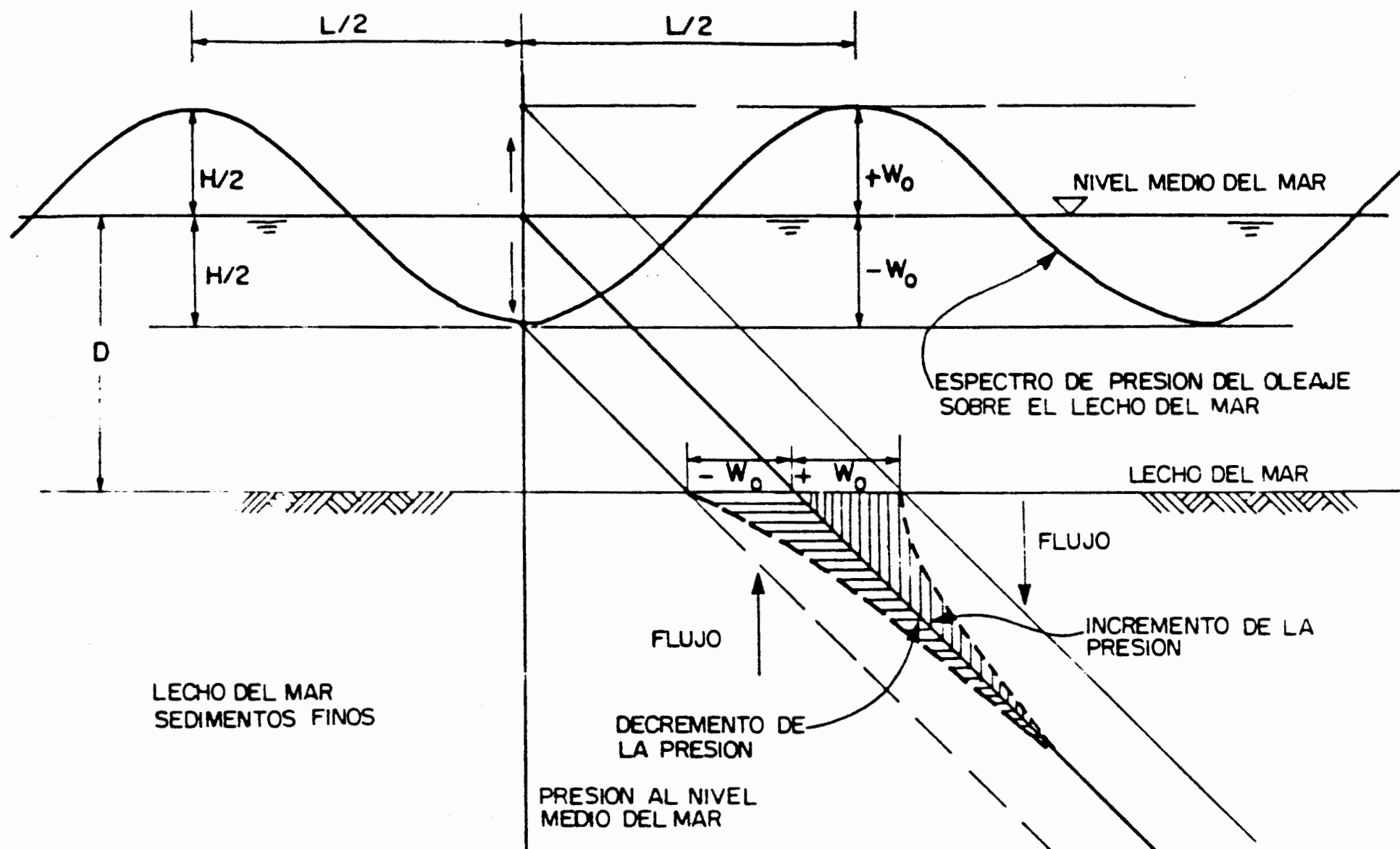
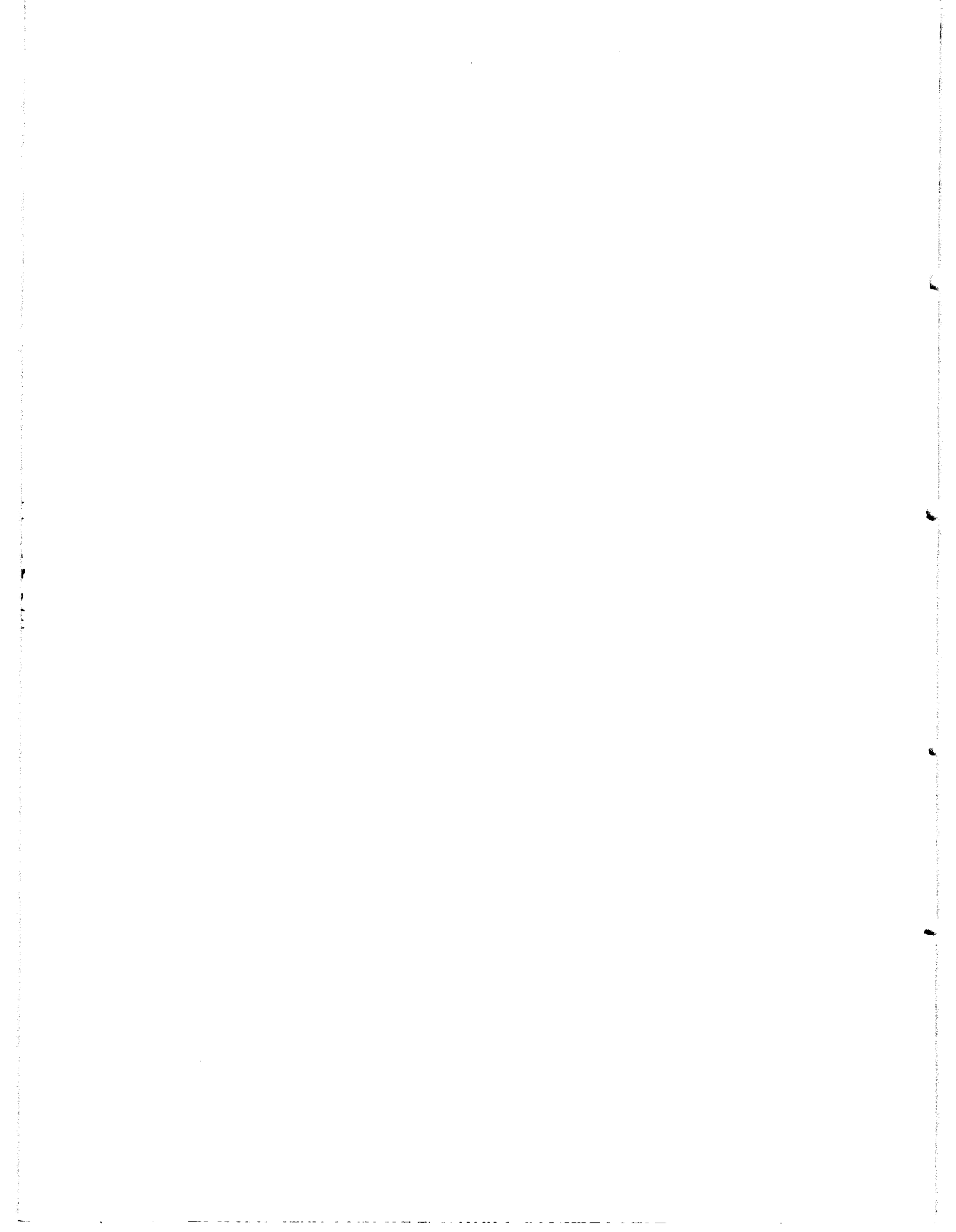


FIG.2 ESQUEMA DEL EFECTO DE UN ESPECTRO SENOIDAL DEL OLEAJE SOBRE EL LECHO DEL MAR.



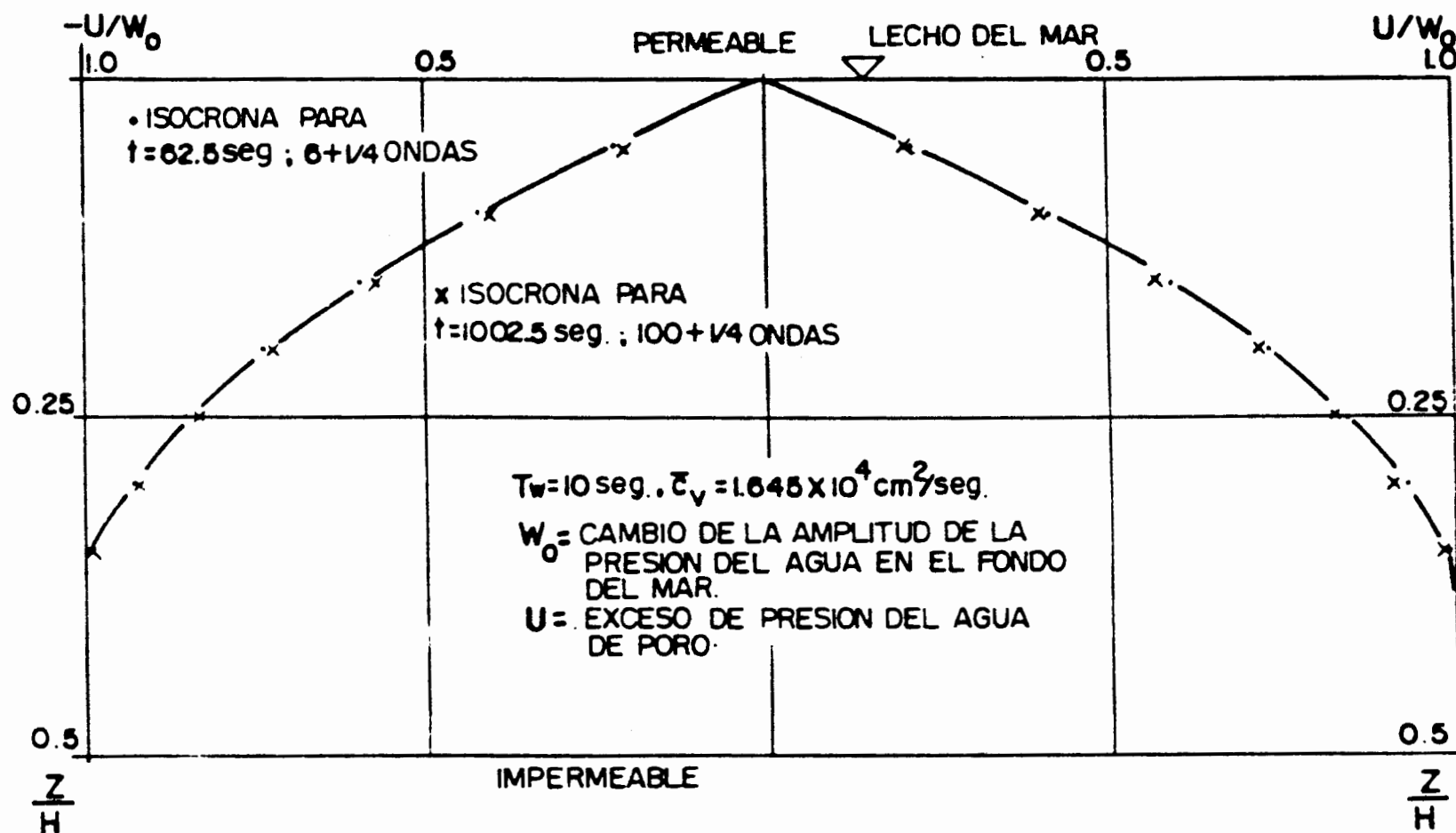
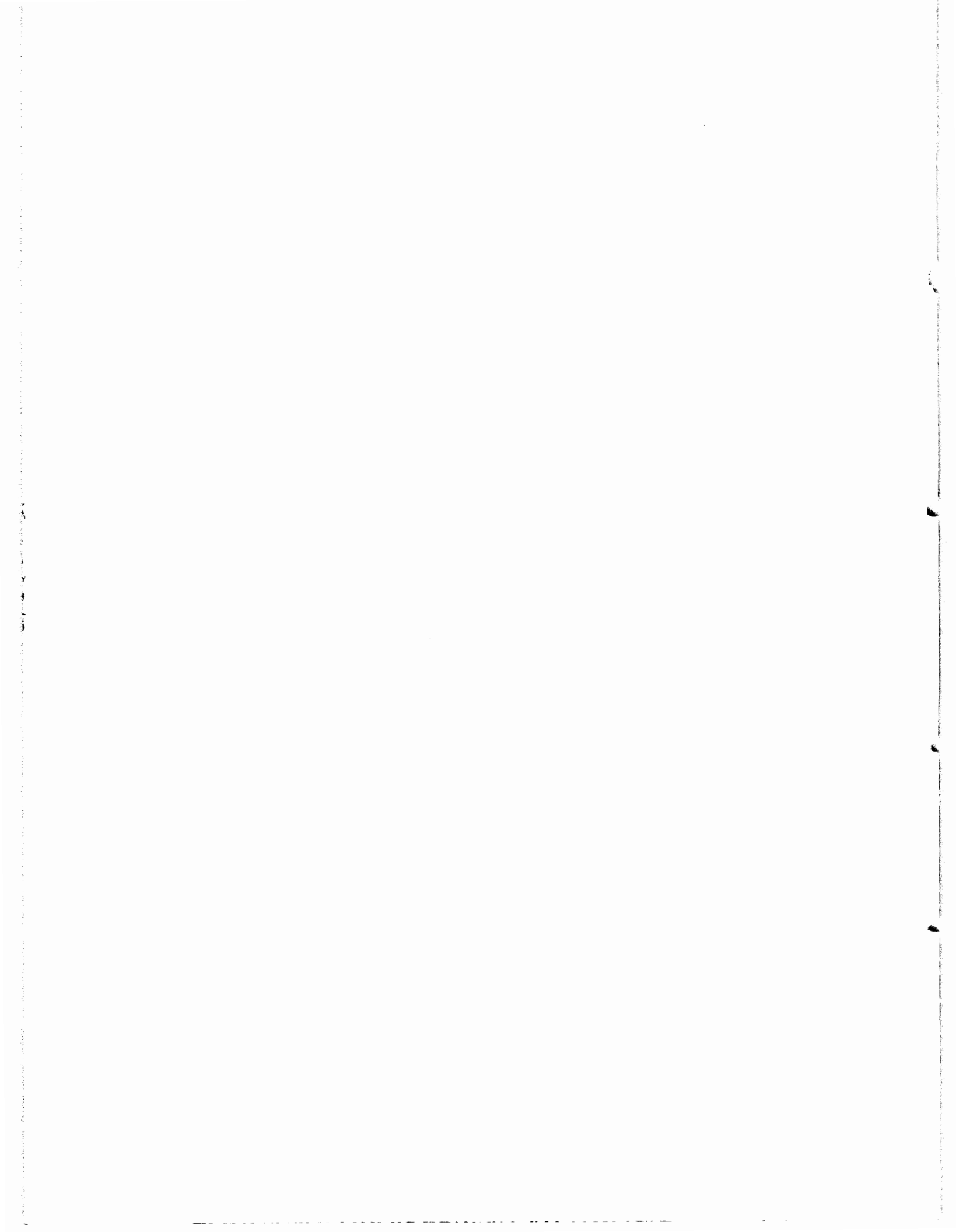


FIG.3 AMPLITUD DEL EXCESO DE LA PRESION DE PORO INDUCIDA POR EL OLAJE.



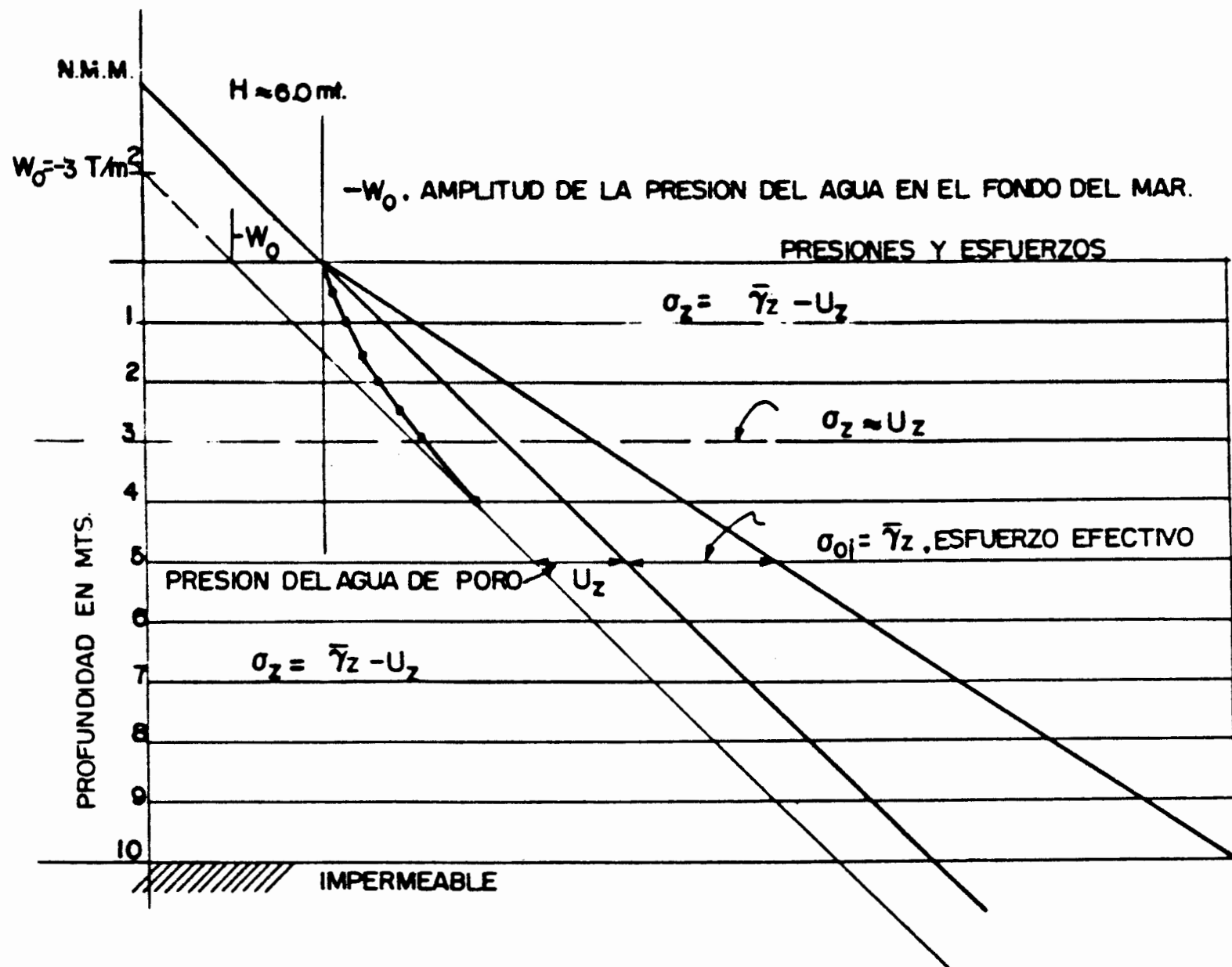


FIG. 4 REDUCCION DE ESFUERZOS EFECTIVOS DEBIDO A UNA PRESION SENOIDAL DEL AGUA EN EL FONDO DEL MAR. $T_w = 10 \text{ seg.}$ $\bar{c}_v = 1.645 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg.}$

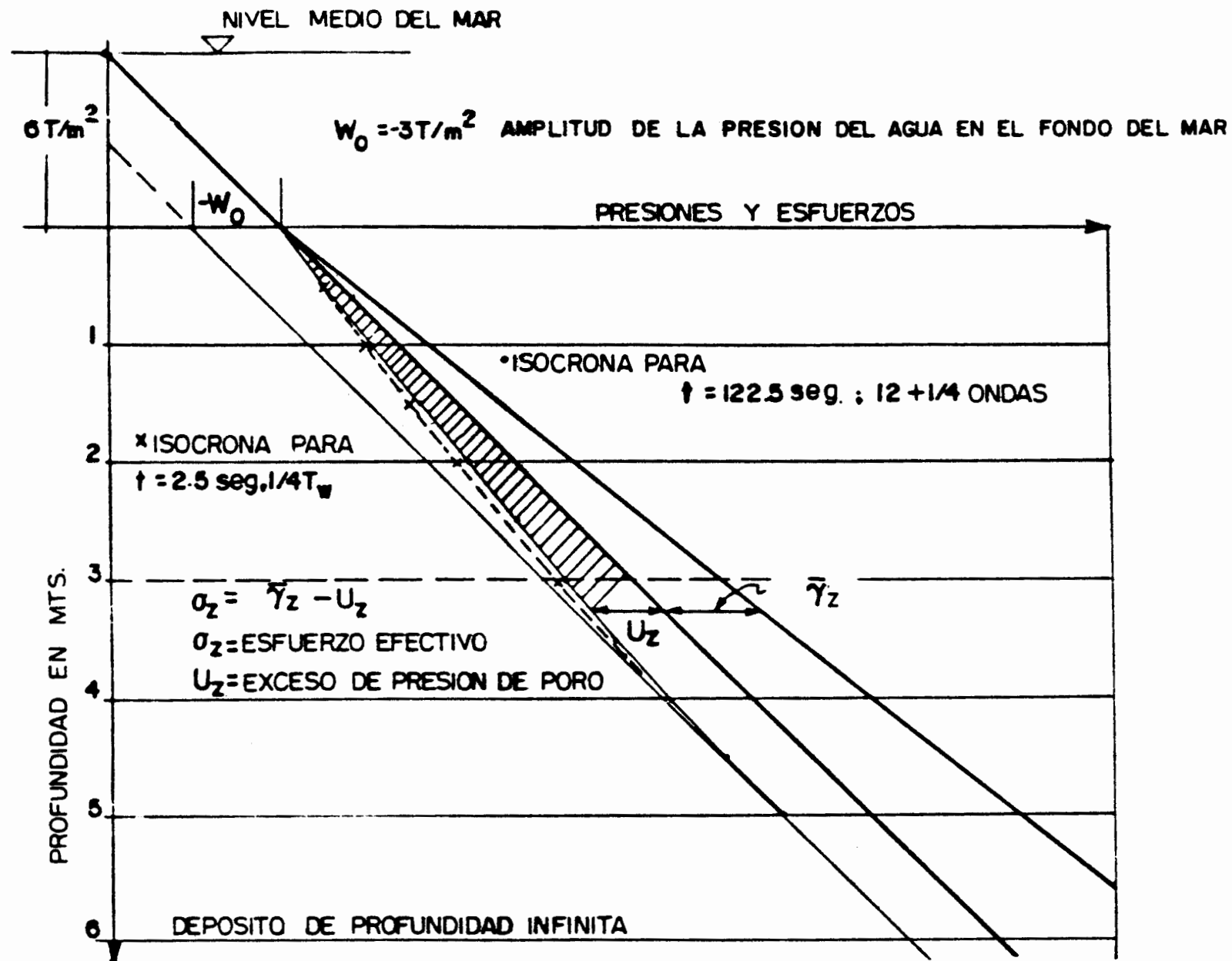


FIG.5 REDUCCION DE ESFUERZOS EFECTIVOS DEBIDOS A UNA ACCION DE OLEAJE SENOIDAL PARA $T = 10 \text{ seg.}$ Y $\bar{c}_v = 1645 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{seg.}$

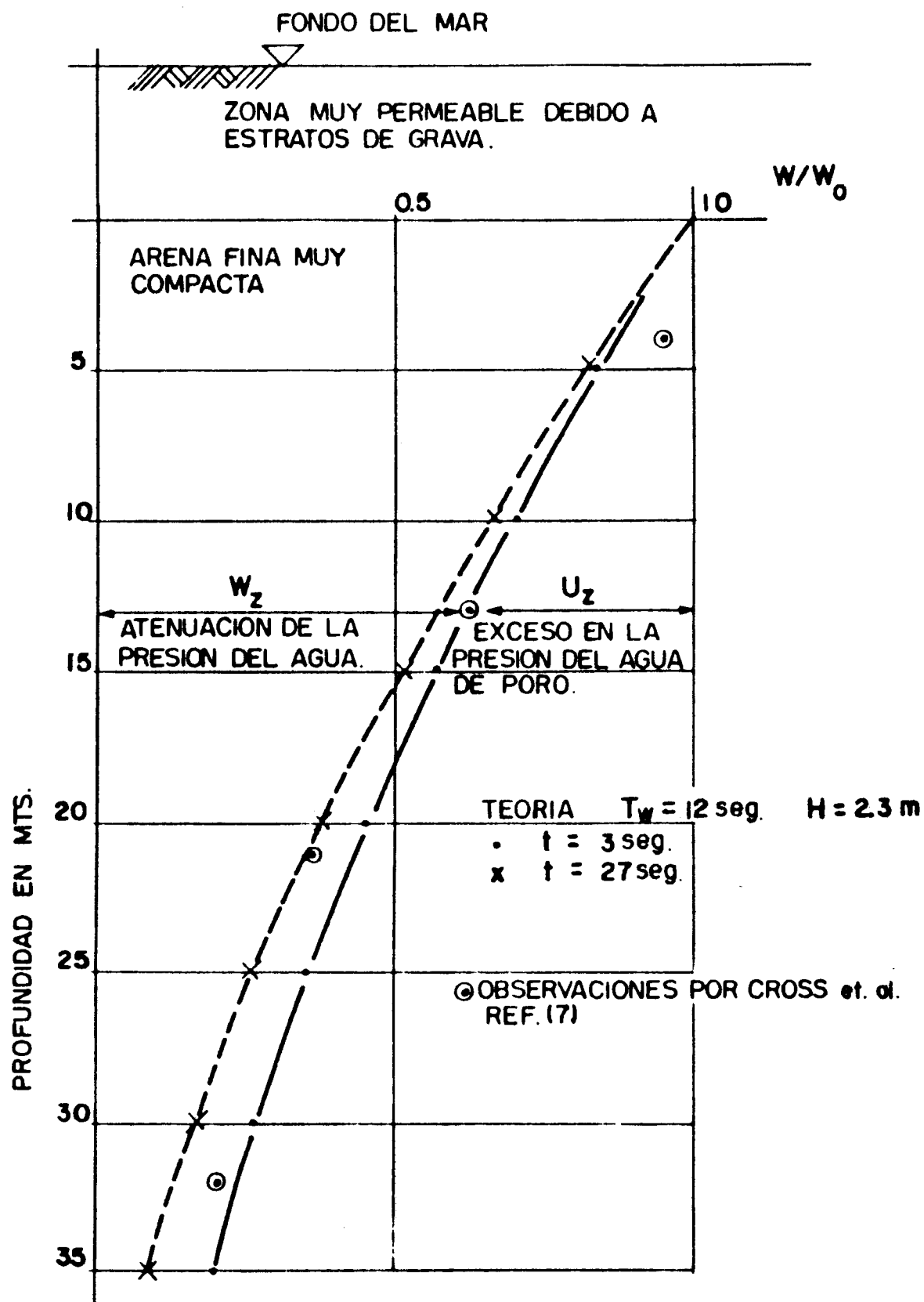
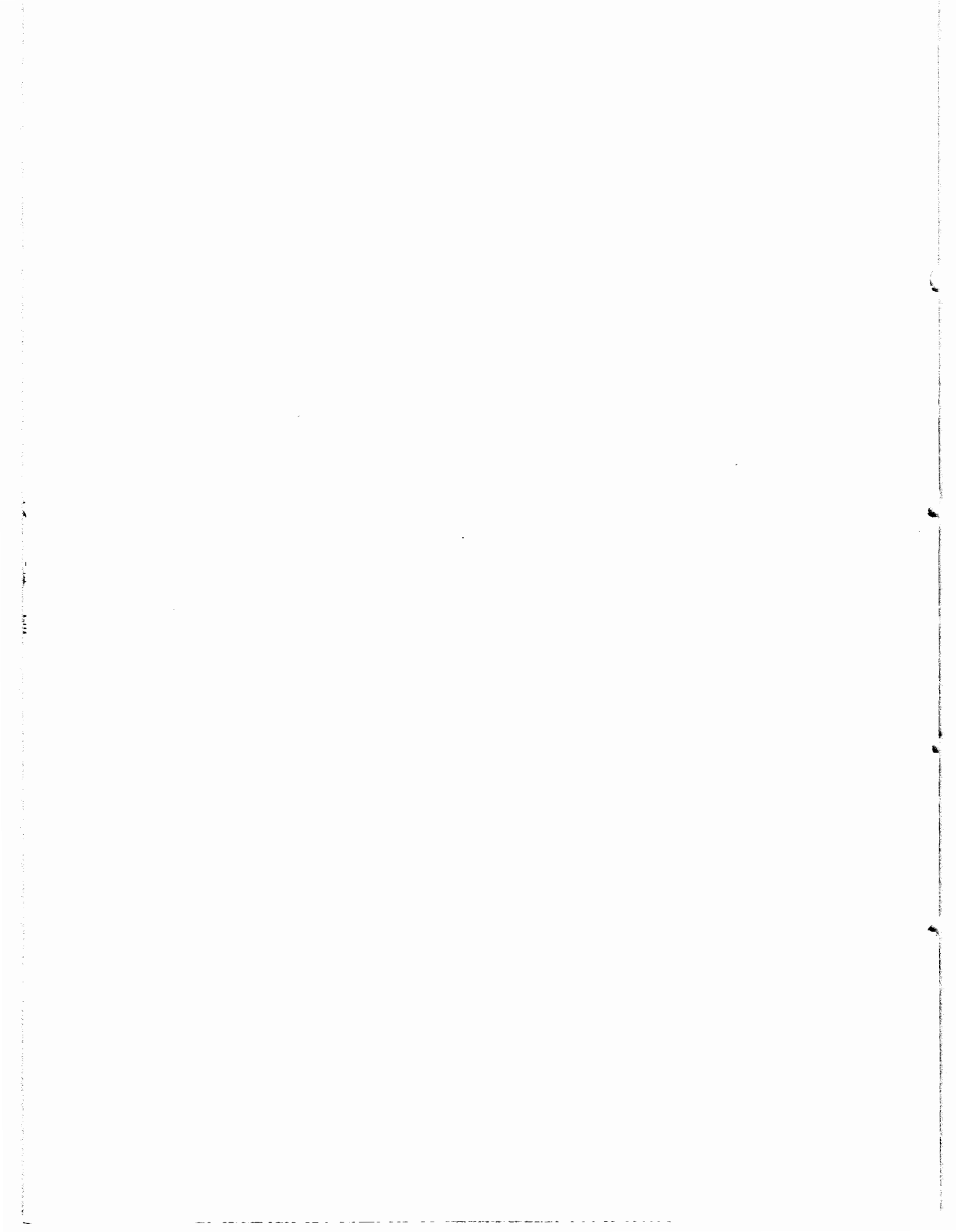


FIG. 6 ATENUACION DE LA PRESION DEL AGUA DE PORO DEBIDO AL OLEAJE.



▽ N. M. M. OCEANO

ATENUACION DE LA PRESION DEL AGUA DE PORO

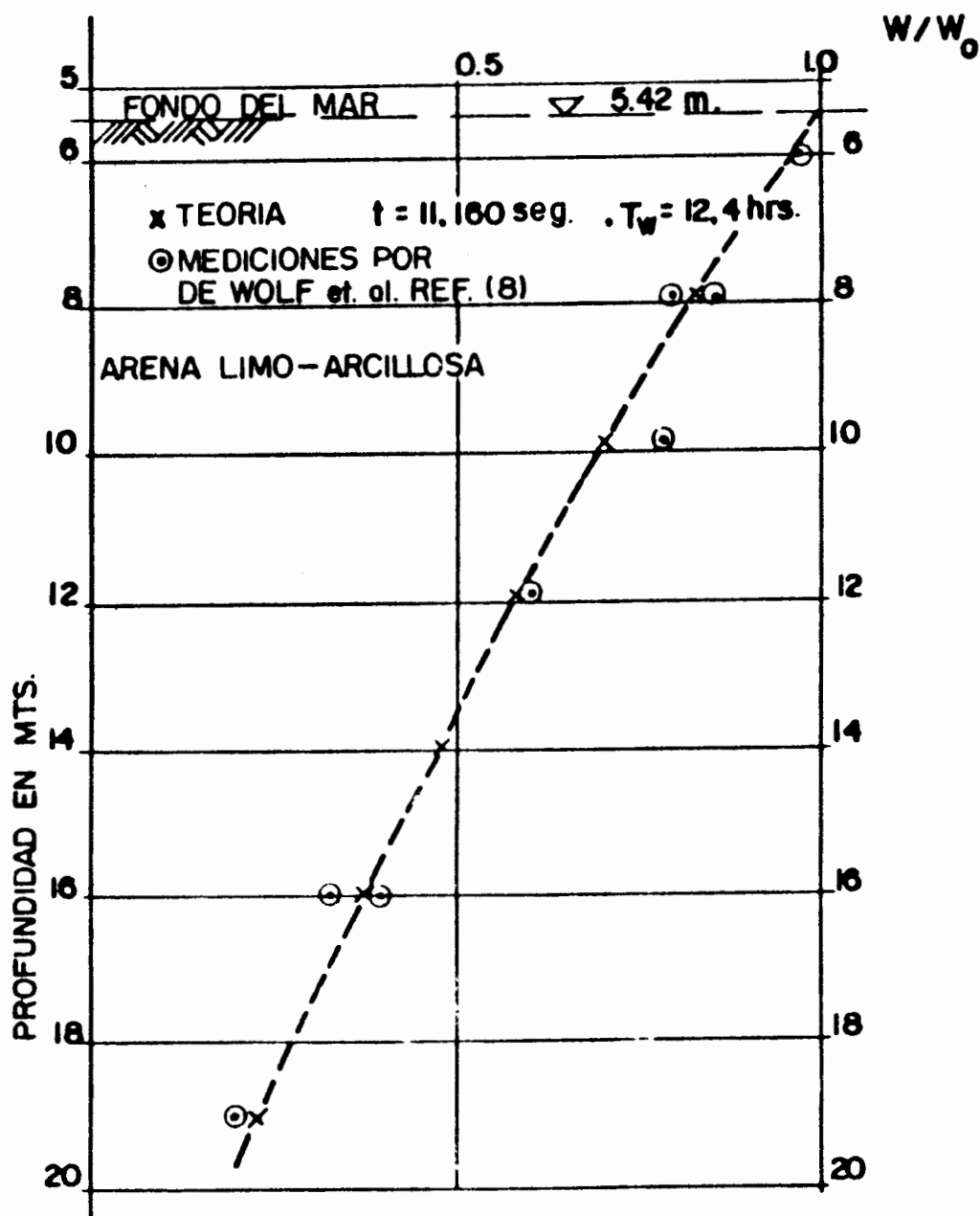


FIG.7 PRESION DEL AGUA DE PORO DEBIDO A LA MAREA EN EL PUERTO ZEEBRÜGGE, BELGICA.

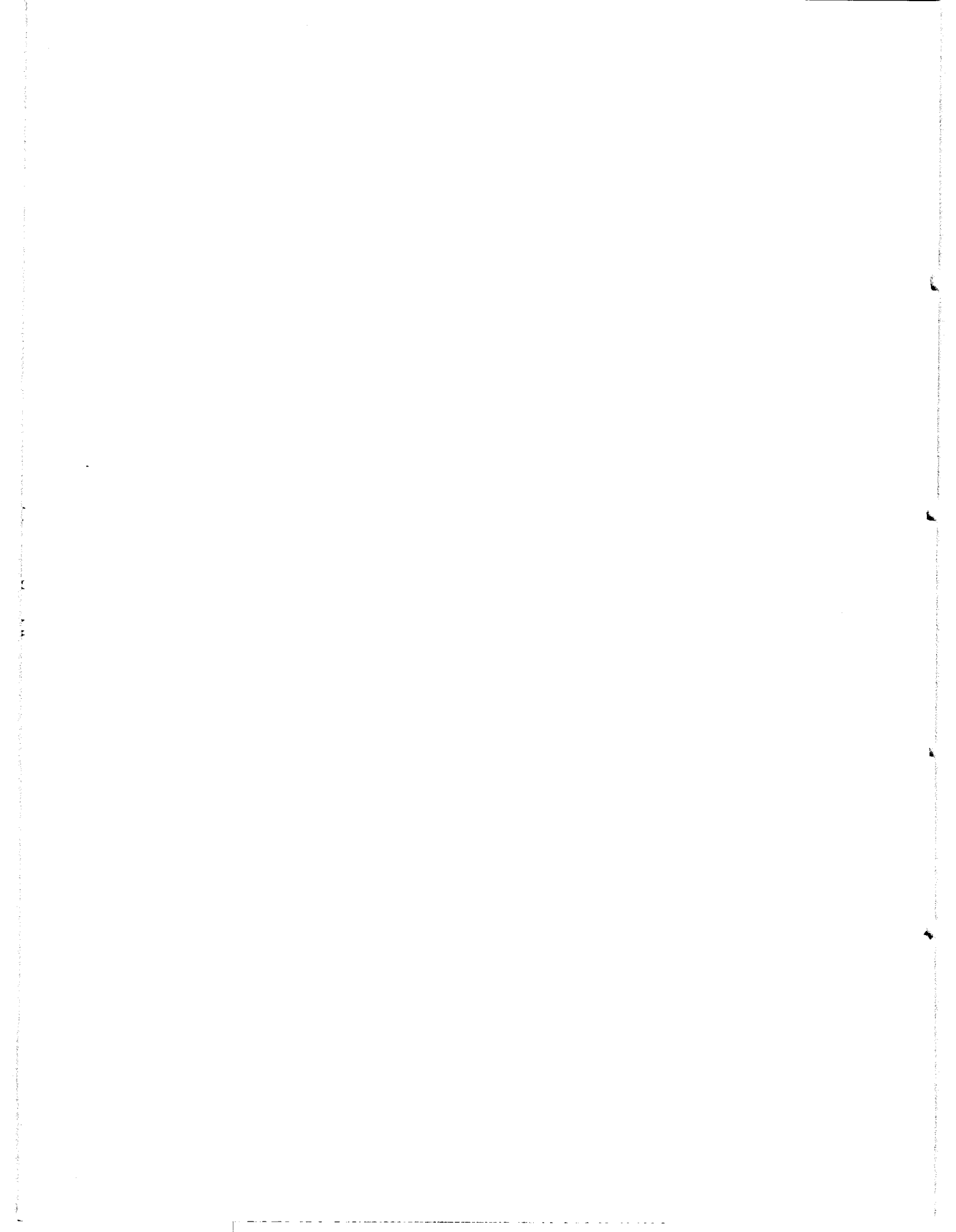
Ua

DE
XIC.

PI

SUMMARY OF THE PAPER IN SPANISH ON
LIQUEFACTION INDUCED IN THE SEA BED
SEDIMENTS DUE TO WAVE ACTION

LEONARDO ZEEVAERT



SUMMARY OF THE PAPER IN SPANISH ON
LIQUEFACTION INDUCED IN THE SEA BED SEDIMENTS
DUE TO WAVE ACTION

Leonardo Zeevaert*

SYNOPSIS

Recently much attention has been given to the excess of pore water pressure attenuation with depth in the sea bed fine soil sediments due to wave action. This phenomenon finds application in the stability of structures supported at the sea floor, like sea walls, breakwaters, pile foundations, and also in reservoirs when subjected to a rapid water drawdown. Most important are the problems in fine cohesionless soils like silty fine sands, when one has to deal with small values of the coefficient of consolidation.

In 1958 the author had the opportunity to investigate the stability of rubble-mound jetties constructed in 1911 to give a lateral access to the mouth of the Grijalva River in the State of Tabasco, México. The jetties failed gradually by penetration of the large rocks in the fine sand at the sea floor.

The author concluded that the subsidence could be attributed mainly to "*Spontaneous Liquefaction*" in the fine sand as the trough of the waves passed the jetties, and may be visualized as a pumping action in the fine sand. Therefore, permitting a gradual subsidence of the larger rocks in the sand up to a depth where the effective stresses in the sand balanced the induced excess pore water pressures. This phenomenon was reported by the author to the engineering profession in 1958, (1), (2).

The paper describes a theoretical-practical method to estimate the excess pore water pressure attenuation with depth induced in the ocean sediments due to wave action. The method of calculation is based on the Terzaghi's theory of consolidation. The procedure proposed in the paper was tested against two field observations from well instrumented stations, on the Coast of California, U.S.A. and in the New Outer Harbor at Zeebrügge in Belgium.

The author proposes a practical tool with a theoretical basis that may be used readily in practice, without the need of a powerful computer, therefore, at the reach of the practical geotechnical engineer.

THEORETICAL-PRACTICAL CONSIDERATIONS

The theoretical method proposed by the author is based on Terzaghi's theory of consolidation with the exception of considering that the soil structure is quasi-saturated and that the air-water system is compressible. The differential equation of the process of consolidation under this condition may be established as follows.

We call:

m_{vs} , the conventional coefficient of unit volume compressibility as defined by Terzaghi and obtained in oedometer tests.

m_{aw} , coefficient of unit volume compressibility of the air-water system

k , coefficient of permeability.

Let us consider a soil deposit of thickness H compressing with an applied constant load. The flow of water takes place only in the vertical direction. The strains in the horizontal directions are considered very small or equal to zero. That is to say, the conditions of the model represented by the oedometer and the parameter obtained under ideal conditions are considered valid. Therefore, the elementary water discharge per unit surface from an element of thickness dz , Fig. 1, is

$$dq = k \frac{\partial i}{\partial z} dz \quad (2)$$

the pressure gradient

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3)$$

hence, the elementary unit discharge of water from the soil lamina of thickness dz is:

$$dq = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \quad (4)$$

The loss of water and air volumes produce an equal change in the soil volume at the same differential lamina, therefore, the rate of the unit volumetric change in the soil is:

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial \epsilon_{vs}}{\partial t} + \frac{\partial \epsilon_{aw}}{\partial t} \quad (5)$$

in which:

$\frac{\partial \epsilon_{vs}}{\partial t}$, rate of volumetric strain in the soil skeleton.

$\frac{\partial \epsilon_{aw}}{\partial t}$, rate of volumetric strain in the air-water system.

From (4) and (5) we write

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \left(\frac{\partial \epsilon_{vs}}{\partial t} + \frac{\partial \epsilon_{aw}}{\partial t} \right) \quad (6)$$

Moreover, we consider according to theory that the volumetric strain in the soil skeleton is produced by the effective stress σ , hence $\epsilon_{vs} = m_{vs} \sigma$, and in the air-water system by the hydraulic pressure u : $\epsilon_{aw} = m_{aw} \cdot u$, then eq. 6 becomes

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \left(m_{vs} \frac{\partial \sigma}{\partial t} + m_{aw} \frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (7)$$

but during consolidation in the quasi-saturated air-water system and soil $\frac{\partial \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t}$, and, eq. (7) becomes finally

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = (m_{vs} - m_{aw}) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (8)$$

We call $m_v = (m_{vs} = m_{aw})$ the equivalent coefficient of unit volume compressibility, therefore, the coefficient of consolidation as defined by Terzaghi including the air-water compressibility is:

$$\bar{c}_v = \frac{k}{\gamma_w(m_{vs} - m_{aw})} \quad (9)$$

Substituting this definition in eq. (8) we obtain

$$\bar{c}_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10)$$

Notice from eq. (9), that c_v is larger when one considers the air-water compressibility m_{aw} , therefore, the process of consolidation becomes faster.

The air-water system is considered here as pore water containing air and microscopic bubbles. Terzaghi-Fröhlich⁽³⁾ solved eq. (10) for different boundary conditions on the assumption that $\bar{c}_v$ remains constant during the process of consolidation. This assumption may be nearly true for small load increments and uniform soil deposits quasi-saturated.

The approximate excess pore water pressure configuration is a sea bed of infinite thickness is obtained from Terzaghi-Fröhlich⁽³⁾ solution given when the free water level is suddenly increased or decreased

$$u = w_0 \cdot G(\xi) \quad (24)$$

in which

$$G(\xi) = \frac{2}{\pi} \int_0^\xi e^{-\xi^2} d\xi, \text{ and } \xi = \frac{z}{\sqrt{4c_v t}}$$

Therefore, applying eq. (20) the pore water pressure response based on a sinusoidal water pressure spectrum on the sea floor will read as follows

$$u = w_0 p \int_0^t \cos(p - \tau) G\left(\frac{z}{\sqrt{4c_v \tau}}\right) d\tau \quad (25)$$

Eq. (25) is difficult to calculate, therefore the author has replaced the value of $G(\xi)$ for an equivalent approximate simpler function that may be integrated by current numerical methods. The author finds

$$G(\xi) \approx \sin \xi$$

approximately valid for $\xi < 1.57$, and for values of $\xi > 1.57$, $\sin \xi = 1$. Hence eq. (25) becomes

$$u = w_0 p \int_0^t \cos p(t - \tau) \sin \frac{z}{4\bar{c}_v \tau} d\tau \quad (26)$$

Eq. (26) may be solved by means of finite increments. We use N equal increments $\Delta\tau$, such that $N = t/\Delta\tau$, $t = N\Delta\tau$ and $\tau = n\Delta\tau$. Therefore, eq. (26) for numerical integration may be written as follows

$$u = w_0 p \Delta\tau \sum_{n=1}^N \cos p\Delta\tau (N - n) \sin \frac{z}{4\bar{c}_v} (n\Delta\tau)^{-1/2}$$

THEORY VS. OBSERVATIONS

For practical use it is important to test the theoretical excess pore water pressure configuration as treated in preceding paragraphs with field measurements on well instrumented observational stations.

At the Coast of California, U.S.A. Cross et. al. ⁽⁷⁾ reported pore water pressures attenuation in the sea bed sediments due to wave action. The author has examined the information published and taken for comparison with theory the mean values corresponding to waves with $H = 2.30$ m, as shown in Fig. 6. Since the information was not complete, concerning the soil compressibility quantitative properties and the wave period, it was only possible to test the excess pore water pressure attenuation ratio with depth. From Fig. 6 it may be recognized that a wave with period $T_w = 12$ sec and $\bar{c}_v = 1.5 \times 10^6$ cm²/sec gives reasonable fitting. Cross et. al. state that the sea bed is a very dense fine sand deposit with a coefficient of permeability on the order of $k = 10^{-2}$ cm/sec, therefore, the equivalent soil compressibility is

$$m_v = \frac{k}{\bar{c}_v \gamma_w} = \frac{10^{-2}}{1.5 \times 10^3} = 6.667 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{Kg},$$

From eq. (16) the average air compressibility is

$$m_{va} \approx \frac{n\{1 - \%S(1 - \alpha)\}}{H\gamma_w} \ln \frac{\{1 + \gamma_w(D + H)\}}{1 + \gamma_w D} \quad (28)$$

Using field values $D = 500 \text{ cm}$, $H = 3000 \text{ cm}$, $p_a = 1 \text{ K/cm}^2$, $n = 0.35$ and $\%S = 0.99$ we obtain: $m_{va} = 3.4388 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$ and adding $m_{vw} = 4.0 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{Kg}$, then $m_{aw} = 3.4788 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

From above values the soil compressibility will be

$$\begin{aligned} m_{vs} &= m_v + m_{aw} \\ &= 6.667 \times 10^{-6} + 3.4788 \times 10^{-3} \\ m_{vs} &= 3.4855 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

From this calculation it may be concluded that very dense soils have approximately the same unit volume compressibility as the water-air system. The high equivalent value of $\bar{c}_v = 1.5 \times 10^6 \text{ cm}^2/\text{sec}$ means a high pore water pressure attenuation and correspondingly low excess pore water pressures in the sand deposit, see Fig. 6.

A second case is analyzed from excess pore water pressure measurements due to the tide, obtained in a well instrumented observational station installed at the New Outer Harbour in Zeebrügge on the Belgian Coast, reported by DeWolf, Carpentier et. al.⁽⁸⁾.

The tide period is approximately 12.4 hrs. The water pressures are recorded at the sea floor and at different depths in the sea bed deposit. The ratio of the amplitude pressures at depths with respect to the sea floor pressure are reported by the authors. The significant values are shown plotted in Fig. 7. The configuration of the excess pore water pressure attenuation

with depth using theoretical Case III have been investigated. The fitting with the observations may be obtained for a value of $\bar{c}_v = 100 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

The soil has been reported as a silty clay sand for which we may assign a coefficient of permeability on the order of $K = 10^{-4} \text{ cm/sec}$, therefore:

$$m_v = \frac{10^{-4}}{10^{-2} \times 10^{-3}} = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

The average compressibility of the air-water system may be obtained as before with eq. (28). From field data $n = 0.63$, $H = 2000 \text{ cm}$, $\%S = 0.99$ and $D = 542 \text{ cm}$, and substituting in eq. (28) we obtain: $m_{va} = 5.6247 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$ and adding $m_{vw} = 4.0 \times 10^{-5}$, therefore $m_{aw} = 5.6647 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

From above values the soil compressibility will be

$$\begin{aligned} m_{vs} &= m_v + m_{aw} \\ &= 10^{-3} + 5.6647 \times 10^{-3} \\ m_{vs} &= 6.6647 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

The value thus obtained corresponds approximately to a clay silty sand of medium compressibility. Since the numerical values of the compressibility of the soil are not reported, the verification is only valid for the relative value of the excess pore water pressure attenuation with depth, from $\bar{c}_v = 1000 \text{ cm}^2/\text{sec}$, Fig. 7.

CONCLUSIONS

The analysis of the two observational cases presented show that the theoretical values of the configuration are consistent with the observations. The fitting performed demonstrated the probable average values of the coefficient of unit volume compressibility of the sea bed sediments according to the type of soils reported. However, in order to be able to perform a better test it is necessary to obtain for each stratum the parameters involved

in the calculation, namely

- 1) Coefficient of permeability of the soil
- 2) Coefficient of unit volume compressibility of the soil
- 3) The sea floor wave pressure spectrum
- 4) The waves height, period and wave length of the wave train

The best observation might be obtained for well wave conditions as in this action the wave train is more uniform concerning the wave properties.

The rigorous solution of the problem treated here is complicated, since subsoil is rarely uniform in geotechnical properties. Moreover, the wave water pressure spectrum at the sea floor is not sinusoidal, therefore, it is necessary to know the mentioned spectrum.

The foundation engineer, nevertheless, has the need of a practical solution to estimate approximately the order of magnitude of the excess pore water pressure to be expected and corresponding attenuation with depth.

The analysis of the problem shows that during wave action the corresponding water pressure at the trough of the wave train reduces momentarily the effective stress in the sea bed causing correspondingly a spontaneous reduction of the shear strength of the cohesionless sediments. This phenomenon may be very important in occasions, and finds application in the foundation stability of structures supported on the sea floor.

When using the method here in proposed the foundation engineer should be advised to assign proper average values to the parameters involved, and in accordance to his experience. The results may have sufficient accuracy for practical purposes. Nevertheless, a factor of safety should be used as currently applied in stability problems in practical engineering.

Finally the author wishes to acknowledge Professor M.P. O'Brien's constructive comments on the paper.

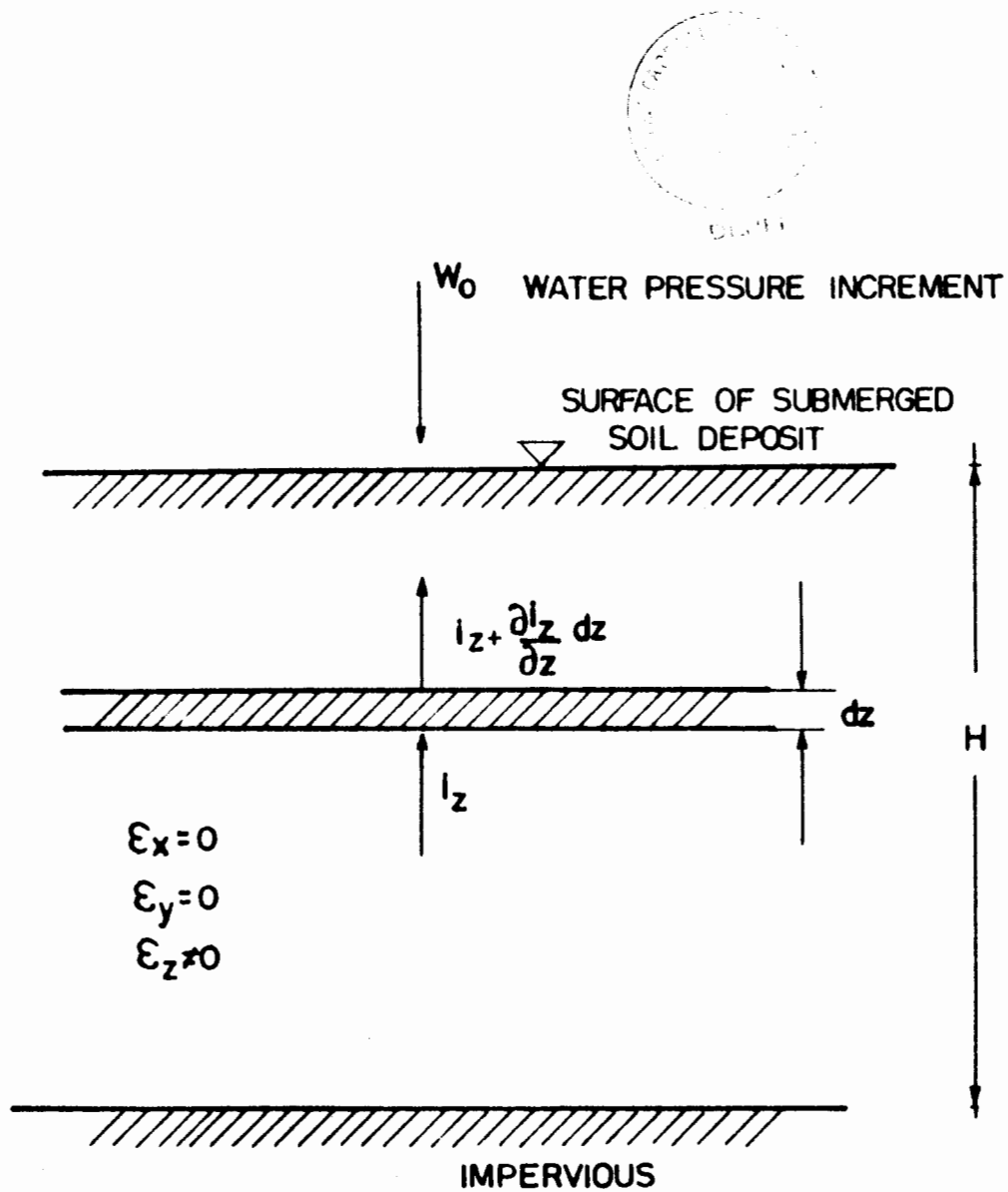


FIG. 1 CONSOLIDATION BECAUSE OF A WATER PRESSURE INCREMENT ON A SOIL DEPOSIT OF THICKNESS H .

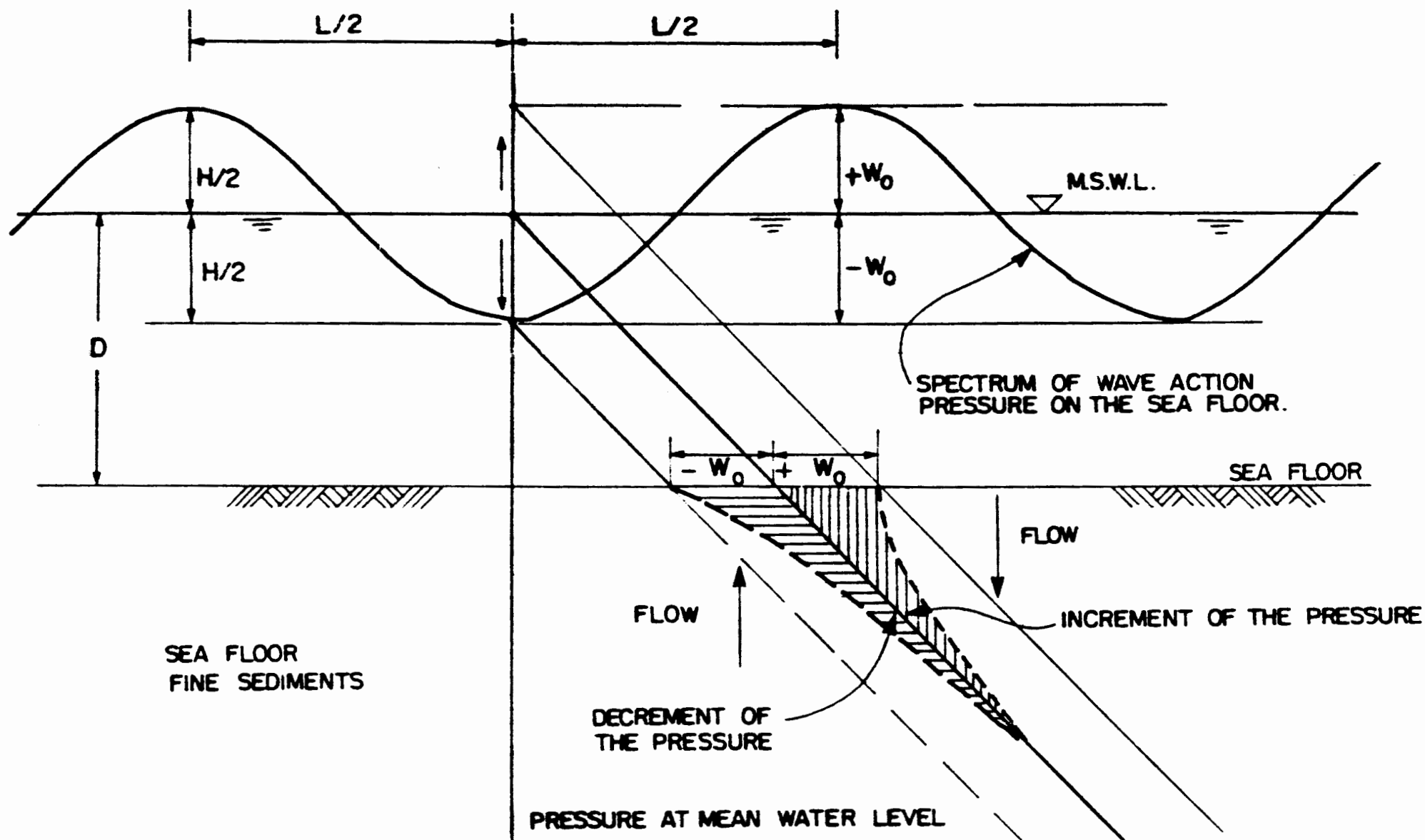
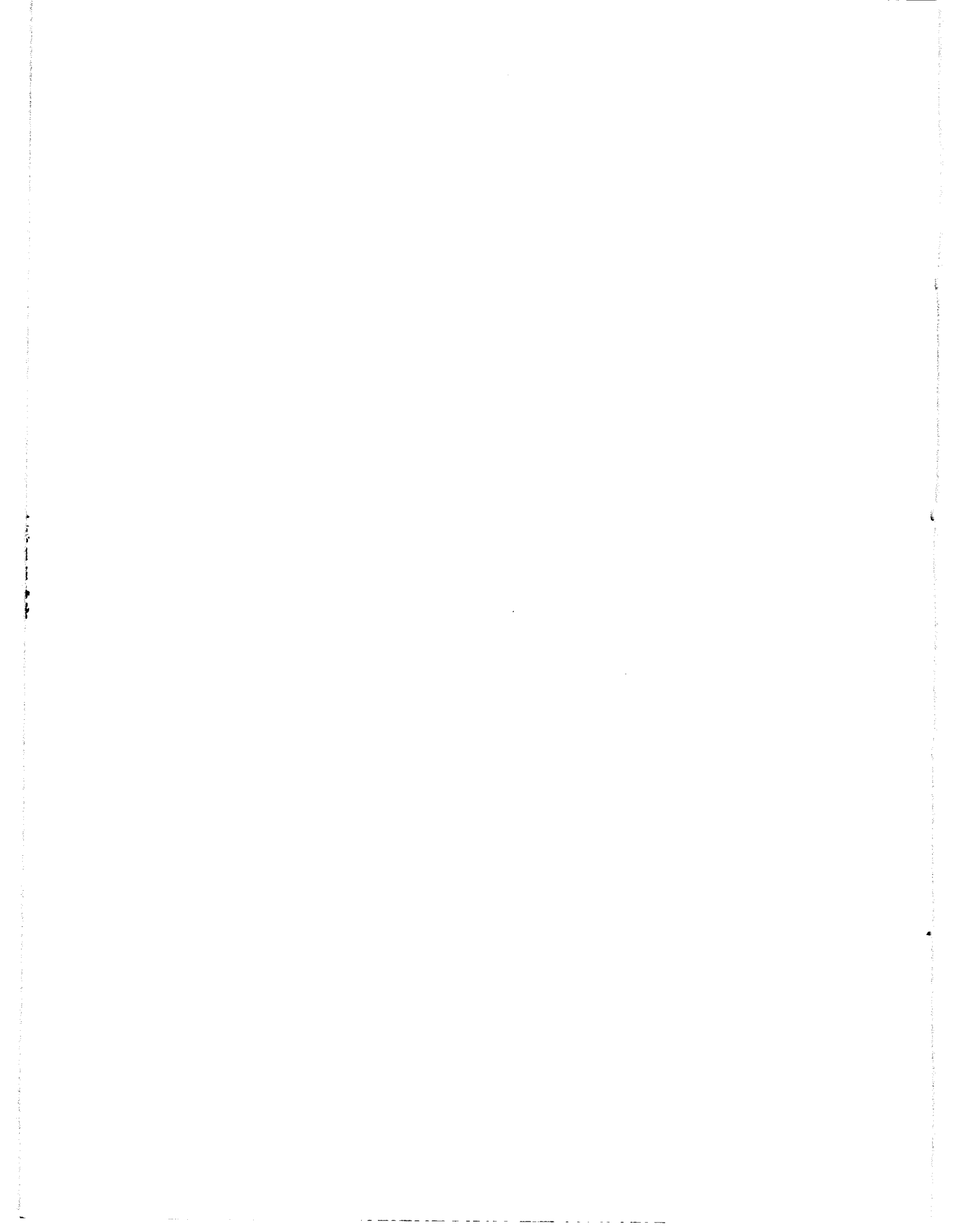


FIG.2 DIAGRAM OF THE EFFECT DUE TO A SINUSOIDAL SPECTRUM OF WAVE ACTION.



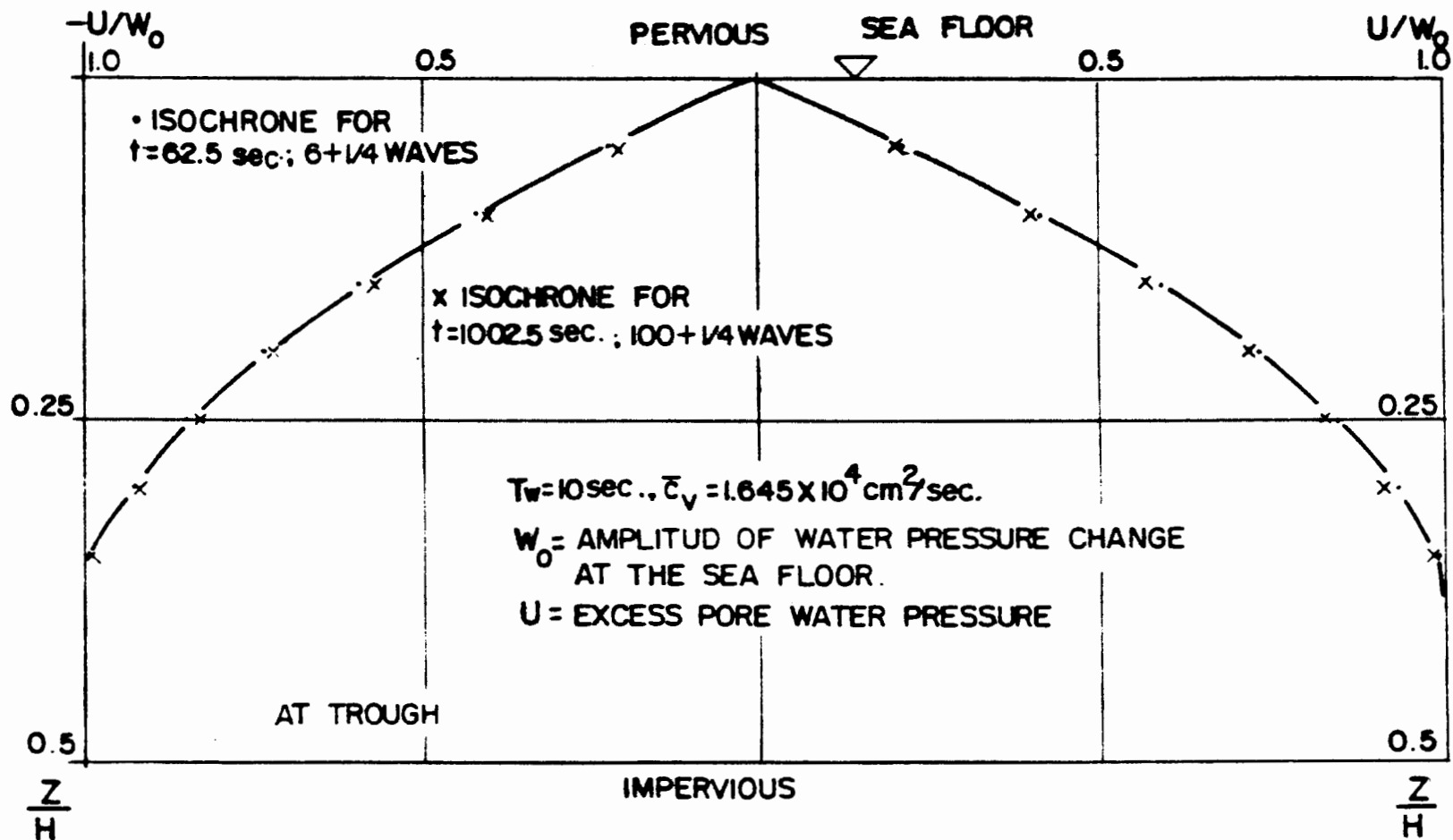


FIG.3 EXCESS PORE WATER PRESSURE AMPLITUDE INDUCED BY WAVE ACTION.

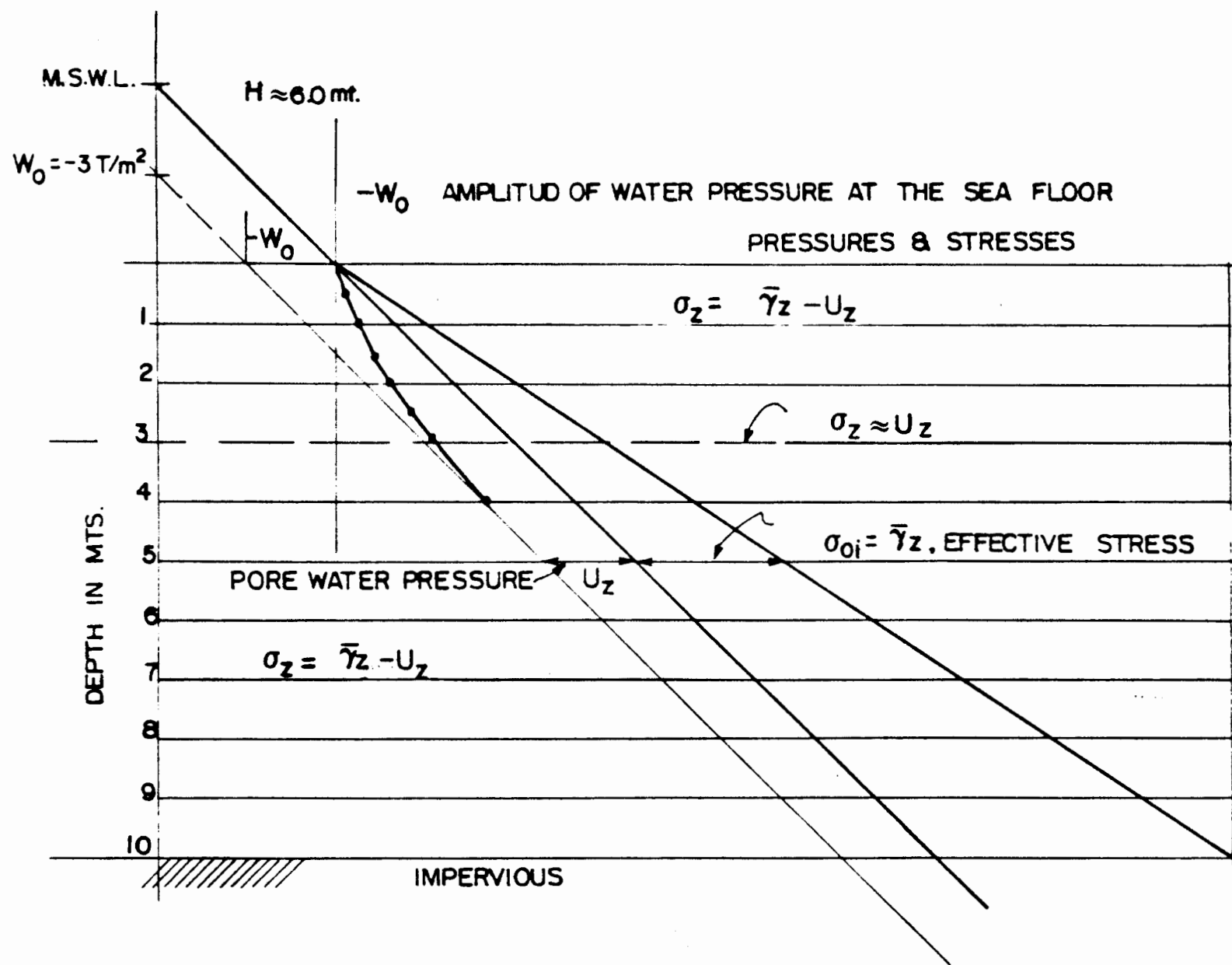
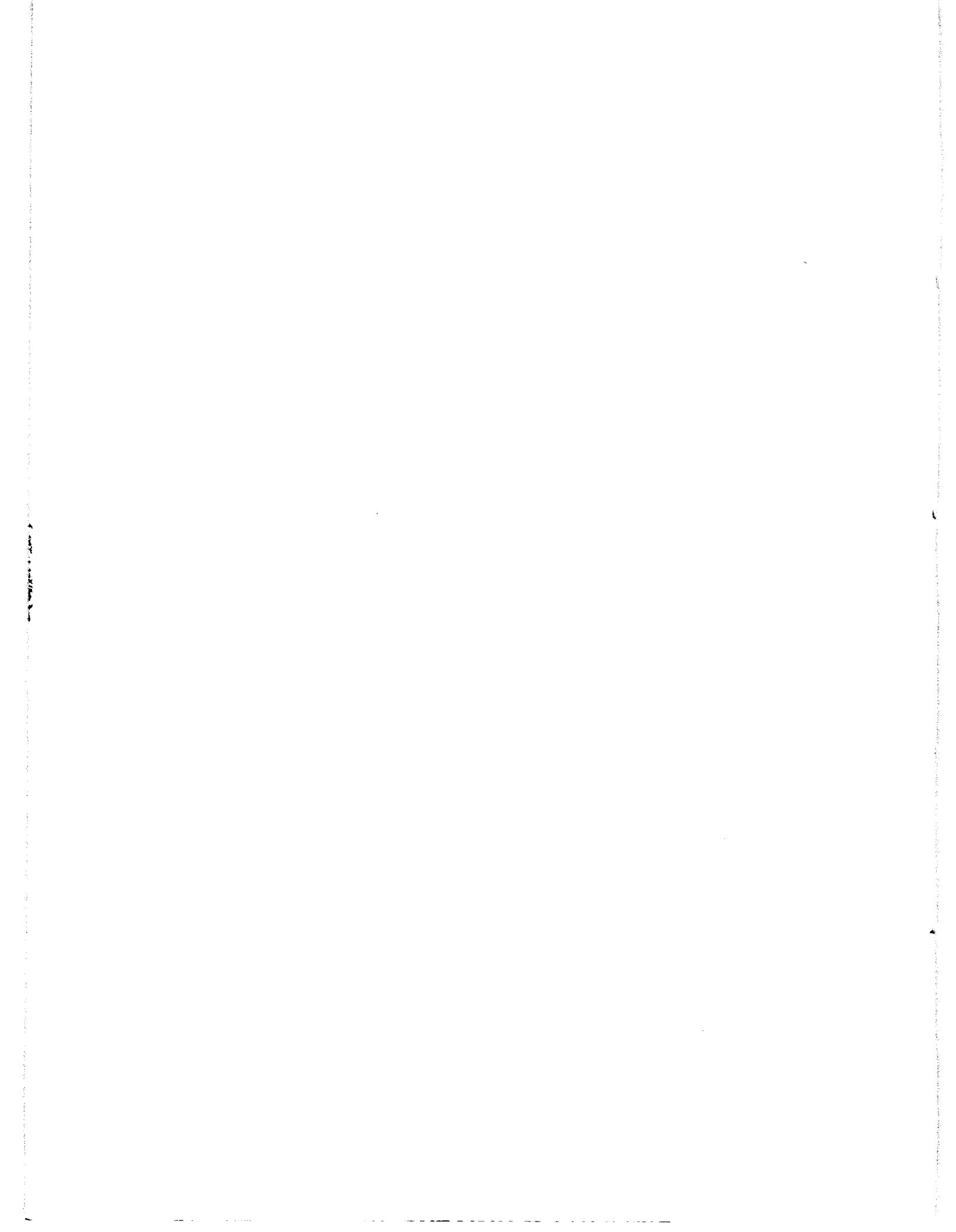


FIG. 4 REDUCTION OF EFFECTIVE STRESSES DUE TO SINUSOIDAL WATER PRESSURE AT THE SEA FLOOR $T_w = 10 \text{ sec.}$; $\bar{\epsilon}_v = 1.645 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec.}$



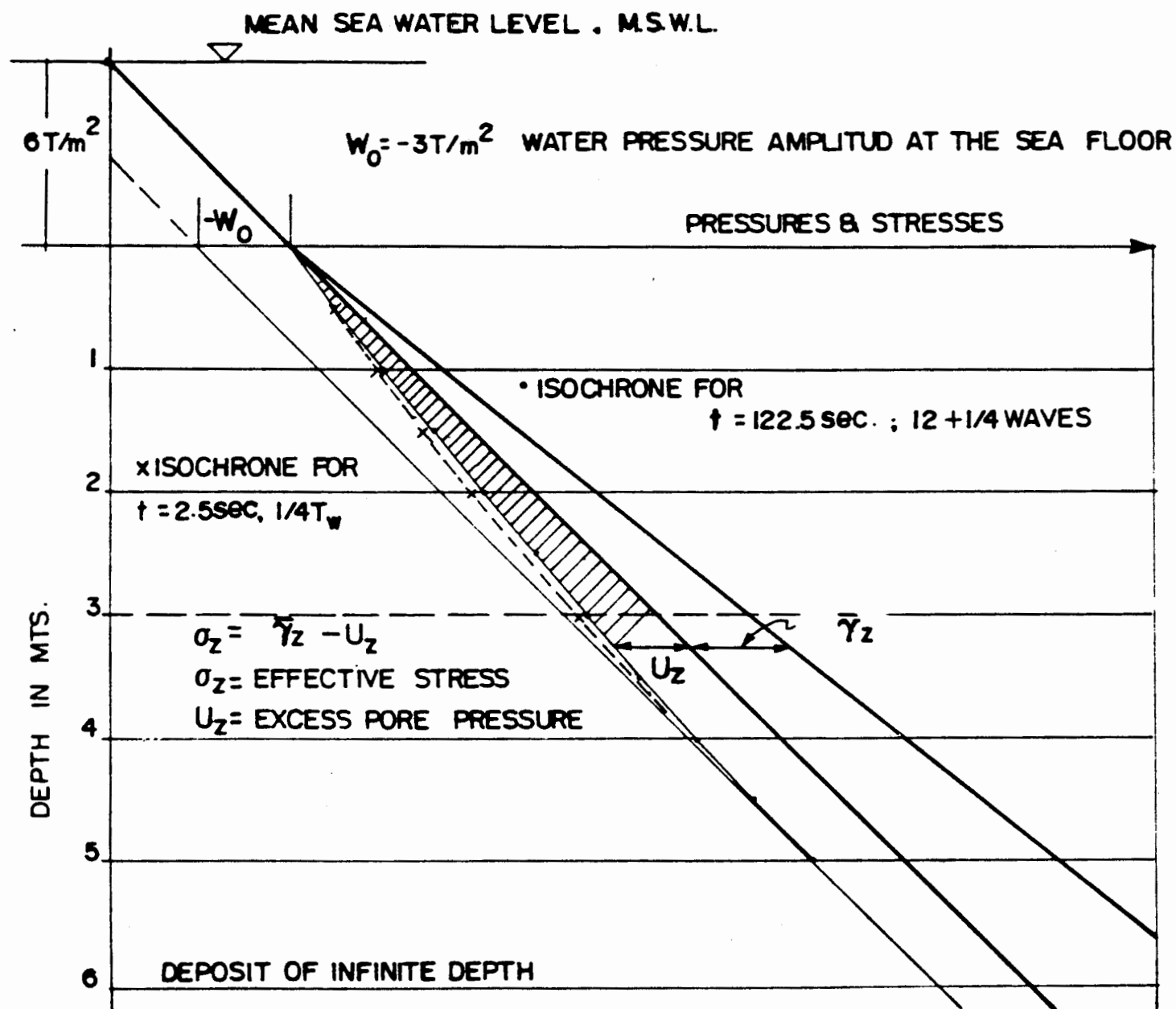
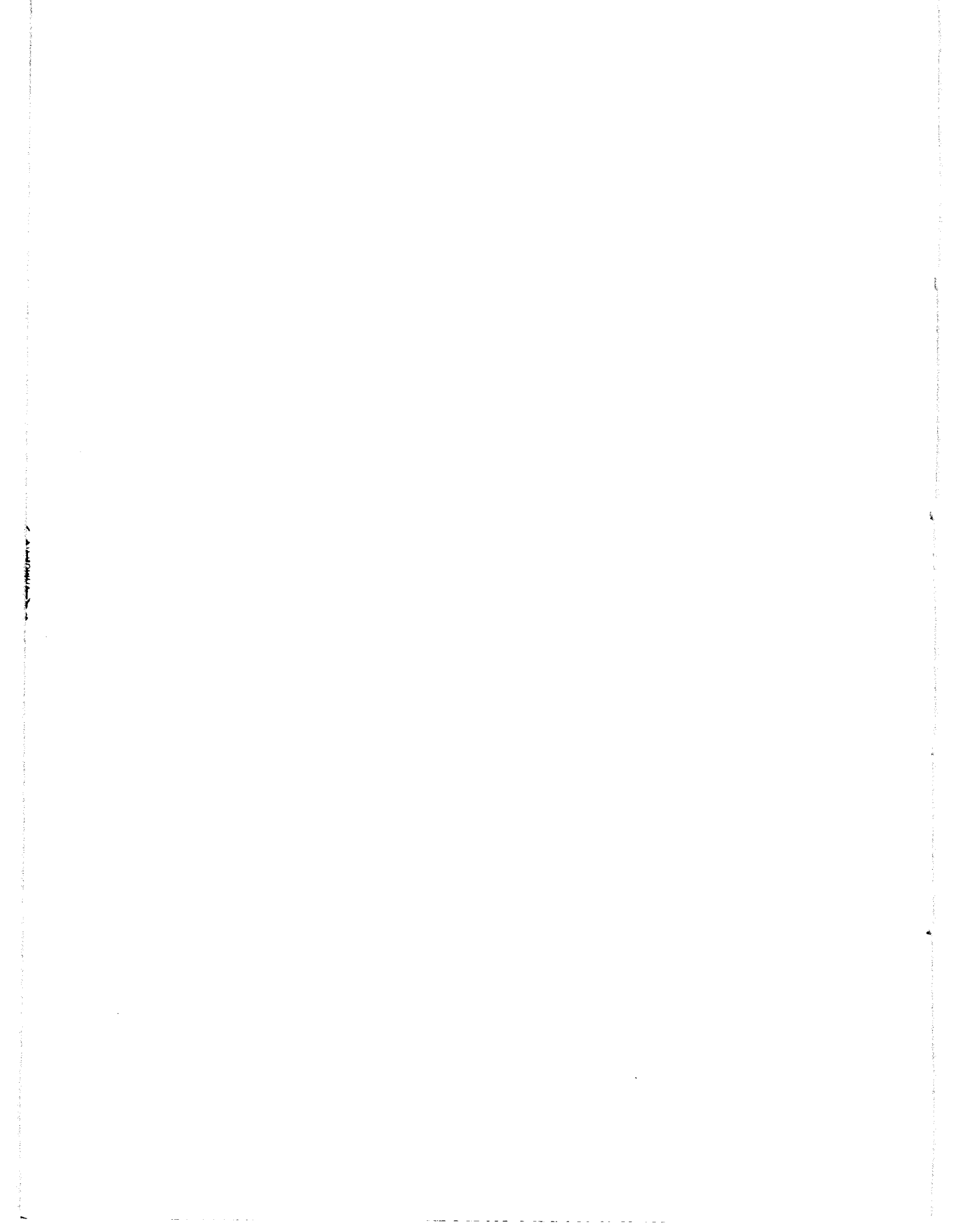


FIG. 5 REDUCTION OF EFFECTIVE STRESSES DUE TO SINUSOIDAL WAVE ACTION. $T_w = 10 \text{ sec. ; } \bar{c}_v = 1.645 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec.}$



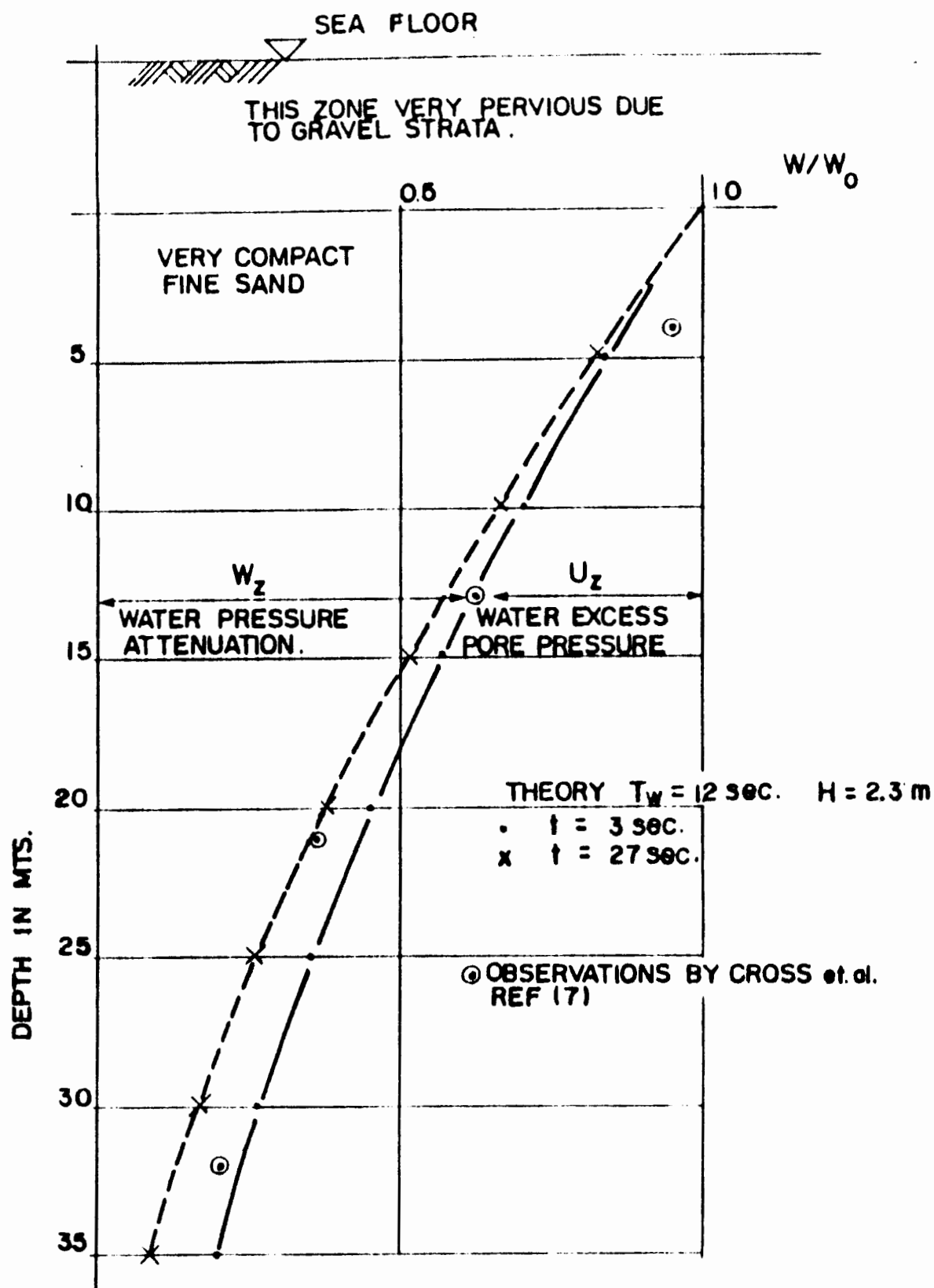
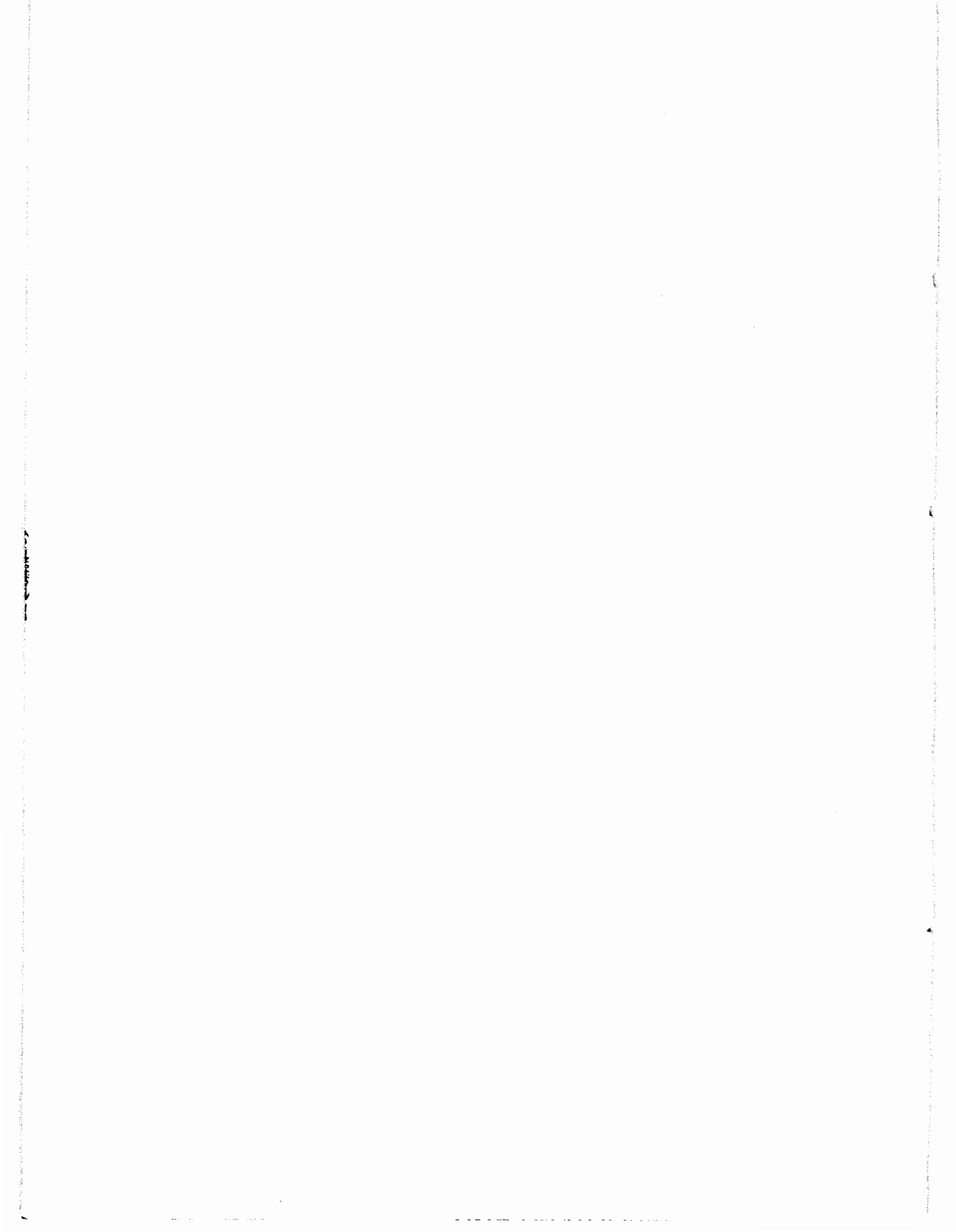


FIG. 6 PORE WATER PRESSURE ATTENUATION DUE TO WAVE ACTION.



OCEAN M.S.L.

WATER PRESURE ATTENUATION

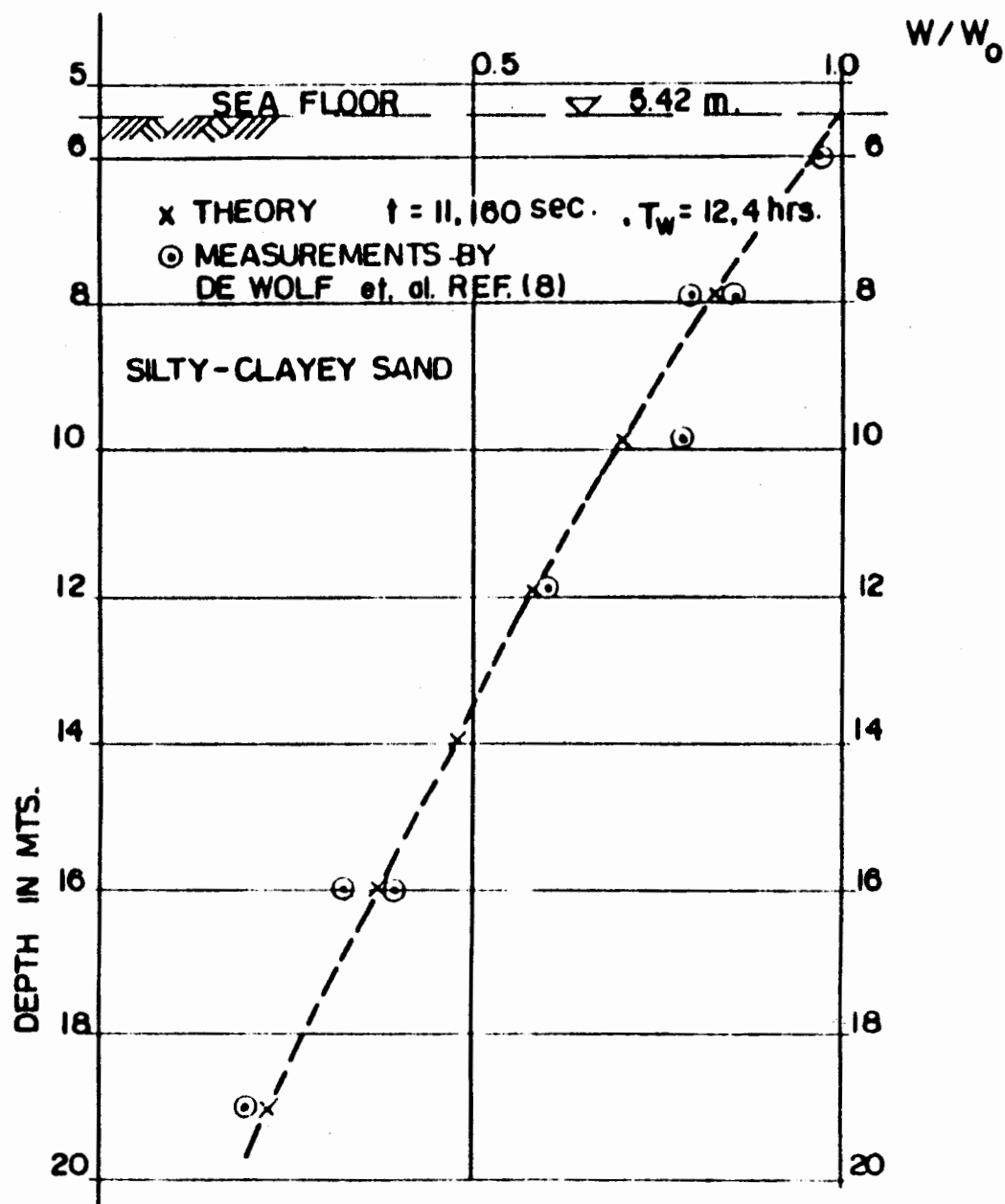


FIG.7 TIDE PORE WATER PRESSURE IN THE OCEAN SEDIMENTS DUE TO THE ACTION OF THE TIDE IN ZEEBRUGGE HARBOR, BELGIUM.

F/DEPFI/D-65/1986/EJ.4



711487