

**Universidad Nacional de Ingeniería**

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**CONDICIONES LOCALES DEL SUELO  
Y SU CORRELACION CON LOS EFECTOS DEL SISMO**

**T E S I S**

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

**INGENIERO CIVIL**

**RICARDO MAXIMO HERNANDEZ AQUIJE**

**LIMA   ★   PERU   ★   1978**

## INDICE GENERAL

### CAPITULO I:

Generalidades sobre la influencia del suelo en los efectos del sismo.

#### 1.0. Introducción.

#### 1.1. Respuesta del suelo e intensidades del sismo.

#### 1.2. Fuerza sísmica y daño potencial

#### 1.3. Métodos para determinar el efecto de las condiciones del suelo en los movimientos de la tierra.

##### 1.3.1. Por recolección de datos

##### 1.3.2. Por microtrepidaciones

##### 1.3.3. Por procedimientos analíticos.

#### 1.4. El Problema de licuefacción

##### 1.4.1. Licuefacción estática y dinámica.

##### 1.4.2. Efectos de la granulometría y permeabilidad del suelo.

### CAPITULO II:

Estudio sobre el potencial de licuefacción de los suelos del país.

#### 2.0. Factores que influyen

##### 2.0.1. Tipo de suelo

##### 2.0.2. Densidad relativa

##### 2.0.3. Presión inicial de confinamiento

##### 2.0.4. La intensidad del terremoto

##### 2.0.5. Duración del movimiento sísmico.

#### 2.1. Método general para evaluar el potencial de licuefacción.

##### 2.1.1. Método simplificado para evaluar las tensiones inducidas por un sismo.

- 2.1.2. Método simplificado para evaluar las tensiones que causan la licuefacción.
- 2.1.3. Evaluación del potencial de licuefacción.
- 2.2. Evaluación mediante abacos del potencial de licuefacción del área de Chimbote
  - 2.2.1. Datos de campo
  - 2.2.2. Evaluación del potencial de licuefacción
    - Zona I
    - Zona II
    - Zona V
- 2.3. Evaluación mediante abacos del potencial de licuefacción del departamento de Tumbes (Zorritos, Pto. Pizarro y Tumbes)

### CAPITULO III:

Estudio teórico del efecto de amplificación de ondas sísmicas

- 3.0. Introducción
- 3.1. Teoría de amplificación unidimensional
  - 3.1.1. Simplificación del perfil del suelo y parámetros iniciales
- 3.2. Análisis dinámico de un depósito de suelo como un sistema continuo
  - 3.2.1. Modelo matemático y ecuación del movimiento
  - 3.2.2. Solución de un depósito de suelo estratificado
  - 3.2.3. Función de respuesta de la frecuencia
  - 3.2.4. Algunos problemas relacionados
  - 3.2.5. Respuestas a movimientos sísmicos.

## CAPITULO IV:

Evaluación de los resultados obtenidos

4.0. Aplicación de resultados

4.1. Conclusiones.

## INTRODUCCION

La presente tesis profesional desarrollada como uno de los requisitos para optar el grado de Ingeniero Civil, formará parte de las investigaciones que viene realizando el Ing. Arnaldo Carrillo Gil, Profesor del departamento de Estructuras, Construcción de la Universidad Nacional de Ingeniería; sobre las condiciones locales del suelo y su correlación con los efectos del sismo.

Para los fines de proyectos de ingeniería se pueden distinguir dos tipos de comportamiento dinámico de los suelos "in-situ". En primer lugar se consideran los depósitos de suelo en estado suelto a muy suelto, parcial o totalmente saturados; en éstas circunstancias pueden suceder que por efectos de las vibraciones sísmicas se origine pérdida de resistencia al cortante parcial o total del suelo de cimentación, produciéndose importantes densificaciones del suelo que se manifiesta a través de asentamientos diferenciales, grandes asentamientos totales, fisuraciones, surgencia de agua, licuefacción, deslizamiento, etc. En este caso las condiciones del terreno serán inestables para la cimentación y el problema consiste en la evaluación del potencial del colapso del depósito de suelo bajo la acción de sismos. Esto, además de la influencia del suelo en los efectos del sismo y que han sido experimentados tanto en el extranjero como en nuestro país, trataremos en los dos primeros capítulos, siendo el tema central el problema de licuefacción así como de su evaluación, siguiendo los lineamientos de

los Doctores Seed e Idriss, para las áreas de Chimbote y Tumbes, donde el suelo presenta características favorables para que se produzca dicho fenómeno.

En segundo lugar pueden encontrarse depósitos del suelo relativamente compactos a muy compactos en los cuales las vibraciones sísmicas se transmiten a la superficie con un grado de amplificación o amortiguamiento sin pérdida de resistencia o deformaciones locales significativas, originando efectos sobre las estructuras pero sin daño directo en su cimentación. En este caso las condiciones de resistencia del suelo pueden considerarse como estables y el problema consiste en la evaluación de las oscilaciones que el suelo transmite a la estructura y, en definitiva tratar de impartir a esta una adecuada resistencia respecto a las cargas dinámicas horizontales.

Sobre una Teoría de amplificación, denominada "Teoría de Amplificación Uni-dimensional" es la que tratará en el tercer capítulo; dicha teoría presentada por el Doctor Y. OHSAKI, servirá posiblemente más adelante para elaborar programas para computadora, que nos evalúen el factor de amplificación de la aceleración máxima ó fuerza sísmica de las diferentes áreas de Lima o de otras ciudades, respecto al estrato base o respecto a cualquier otra capa de suelo que se encuentre en afloramiento en otro lugar y que se ha tomado como base para el diseño de estructuras. Tal como sucede en nuestro caso, ya que como sabemos el reglamento de diseño sismo-resistente toma como base el suelo de Lima, sin considerar que en sus alrededores los terrenos de fundación son muy diferentes.

Y una vez encontrado el acelerograma modificado, mediante espectros de aceleraciones podremos determinar la amplificación en la estructura así como también sus períodos críticos.

## CAPITULO I

### GENERALIDADES SOBRE LA INFLUENCIA DEL SISMO EN LOS EFECTOS DEL SUELO

#### 1. INTRODUCCION.

Los daños producidos por sismos pueden ser influenciados de diferentes maneras por las características de los suelos en el área afectada.

En los lugares donde los daños están relacionados a la notable inestabilidad del suelo debido a grandes y permanentes movimientos en el área; la asociación de los daños con las condiciones locales resulta manifiesta; así por ejemplo los depósitos de suelos granulares sueltos pueden ser compactados por la vibración del terreno debido al sismo produciendo grandes asentamientos y asentamientos diferenciales en la zona. Ejemplos típicos de estos daños debido a las causas antes mencionadas han ocurrido en Chile, en donde una isla cercana a Valdivia quedó parcialmente sumergida debido a una combinación de efectos por movimientos tectónicos y asentamientos diferenciales debido a la compactación ocurrida durante el sismo de 1960.

Otro caso de asentamiento diferencial son los ocurridos en el Perú durante los sismos de 1970 en el área de Chimbote, en donde la Escuela Normal, ubicada sobre una colina de suelo granular compuestas por arenas pobremente graduada intercalada con grava suelta y estratos de

arena medianamente compacta, uno de los bloques del edificio de 2 plantas acusa evidencia de este problema (Carrillo-1970).

Un ejemplo típico de asentamiento por densificación son los ocurridos en los terraplenes de acceso de casi todos los puentes de la carretera Panamericana tanto Norte como Sur que cruzan la zona del sismo de 1970 y 1974 respectivamente, dichos asentamientos llegaron en algunos casos hasta 0.80 mt. (Carrillo 1970 - Huaco 1974).

En los casos donde el suelo está constituido por material granular suelto, la tendencia a compactarse puede traer como resultado el desarrollo de exceso de presiones hidrostáticas que pueden tener tal magnitud que causan la licuefacción del suelo, dando como resultado grandes asentamientos e inclinaciones o volteos de estructuras, aún, después de muchos días de originado el sismo.

Licuefacción de depósitos de arenas sueltas y saturadas se han producido en Niggatta, Japón, en el terremoto de 1964 (Ohsaki 1966); en el área de Chimbote-Perú en el sismo de 1970 (Carrillo 1970) y últimamente en la zona de Cañete-Perú a raíz del sismo de 1974 (Huaco 1975).

Por otro lado la combinación de esfuerzos dinámicos y la presión intersticial del agua (presión de poros) inducidas en los depósitos de arcillas blandas y arenas pueden producir grandes deslizamientos como los desarrollados en Turnagain Heights de Anchorage, Alaska en el terremoto del 27-04-64. El deslizamiento inducido por el terremoto fue de cerca de 2 millas a lo largo de la costa, y alrededor de 900 pies tierra adentro. El área total involucrada en el deslizamiento se estimó en 130 ACRES. Las

viviendas del área afectada se movieron lateralmente cerca de 500 a 600 pies en dirección del deslizamiento quedando completamente destruidas. Acá en el Perú éste fenómeno se ha presentado en menor escala, solamente los deslizamientos con surgencia de agua de taludes de rellenos artificiales de las pistas son comunes a lo largo de la zona afectada por el sismo de 1970 (Carrillo, 1970).

Otro factor que obviamente se debe a condiciones del suelo y que tiene incidencia en los daños de edificaciones es la influencia que el suelo ejerce en la intensidad de su movimiento y por consiguiente del daño estructural que se produce aún cuando los estratos inferiores puedan ser perfectamente estables, ejemplo de éste tipo se ha presentado en edificaciones en Caracas - Venezuela, durante el terremoto de 1967. En el extremo Este de la ciudad donde los suelos se extienden a profundidades del rango de los 300 a 700 pies, un edificio de 4 pisos llegó al colapso, mientras que la intensidad de daños en edificios de 9 pisos o más, no llegaban al 15%. Sin embargo en el extremo Oeste de la ciudad que está más cercana al epicentro del sismo y donde los suelos generalmente de características similares pero solamente se encuentran a profundidades entre 60 y 280 pies, no se produjo el colapso de edificios de varios pisos y los daños en edificios mayores de 9 pisos fueron relativamente bajos. Acá en nuestro medio esto quedó reflejado en Lima durante el sismo del 3-10-74 en el que la mayoría de estructuras de 2 pisos del área de la Molina y Monterrico cuyo suelo está constituido generalmente por arena semi gruesa intercalada con algo de grava

hasta encontrar la roca a profundidades variables sufrieron severamente mientras que en otras zonas cercanas a éstos tales como Chacarilla del Estanque, estructuras similares no sufrieron daños apreciables (I.G.P. 1974). Esto también queda reflejado por la diferencia de intensidades observadas en la ciudad de Lima y alrededores, a consecuencia del sismo del 03-10-74 (Deza et, al; 1975).

Y también en el trabajo "Correlaciones del efecto del sismo en los suelos del Perú" presentado en el último congreso mundial de Mecánica del suelo, realizado en Japón (Carrillo 1977) del cual se concluye que la distribución de intensidades debido a un sismo no depende de una manera directa de la distancia epicentral, sino que también está asociada a las propiedades, es decir a parámetros del suelo.

### 1.1 RESPUESTA DEL SUELO E INTENSIDADES DEL SISMO.-

El concepto de que la intensidad de vibración y la incidencia en los daños durante los sismos estaban relacionados de una manera general a las condiciones locales del suelo ha prevalecido por muchos años, pero los primeros estudios definitivos en esta materia fueron hechos por Wood (1908) luego del terremoto de 1906 en San Francisco. De las investigaciones de los daños locales y la geología de la zona, Wood concluye: "La investigación ha demostrado claramente que la cantidad de daños producidos por el terremoto del 18-04-1906 en diferentes partes de la ciudad y campo, en San Francisco, dependen de las condiciones geológicas y del carácter y de tipo de suelo".

Estudios posteriores demuestran que los daños de las es

estructuras durante sismo también dependen del tipo de ésta, ya que mucho tiene que ver el periodo natural de la estructura así como su factor de amortiguamiento, es decir la facultad que tiene la estructura para observar desplazamientos producidos en este caso por movimiento sísmico.

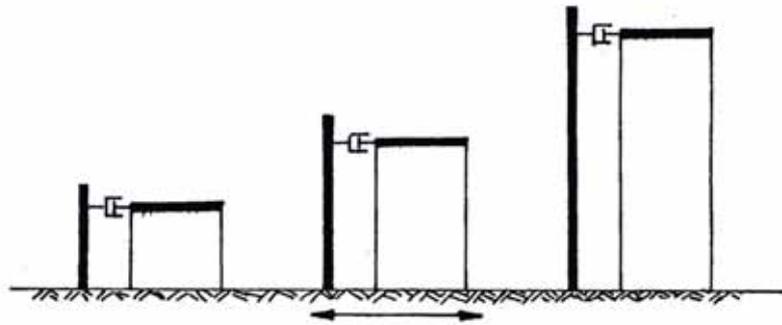
El concepto de Wood acerca de las variaciones en la intensidad de vibración en distintos lugares fue confirmada para la ciudad de San Francisco a raíz del sismo de 1957. Se tomaron gran número de registros de aceleraciones del suelo durante el sismo, en diferentes lugares pero a distancias aproximadamente iguales a la zona de disipación de energía obteniéndose en algunos casos diferencias de aceleración máxima del terreno del orden del 100%, presumiblemente como consecuencia de las diferentes condiciones del suelo que subyacen en los lugares de control. Variaciones de este orden de magnitud en los niveles de aceleración pueden inevitablemente producir diferencias en la intensidad de daños en las estructuras. Es importante la aceleración máxima del suelo, sin embargo esto no determina la intensidad de vibración del lugar y los efectos del movimiento del suelo, estos dependen también de las características de la frecuencia del movimiento sísmico y de su duración; así una muy alta aceleración desarrollada para un periodo muy corto de tiempo causa pequeños daños a muchos tipos de estructuras (Parkfield, California, terremoto del 27-06-66) La aceleración máxima del terreno llegó hasta 0.5g, pero probablemente por su elevada frecuencia, es decir periodos cortos y su corta duración de vibración del suelo no se reportan daños importantes (Cloud

1967).

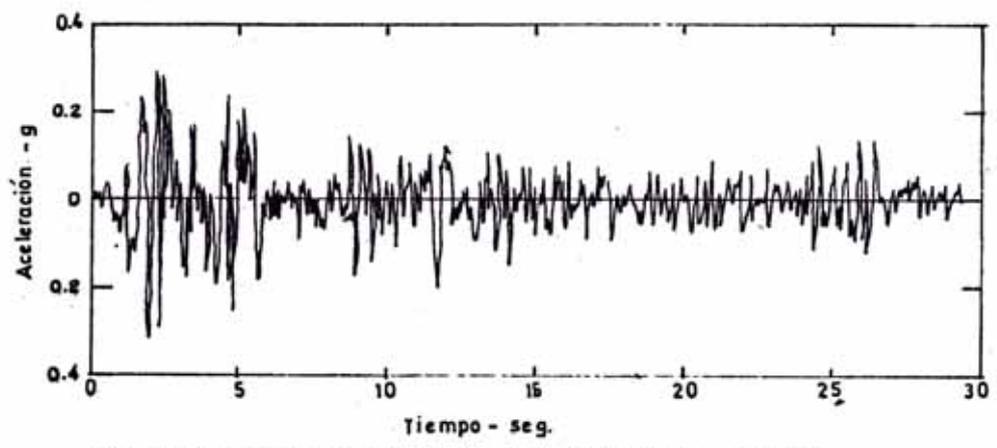
Por otro lado un movimiento con amplitud relativamente pequeña que permanece con una frecuencia uniforme por espacio de varios segundos, puede acarrear grandes aceleraciones acompañadas de daños en algunos tipos de estructuras, en la ciudad de México durante el sismo del 28-07-57, la máxima aceleración en la parte céntrica de la ciudad fue de solamente 0.05 a 0.10 g. (Merino y Coronado, 1957) pero la frecuencia característica y la duración fueron suficientes para el colapso total de las estructuras de varios pisos (Rosenblueth, 1960).

La influencia combinada de la amplitud de la aceleración del suelo, sus componentes de frecuencia en una extensión dada y la duración de la vibración del terreno bajo diferentes estructuras se representa convenientemente mediante un espectro respuesta (e.g. Housner, 1952, Hudson, 1956); esto es el ploteo que muestra la máxima respuesta debido al movimiento del suelo en un solo grado de libertad de oscilación de diferentes periodos fundamentales, pero que tienen el mismo grado de amortiguación interna. Por ejemplo la aceleración en el terreno registrada en el sismo de El Centro, de mayo de 1940, es mostrada en la parte central de la fig. (1.1). En las tres estructuras sencillas mostradas en la parte superior de la fig. (1.1) y cuyos periodos fundamentales de 0.3; 0.5 y 1.0 segundo y factores de amortiguamiento de 0.05; estuvieron sujetos a este movimiento, la máxima aceleración que se produjo en ellos fue de 0.75g, 1.02g y 0.48g. respectivamente.

En apariencia la máxima aceleración producida en es-



Periodo Natural	$T = 0.3 \text{ seg.}$	$T = 0.5 \text{ seg.}$	$T = 1.0 \text{ seg.}$
Factor de amortig.	$\lambda = 0.05$	$\lambda = 0.05$	$\lambda = 0.05$
Aceleración Max.	$= 0.75 \text{ g}$	$= 1.02 \text{ g}$	$= 0.48 \text{ g}$



ACLEROGRAMA - SISMO DE EL CENTRO- CALIFORNIA 18/5/1940

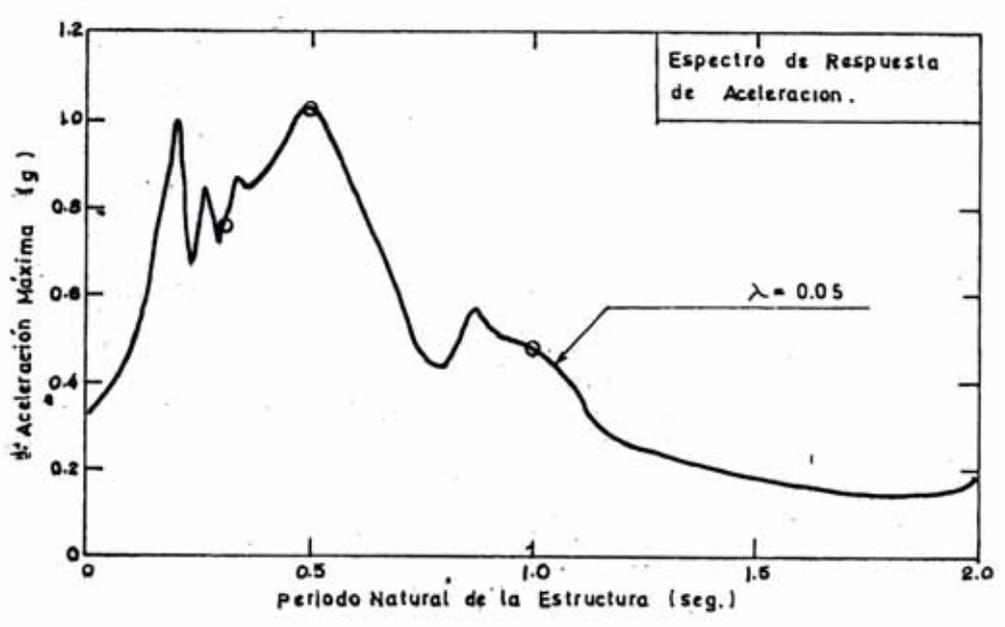


FIG.11 EVALUACION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACION.

estructuras simples de este tipo varía con el periodo fundamental de la estructura.

Un gráfico que muestra la aceleración máxima ocurrida dentro del rango de algunas estructuras, con periodos fundamentales que van desde cero a varios segundos; se denominan "Espectro respuesta de aceleración". Un gráfico para las estructuras sometidas a movimiento del suelo se registró en el CENTRO, el cual es mostrado en la parte inferior de la fig. (1.1). La máxima aceleración para estas estructuras mostrada en la parte superior de la misma figura conjuntamente con resultados computados de manera similar a estructuras de otros periodos fundamentales, permitirá plotear sus espectros de Respuestas.

Cómputos de igual forma podrían realizarse en estructuras con rango de período fundamental similar, pero que tengan diferentes grados de amortiguación interna. Se acostumbra a graficar espectros de respuesta de aceleración para un movimiento dado del terreno y para estructuras de diferentes grados de amortiguación interna, tal como lo muestra la fig. (1.2).

En forma similar el cómputo podría ser realizado para las máximas velocidades a los desplazamientos máximos en vez de determinar las máximas aceleraciones.

Un gráfico que muestra la relación entre la máxima velocidad producida por un movimiento dado en estructuras con un grado de libertad y que tienen un valor definido de amortiguación así como un periodo fundamental especificado, es denominado un "Espectro de respuesta de Veloci-

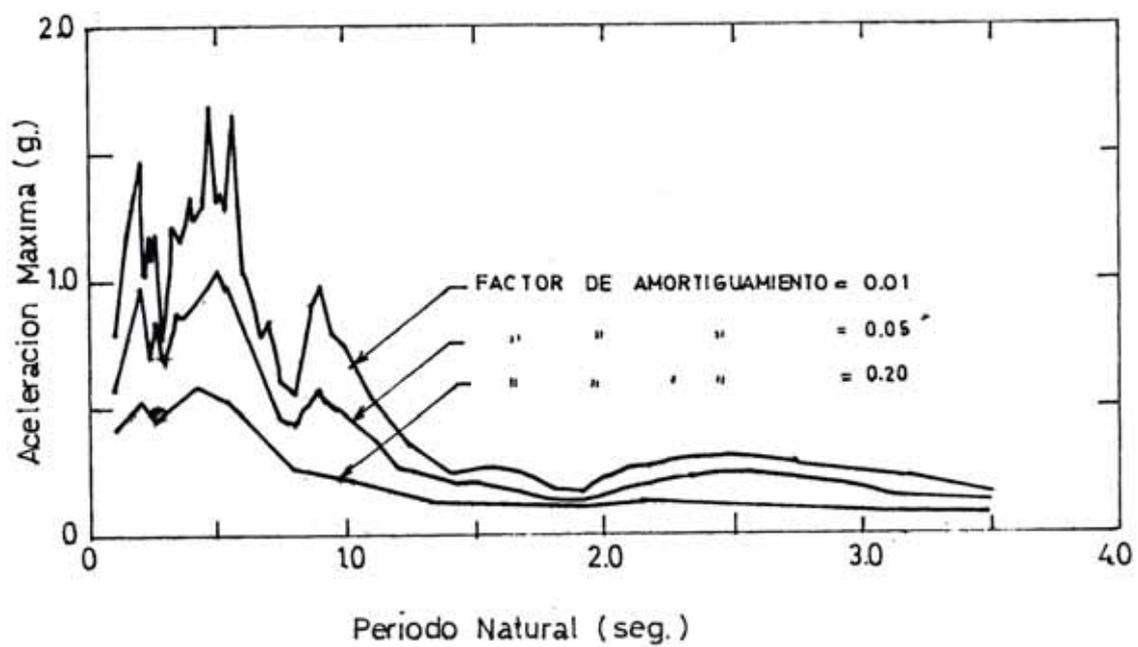


FIG. 1.2 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACCELERACION PARA EL SISMO DE EL CENTRO (1940)

dad".

Para cualquier movimiento del terreno, los valores de espectro de velocidades,  $S_v$ , y de aceleraciones,  $S_a$ , para estructuras con un grado de libertad y que tienen un periodo  $T$ , pueden relacionarse aproximadamente con la siguiente ecuación:

$$S_v \approx \frac{T}{2} S_a$$

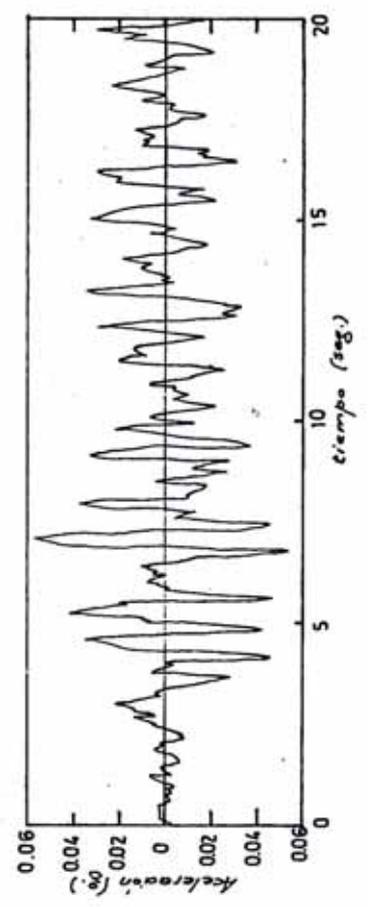
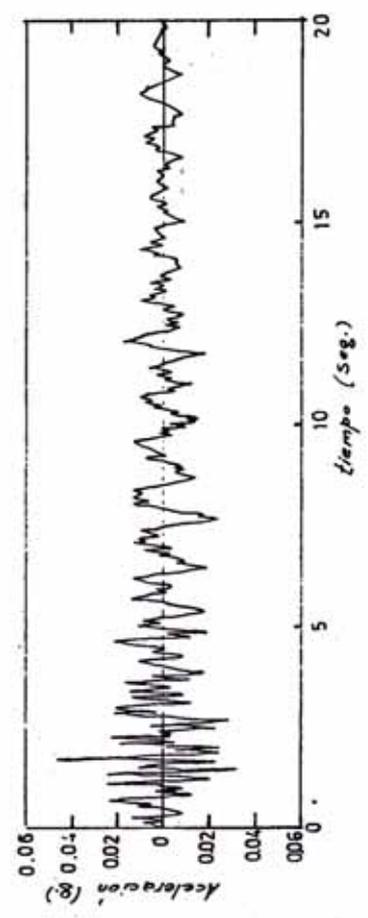
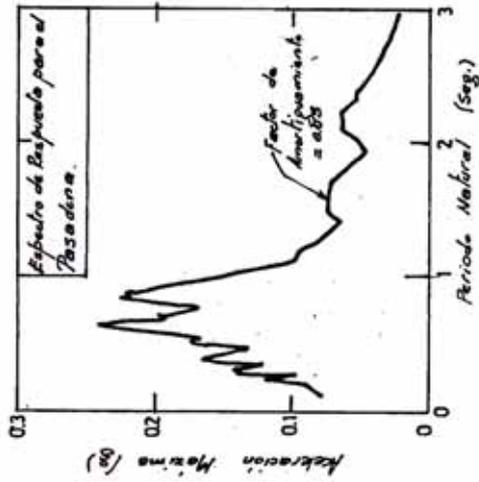
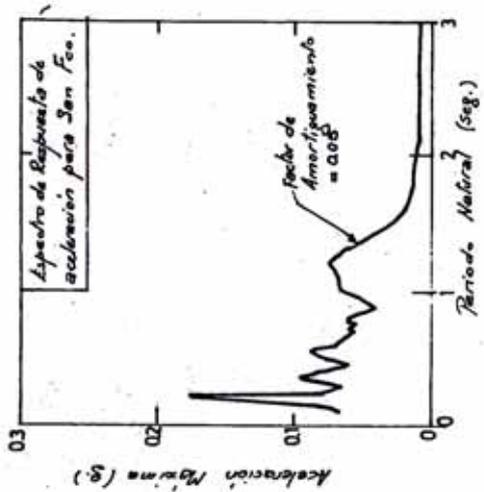
De manera que resulta sencillo convertir un espectro al otro.

Se puede observar por la discusión anterior que la historia a través del tiempo de los movimientos del terreno en un lugar se caracterizan por sus espectros respuestas correspondiente. Las diferencias en los movimientos a través del tiempo en diferentes lugares podría ser convenientemente evaluada por comparación de sus respectivos espectros respuestas. Más importante aún es el hecho que el espectro de respuesta nos provee de un medio adecuado para la evaluación de las máximas fuerzas laterales, que se desarrollan en las estructuras sujetas a movimientos en su base. Si la estructura se comporta como un sistema de un solo grado de libertad, la máxima aceleración y por consiguiente la fuerza máxima de inercia pueden determinarse a partir del espectro respuesta de aceleración conociendo el periodo fundamental de la estructura.

Si la estructura se comporta como un sistema de muchos grados de libertad, las máximas respuestas se determinan por el número de MODOS y todos los máximos son evaluados

con algunas combinaciones apropiadas de los diferentes efectos modales. Normalmente el primer modo tiene la mayor influencia en las fuerzas laterales inducidas.

Como ya se mencionó en párrafos anteriores; la forma del espectro de respuesta para una vibración dada del suelo, es un factor de peso en la determinación de las fuerzas laterales transmitidas a las estructuras de ingeniería. Resulta por ejemplo de particular importancia en el espectro de respuesta de aceleraciones la ordenada máxima y el periodo fundamental al cual ella se produce. Esto se ilustra en la fig. (1.3). En la parte inferior de la figura se muestran registros de dos (2) movimientos de tierra, uno en San Francisco durante el terremoto de 1957 y el otro en Pasadera, durante el terremoto de Kern County California en 1952, ambos registros muestran la misma aceleración máxima del suelo. El espectro respuesta para éstos movimientos de terrenos se muestran en la parte superior de la figura. Aparentemente se podría deducir a partir de los espectros que las respuestas de las estructuras en los dos movimientos del terreno deberían ser totalmente diferentes. Por ejemplo, la máxima aceleración producida en el terremoto de San Francisco en estructuras de un grado de libertad que tienen un periodo fundamental de cerca de 0.9 seg. fue de solamente 0.04 g, la máxima aceleración inducida por el movimiento en el sismo de Pasadera sobre las mismas estructuras fue de 0.2 g., es decir un incremento de 400%. Desde el punto de vista de la determinación de las máximas aceleraciones y las fuerzas la-



ACELEROGRAMA-EDIFICIO SOUTHERN PACIFIC- SISMO SAN FRANCISCO (1957)

ACELEROGRAMA - PASADENA DISTRITO DE KERN - SISMO DE CALIFORNIA (1952)

FIG 1.3 ACELEROGRAMAS Y ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN PARA DOS MOVIMIENTO DE SUELO

terales desarrolladas en las estructuras durante los terremotos, el establecimiento de la forma correcta de los espectros de respuesta es obviamente de primera importancia.

Estudios de Housner (1959) han demostrado que las frecuencias características de los movimientos producidos por un terremoto dado cambian con el incremento de la distancia del epicentro a la zona de liberación de energía. Como los movimientos viajan a través del terreno, los movimientos de periodo corto tienden a desaparecer con el resultado de que la máxima ordenada del espectro de respuesta tienden a crecer hasta valores muy altos del periodo fundamental. Sin embargo debe reconocerse que para lugares en la misma área, las frecuencias características del movimiento del terreno y también la forma del espectro de respuesta, pueden ser profundamente influenciados por la naturaleza de las condiciones locales del suelo existente en los estratos subyacentes. Esto está claramente demostrado por el espectro para vibraciones del terreno en diferentes localidades en el terremoto de 1957 en San Francisco, en el que se detectó, que el mas alto valor del espectro de velocidad para períodos mayores que 0.5 seg. fueron producidos en áreas donde las aceleraciones del terreno tenían valores muy bajos.

La influencia de las condiciones del suelo en la forma de los espectros de respuesta es ilustrada en la serie de espectros mostrados en la figura (1.4), (Seed y Idriss 1969) cuatro de los cuales fueron obtenidos de movimientos registrados en la misma ciudad durante el sismo mismo; (Hisada y otros 1965) y todos representan registros

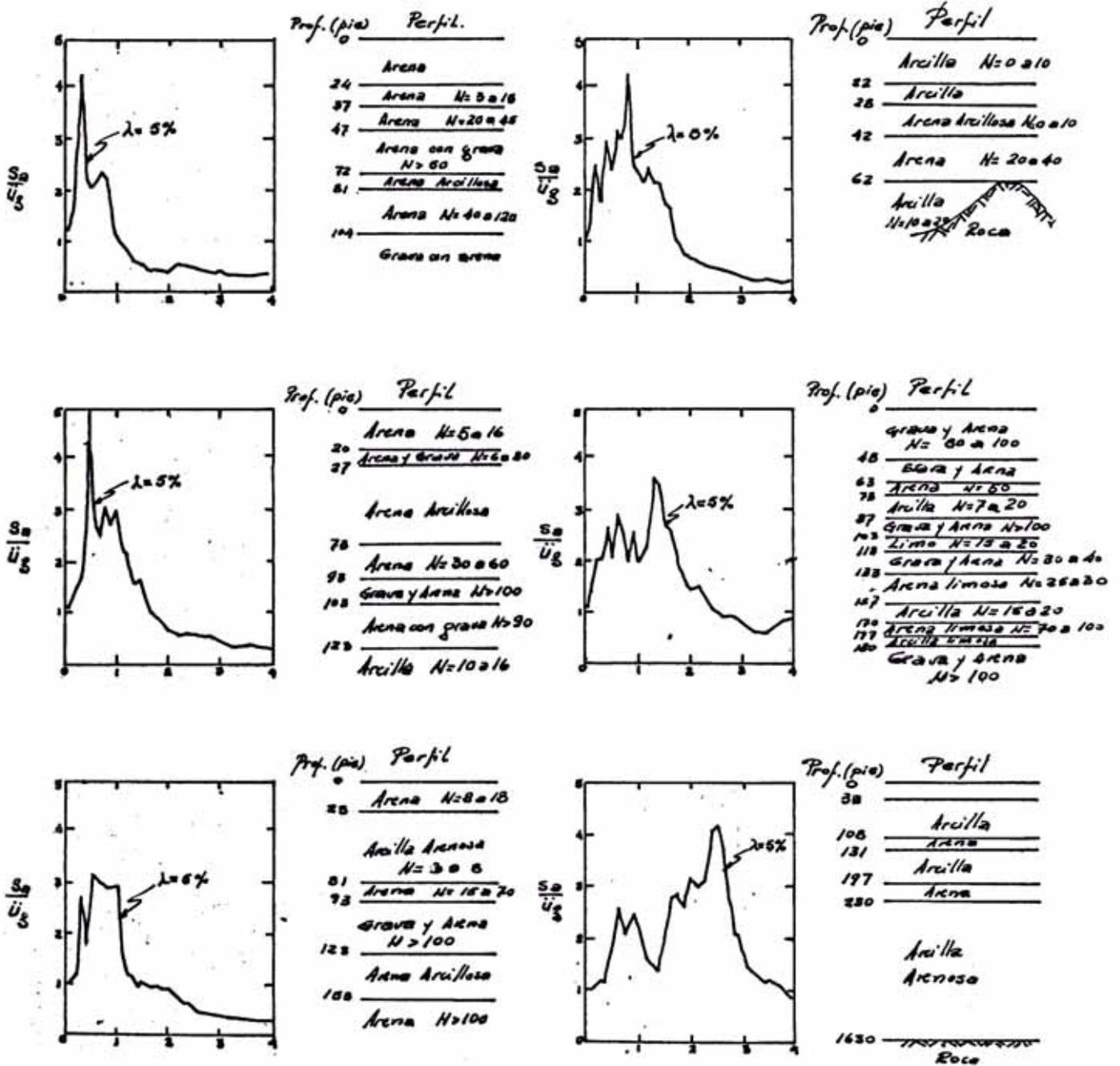


Fig. 1.4 INFLUENCIA DEL SUELO EN LA FORMA DE LOS ESPECTROS.

del movimiento a distancias considerables de la región epi central de terremotos de misma magnitud. En la figura también se muestran las condiciones de suelo en los lugares donde se tomaron los registros; el ordenamiento de los espectros de A a la F corresponden a la secuencia cre ciente del grado de "blandura" de las condiciones del sue lo bajo las estaciones registradas.

A fin de eliminar la influencia de diferentes amplitu des de aceleraciones superficiales, las ordenadas del es pectro se han standarizado dividiendo el espectro de a- celeraciones entre la máxima aceleración del suelo en ca da lugar. Así las diferentes formas de los espectros normalizados reflejan principalmente la diferencia de las frecuencias características del movimiento del cual fue- ron obtenidos.

Puede observarse que para los registros hechos en zo na (lugar A), la ordenada pico del espectro de respuesta se produce para un período de 0.3 seg. indicando una al- ta frecuencia predominante en el movimiento del terreno. Sin embargo para el depósito de suelo en B, pese a tener valores altos en el ensayo de Penetración Standard (S.P. T.) la ordenada pico del espectro ocurre a los 0.5 seg. y conforme las condiciones del suelo se tornan más blan- das como evidencia de la presencia de mayores profundida des (potencias) de arcillas rígidas y limos los periodos a los cuales el pico en el espectro de aceleraciones su fre cambios de acuerdo al siguiente cuadro:

LUGARES	PERIODOS
(ordenados por calidad de las condiciones del suelo).	(para el máximo valor del espectro)
AA	0.3 seg.
B	0.5 seg.
C	0.6 seg.
D	0.8 seg.
E	1.3 seg.
F	2.5 seg.

Aparentemente los componentes de frecuencia de los movimientos en diferentes lugares y las formas de los espectros, cambian apariencia de acuerdo al grado de mayor a menor consistencia del suelo. Para aquellos lugares de conformaciones de suelos duros la ordenada pico del espectro respuesta de aceleraciones tienden a ocurrir para valores bajos del período fundamental, como 0.4 o 0.5 seg. (ver fig. 4), indicando que en éstos lugares las aceleraciones máximas podrían transmitirse a las estructuras relativamente rígidas de 5 a 6 pisos de altura.

En cambio, para los lugares en que los depósitos consisten en suelos más sueltos, la máxima ordenada del espectro de respuesta de aceleraciones, ocurre para los valores muy altos de período fundamental como 1.5 a 2.5 seg. (ver fig. 4) la cual indica que en éstos lugares la máxima aceleración podría transmitirse en las estructuras de 20 a 30 pisos de altura. Todo lo anteriormente expresado es teniendo presente que el período fundamental (T) de una estructura es:

$$T = \frac{n}{10}$$

donde  $n$  es el número de pisos.

Y además que cualquiera estructura de ingeniería colapsa cuando se produce el fenómeno de "resonancia", es decir cuando el período fundamental del terreno tiende a igualarse al de la estructura.

Por lo tanto las fuerzas laterales sobre las estructuras y los daños de las edificaciones en el área deben ser seleccionadas cuidadosamente, los edificios de muchos pisos pueden ser afectados muy severamente donde haya depósitos de suelos blandos adyacentes, pero las estructuras más rígidas sobre estos mismos suelos, difícilmente serán afectados; recíprocamente las edificaciones de muchos pisos algo rígidas sobre suelos duros pueden ser afectados muy escasamente mientras que las más rígidas estarán sujetos a grandes fuerzas laterales.

## 1.2 FUERZA SISMICA Y DAÑO POTENCIAL.

Desde el punto de vista de la seguridad respecto al daño en la edificación, los efectos significativos de los terremotos son las fuerzas transmitidas a las estructuras de todo tipo y los efectos de estas fuerzas en el comportamiento estructural. Si se considera que la respuesta de la estructura para un movimiento de la base es dominado por la influencia del primer modo, entonces las máximas fuerzas laterales deberán tener una distribución que vaya desde un máximo en el borde superior de la estructura hasta cero en la base.

En el tope de la estructura la máxima aceleración debe

ser igual a la aceleración del espectro para el período fundamental y dado que la incidencia del factor del primer modo de respuesta es normalmente mayor que los otros, la fuerza dinámica lateral máxima debe ser aproximadamente igual a  $W/g.S_a$ , donde  $W$  es el peso de la estructura. Para los edificios de muchos pisos; otros modos; además del primero pueden claramente influir en la respuesta, pero la respuesta del primer modo nos da una buena aproximación de las fuerzas inducidas para propósitos de análisis preliminares. Esta fuerza puede ser expresada como el producto del peso del edificio y el coeficiente de fuerza dinámica lateral máxima :  $S_a/g$ .

Desde que los valores del espectro de aceleración varía con el período de la estructura para cualquier lugar dependiendo de las condiciones del suelo subyacente; parece que edificaciones con diferentes períodos en lugares distintos estarían sujetos a fuerzas expresadas por diferentes coeficientes de máxima fuerza dinámica lateral, dependiendo la distribución de la variación de la cantidad  $S_a/g$ . en cualquier área dada.

Mientras que los valores del espectro de aceleración muestra un buen índice de la máxima fuerza lateral transmitida a los edificios por cualquier tipo de movimiento del suelo, no necesariamente nos da el mejor índice de los efectos de dichas fuerzas sobre la edificación. Una gran fuerza lateral actuando en un tiempo muy corto puede tener efectos muy pequeños en la edificación, en cambio una fuerza pequeña actuando por un largo período de tiempo podría ocasionar severas deformaciones en las edificaciones. Por lo tanto el efecto potencial de daños

debido a un movimiento en la base de una estructura, podría considerarse aproximadamente proporcional al producto de la fuerza desarrollada por el período para el cual se produjo o sea: el efecto potencial de los daños es proporcional ( $\propto$ )  $W.S_a.T$

$$\text{y como: } S_v = \frac{T \cdot S_a}{2}$$

El efecto potencial de los daños sería  $\propto W.S_v$ .

donde:  $\propto$  : factor de proporcionalidad.

$W$  : peso total de la estructura.

$S_v$  : espectro de velocidad.

Por lo tanto el espectro de velocidad,  $S_v$ , es probablemente una medida más exacta del efecto potencial de los daños de un movimiento, que el espectro de aceleración  $S_a$ . Una vez más las variaciones en los efectos potenciales de deformación debidos a movimientos resultan ser aparentes, en cualquier otro lugar los efectos potenciales de deformación por un terremoto, expresado por el espectro de velocidad varía ampliamente dependiendo del período del edificio, y para una clase de edificio de un período dado el valor de  $S_v$  cambiará de lugar a lugar. En el terremoto de San Francisco (1967) se pudo apreciar que los efectos potenciales de deformación por el movimiento del terreno fueron aparentemente muy grandes para edificios con períodos dentro del rango de 0.3 seg. a 0.4 seg., y los más bajos para edificios cuyos períodos están entre 1.2 seg. a 1.5 seg. Sin embargo en general, las variaciones en el potencial de deformación expresadas por el espectro de velocidad ( $S_v$ ) a través del perfil son considerablemente menores que las variaciones en el máximo coeficiente de

la fuerza dinámica lateral expresada por el espectro de a c e l e r a c i o n (sa.)

En los párrafos anteriores, los espectros de aceleración y velocidad, se mencionan con el objeto de proveer de índices sencillos para las fuerzas dinámicas laterales que se desarrollan en edificios, y para el potencial de daños debido a movimientos del terreno producido por un terremoto dado. En lo que se respecta al potencial de daños, los códigos usados para el diseño sismo-resistente, requiere que para una edificación, el diseño por cargas laterales estáticas tendrá una magnitud prefijada para cierto tipo de sismo, y expresada como un coeficiente de fuerza lateral,  $K$  veces el peso del edificios. Este coeficiente  $K$  varía usualmente con el período fundamental del edificio, es decir con el número de pisos. En general el coeficiente de fuerza lateral ( $K$ ) disminuye cuando el período fundamental aumenta, es decir el número de pisos crece. Así generalmente, los edificios no son diseñados para la misma resistencia a igualdad de fuerzas inducidas.

Las variaciones en el diseño de fuerzas laterales deberían tomarse en cuenta al decidir el potencial de daños para cualquier sismo, al diseñar los edificios en concordancia con los códigos. En muchos casos, por supuesto, los edificios deberán ser diseñados para soportar fuerzas tan grandes como los mínimos dados por los reglamentos, pero de manera general se puede esperar que las fuerzas laterales de diseño en edificios sean proporcional al coeficiente de fuerza lateral dado por un código local, para cada tipo de estructura. En efectos, entonces, la fuer-

za dinámica lateral inducida es representada aproximadamente por  $W \cdot S_a/g$ . y la fuerza estática lateral de diseño por :  $K \cdot V$ , así tenemos la relación:

$$F_r = \frac{\text{Máx. fuerza dinámica lateral inducida}}{\text{fuerza estática lateral de diseño}} = \frac{S_a}{K \cdot g}$$

Que da una medida relativa de la capacidad de diferentes estructuras a soportar la acción destructora del sismo.

Alternativamente, desde que el espectro de velocidad provee de un mejor índice de los daños de un movimiento de la fundación, la capacidad relativa de los diferentes tipos de edificaciones para soportar los diferentes espectros de velocidades pueden ser indicados por el cociente:

$$D_r = \frac{\text{Potencial de daños del movimiento}}{\text{Resistencia de diseño}} = \frac{S}{K}$$

Índice del potencial de daños como son  $F_r$  y  $D_r$  proveen de una forma conveniente, simple y racional de predecir de modo general el potencial de daños de un sismo de diferentes estructuras. Particularmente se ha encontrado que el coeficiente  $D_r$  es sumamente satisfactorio como base para el análisis de los daños causados por el sismo de Caracas en 1967 y se espera que sea de igual utilidad en otras áreas. Sin embargo su uso al predecir daños dependería de la destreza del ingeniero para obtener el espectro de respuesta para los movimientos de la tierra producido por los sismos que afectarán una determinada área.

### 1.3 METODOS PARA DETERMINAR EL EFECTO DE LAS CONDICIONES DEL SUELO EN LOS MOVIMIENTOS DE LA TIERRA.

En la actualidad se consideran tres métodos principales para establecer los efectos de las condiciones locales del suelo bajo sacudimiento sísmicos:

- Por recolección de datos de respuestas sísmicas del suelo a lo largo de un número suficiente de lugares y con un amplio rango de tipos de suelos tomando en cuenta las diferentes intensidades y sus distancias al epicentro.
- Uso de microtrepidaciones a pequeños sismos que permitan obtener datos para evaluar ciertos efectos en el sitio.
- Procedimientos analíticos utilizando las teorías de propagación de ondas elásticas a través de medios estratificados que dependiendo de la configuración topográfica del depósito de suelos pueden ser aplicados a estratigrafías horizontales, depósitos irregulares o en talud.

A continuación daremos una apreciación de estos tres métodos empleados.

#### 1.3.1 Por recolección de datos.

Se necesita tener registros de temblores, a través de muchos años, que se han producido en una zona determinada, tal como sucede en Japón en donde se tiene registros desde el siglo XVI, y los cuales les ha servido para poder obtener valiosas conclusiones (Koizumi 1969), tales como:

- El grado de destrucción de los edificios (en este caso de madera) no disminuye necesariamente con la distancia del epicentro.
- La mayoría de edificios dañados se encuentran alrededor del estuario de un río donde se depositan suelos suaves, estos edificios a lo que se hace mención son casas de madera cuyos períodos medios-naturales son aproximadamente 0.4 seg., mientras que los almacenes que son estructuras de 2 pisos y más rígidas con período medio-natural aproximadamente 0.2 seg., sufren daños mínimos. Esto sugiere que una Resonancia de estructura suelo puede ser la causa del mayor daño considerando que el tipo de suelo al que se hace mención, tiene período predominante casi igual 0.4 seg.
- Donde el suelo está cubierto por una capa superficial suave, la amplitud de las ondas transmitidas desde el lecho se amplifican a través de la capa. Y dicha amplificación aumenta con la potencia y su vida de dicha capa superficial así como también aumentan los daños.
- Cuando una estructura vibra durante el sismo, impone una fuerza de oscilación sobre el suelo, el cual envía ondas de fuerza a través del suelo, si una considerable cantidad de energía es disipada en esta forma, habría un efecto bueno en comportamiento de la estructura y dicho efecto se puede considerar idéntico al aumento de amortiguamiento interno de la estructura. Estudios teóricos y experimentales muestran que se disipa más energía de una estructura, con la disminu-

ción en la rigidez de ésta.

Todo lo expresado queda reflejado en el gráfico de la fig. (1.5) don de se observa como varían los daños de acuerdo al tipo de suelo (Koizumi 1969).

Así en nuestro país a raíz de los tres últimos sismos destructores que nos han azotado (1966, 1970, 1974); y que nos han dejado un saldo de 70,178 muertos, un monto de U.S. 2,500 millones de dólares (Carrillo 1977) y una inagotable fuente de investigación; investigadores e ingenieros, sumando esfuerzos y dejando de lado el egoísmo profesional, se han puesto a trabajar con los datos obtenidos de estos 3 ensayos a escala natural.

El Ing. Arnaldo Carrillo G. en su trabajo "CORRELACIONES DEL EFECTO DE SISMO EN LOS SUELOS DEL PERU" (IX Congreso Mundial de Mecánica de suelos e Ingeniería de Fundaciones, TOKYO, 1977), en donde evalúa y analiza estudios y resultados de algunos ensayos ( ensayos de placas ) del comportamiento del suelo en el área de Lima, correlacionándolas con la intensidad sísmica causada por el terremoto ocurrido en el año 1974. Llegando a correlaciones adecuadas, en la mayoría de los casos, entre el tipo del suelo subyacente en cada lugar y la evaluación de daños efectuada, así : Para un terremoto de grado 7.6, con aceleración máxima de 0.19 g. y duración aproximada de 100 seg. ( sismo del 3-10-74 ) , los suelos gravo-arenosos presentan un promedio intensidades VI (Mercalli Modificada de Intensidades) y módulos elásticos comprendidos entre  $150 \text{ kg/cm}^2$  a  $500 \text{ kg/cm}^2$ ; los suelos limosos presentan intensidades de VI a VII (M.M.) con módulos

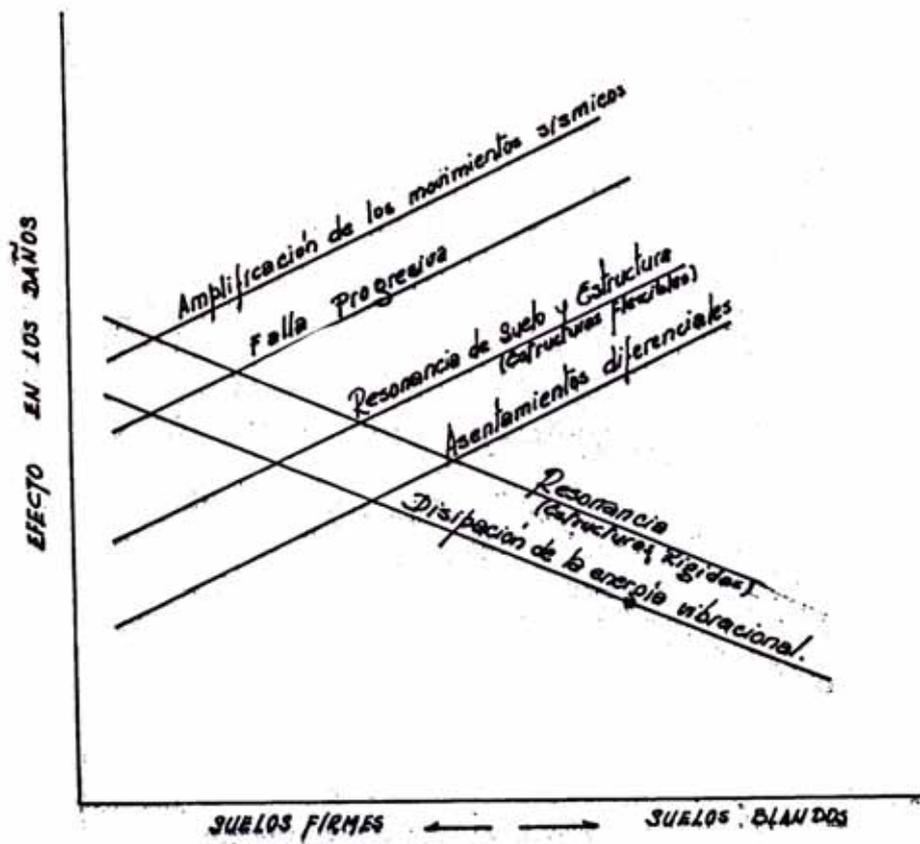


FIG. 1.5 Efectos en los daños producido por el sismo y la consistencia del suelo.

elásticos variables entre  $90\text{kg/cm}^2$  a  $250\text{kg/cm}^2$  y por último los suelos arcillosos presentan intensidades entre VIII y IX (M.M) con módulos comprendidos entre  $45\text{kg/cm}^2$  a  $210\text{ kg/cm}^2$ .

Adicionalmente ha establecido, para módulos elásticos promedios, correspondientes a cada tipo de suelo especificado, que en los materiales donde los daños siempre han sido menores a través de todos los sismos ocurridos los módulos elásticos son altos y comprendidos entre  $170\text{ kg/cm}^2$  a  $975\text{ kg/cm}^2$ . y su valor crece al aplicar se cargas repetidas por ciclos; mientras que los suelos donde se han presentado casos de amplificación, refracción y reflexión de ondas sísmicas o efecto de densificación o licuefacción, los módulos elásticos son bajos y están comprendidos entre  $98\text{ kg/cm}^2$  y  $130\text{ kg/cm}^2$  mostrando disminución o permaneciendo estables cuando son sometidos a cargas repetidas por ciclos.

Lo expresado en los párrafos anteriores se aprecia en el gráfico de la fig. (1.6) (Carrillo, 1977).

Cabe remarcar que el autor hace una clasificación restringida, del tipo de suelos de cimentación desde el punto de vista sísmico, ya que la naturaleza nos brinda no solo una gran variedad de tipos de suelos, sino también una enorme gama de factores que son determinantes en su comportamiento y que tienen origen en la formación geológica. Esta clasificación consta de cuatro (4) grupos:

- 1.- Gravitas que comprenden los conglomerados, gravitas empacadas en arenas y gravitas mezcladas con arena.
- 2.- Arenas que comprenden las arenas mezcladas con algo

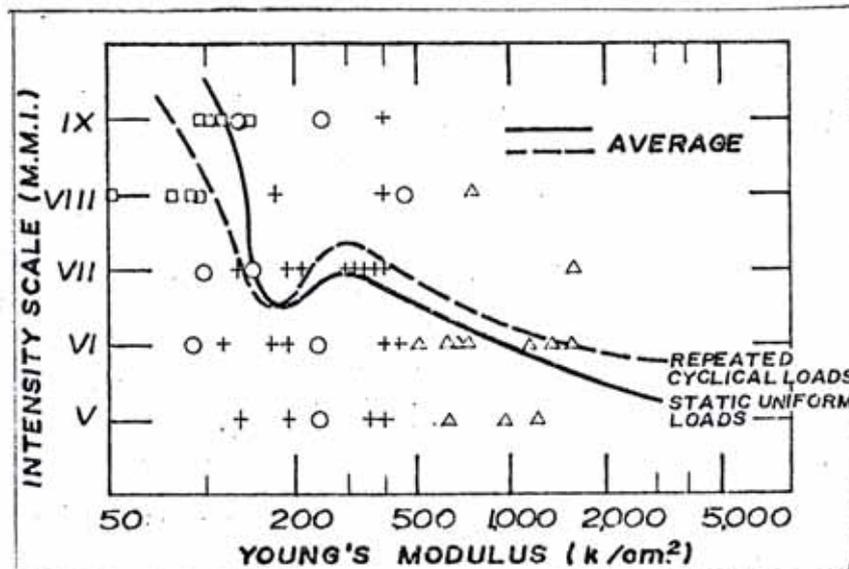
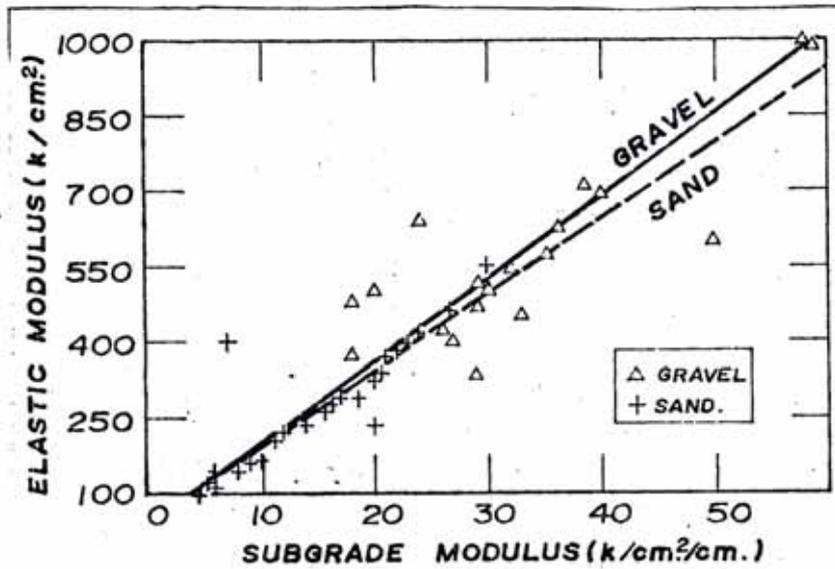
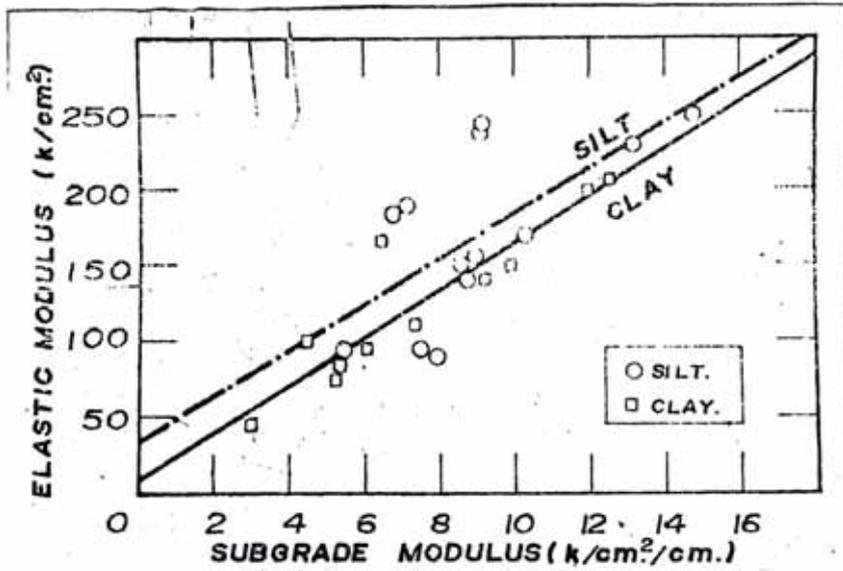


FIG.(1.6).-RELACION DE LA INTENSIDAD DEL SISMO CON EL MODULO DE YOUNG'S DEL SUELO (SISMO DE LIMA, 1974)

de grava, arenas pobres y bien graduadas y arenas limo  
sas.

3.- Limos que comprende los limos puros, limos arcillosos  
y limos arenosos.

4.- Arcillas que son las arcillas medianamente plásticas  
y arcillas consistentes y suaves.

### 1.3.2 Método de Microtrepidaciones.

Es un método bastante usado para determinar parámetros  
del suelo tal como Período Predominante del terreno, pero  
para determinar el efecto de las condiciones del suelo en  
los movimientos de la tierra, tiene el inconveniente que  
debido a las características de no-linealidad del suelo,  
el comportamiento a pequeños niveles de deformación origi  
nados por sismos de muy baja intensidad (Microtrepidacio  
nes) no pueden ser tomados como base para una evaluación  
confiable.

### 1.3.3 Método de Procedimientos Analíticos.

Utilizando las teorías de propagación de onda elástica  
a través de medios estratificados, es el que resulta ac  
tualmente muy útil y confiable para determinar la respues  
ta del suelo ante sacudimientos sísmicos, y del cual nos  
ocuparemos en parte en el tercer capítulo al analizar el  
problema de amplificación de ondas.

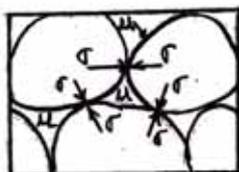
## 1.4 EL PROBLEMA DE LICUEFACCION.

Deberá observarse desde un principio que el término  
licuefacción que se emplea aquí describe el fenómeno se  
gún el cual un suelo no cohesivo pierde resistencia du  
rante un terremoto y adquiere un grado de movilidad muy  
avanzada y elevada.

En esta parte del capítulo daremos aspectos generales de éste fenómeno, ya que en el capítulo siguiente trataremos de los factores que influyen en él, así como de un método práctico para evaluar dicho fenómeno.

Si una arena saturada está sujeta a movimientos vibratorios, ésta tiende a compactarse y decrecer de volúmen; si el drenaje de agua es incapaz de producirse, la tendencia al crecimiento de volúmen trae como consecuencia un incremento de presión intersticial, la cual puede aumentar hasta el punto de hacerse igual a la presión que soportan las partículas de suelo por encima, o presión de confinamiento o sobrecarga, entonces los esfuerzos efectivos se anulan y la arena suelta pierde completamente su resistencia al esfuerzo cortante ocurriendo el flujo de la arena y la pérdida total de capacidad de carga, lo que hace que las cimentaciones que se apoyan en ella fallen por hundimiento del suelo. Esto se puede representar esquemáticamente como sigue:

- a) Elemento de suelo estáticamente.



$\sigma$  : presión de sobrecarga

$u$  : presión de poros.

Esfuerzo cortante de la arena en estado estático.

$$s = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi$$

- b) Debido al sismo tiende a modificarse, originándose:

$$u' > u \quad \text{y si} \quad u' = \sigma$$

obteniéndose:



$$S = (\sigma - u') \operatorname{tg} \phi /$$

$$S = 0$$

La licuefacción de las arenas saturadas puede desarrollarse en cualquier zona donde la necesaria combinación de las condiciones locales del suelo y las deformaciones producidas por la vibración inducida por las solicitaciones sísmicas puedan ocurrir, creándose flujo de arena en la superficie o a cierta profundidad por debajo de la superficie, en donde el exceso de presión hidrostática en la zona de licuefacción local pueda disiparse por flujo del agua en la dirección vertical. Si el gradiente hidráulico es suficientemente grande, el flujo hacia arriba inducirá condición de licuefacción en las capas superiores del depósito de arena afectada; por lo tanto, la licuefacción de este tipo (licuefacción general) dependerá de que el necesario gradiente hidráulico sea desarrollado y mantenido, lo que a su vez, será determinado por las características de compacidad del suelo arenoso, la naturaleza de las deformaciones, la permeabilidad de la arena, las condiciones de frontera para permitir el drenaje, la geometría de la situación particular y la duración de las vibraciones inducidas.

Cabe mencionar que investigaciones ejecutadas han demostrado en muchos casos que las consideraciones de licuefacción se limitan a casos de terrenos relativamente poco profundos, a nivel superficial, donde la respuesta del suelo a las tensiones inducidas por el terremoto no está influenciada por la existencia de tensiones tangenciales horizontales iniciales debidas a la proximidad de

importantes irregularidades de la superficie (Faccioli, Resendiz, 1976).

#### 1.4.1 Licuefacción Estática y Dinámica.

En términos genéricos, como ya se explicó anteriormente, se habla de licuefacción de un suelo no cohesivo saturado cuando la resistencia al corte de éste disminuye de tal manera que se logra una condición de fluidez en el suelo parecida a la que se observa en un líquido viscoso. En teoría ésta pérdida de resistencia debería de verificarse cuando la presión total del agua que llena los vacíos intersticiales del suelo llega a igualar a la presión total de confinamiento, o sea cuando los esfuerzos que se ejercitan a través del esqueleto sólido resulten nulos (Carrillo, 1978). Una vez iniciado el proceso de licuefacción, la masa de suelo continuará fluyendo hasta que alcance una nueva condición de estabilidad. La modalidad de tal proceso depende de la configuración geométrica inicial de la masa y en muchos casos, del tipo de perturbación que ha originado el fenómeno. Se podría tener lo que se denomina como "licuefacción estática" o sea un estado de licuefacción no originado por perturbaciones, de los cuales se han reportado y estudiado muchos casos. Generalmente se ha tratado de diques de tierra, de terraplenes marítimos y de diques de río. El colapso de tales estructuras, en su mayoría situados sobre arenas finas o limos sueltos de granulometría uniforme, resultó casi siempre originando por las variaciones en el nivel freático y de las consecuentes fluctuaciones de la presión

intersticial.

El estudio sistemático sobre el comportamiento de muestras de arena saturada sometida a cargas cíclicas se inició a partir de 1966 en la Universidad de Berkeley (Seed, Lee, 1966).

Las observaciones más significativas sobre los resultados de una prueba de laboratorio típica de licuefacción se pueden resumir de la siguiente forma:

- a) Hasta un número de ciclos las deformaciones producidas en cada ciclo resultan muy pequeñas (menos de 1%), mientras que la presión de poros muestra un proceso característico de acumulación progresiva.
- b) Se logra un estado en el cual la presión de poros alcanza por un instante a la presión de confinamiento. Tal estado está definido como "licuefacción inicial". El número de ciclos necesarios para alcanzar esta condición resulta que es función de la densidad relativa, de la presión de confinamiento y de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico.
- c) A partir del instante de la licuefacción inicial, las deformaciones en cada ciclo sucesivo aumentan. Este aumento es muy rápido para arenas sueltas y muy lento para arenas densas.
- d) Llegándose a una "licuefacción completa" que se define como un valor de la amplitud de la deformación cíclica igual al 20%. Los estados intermedios entre "licuefacción inicial" y "licuefacción completa" vienen definidos como "licuefacción parcial".

Para las arenas sueltas y medias, los instantes de licuefacción "inicial" y "completa" están separados generalmente por un número muy pequeño de ciclos que para los efectos prácticos se pueden considerar como coincidentes. A su vez en el caso de una arena condensada 100%, se puede necesitar hasta 3000 ciclos para poder obtener una "licuefacción completa" aún si la licuefacción inicial se ha alcanzado en pocos ciclos. Sobre la base de éstos datos parece claro el criterio de licuefacción dinámica para arenas sueltas y medias: el colapso inicial empieza casi repentinamente en el instante en el cual el esfuerzo efectivo se anula por primera vez. Hay que tener presente que, en base a un análisis llevado a cabo sobre casos de licuefacción verificado durante los terremotos ocurridos en los últimos años, la densidad relativa máxima de los terrenos licuados está cerca del 70% (Carrillo, 1978).

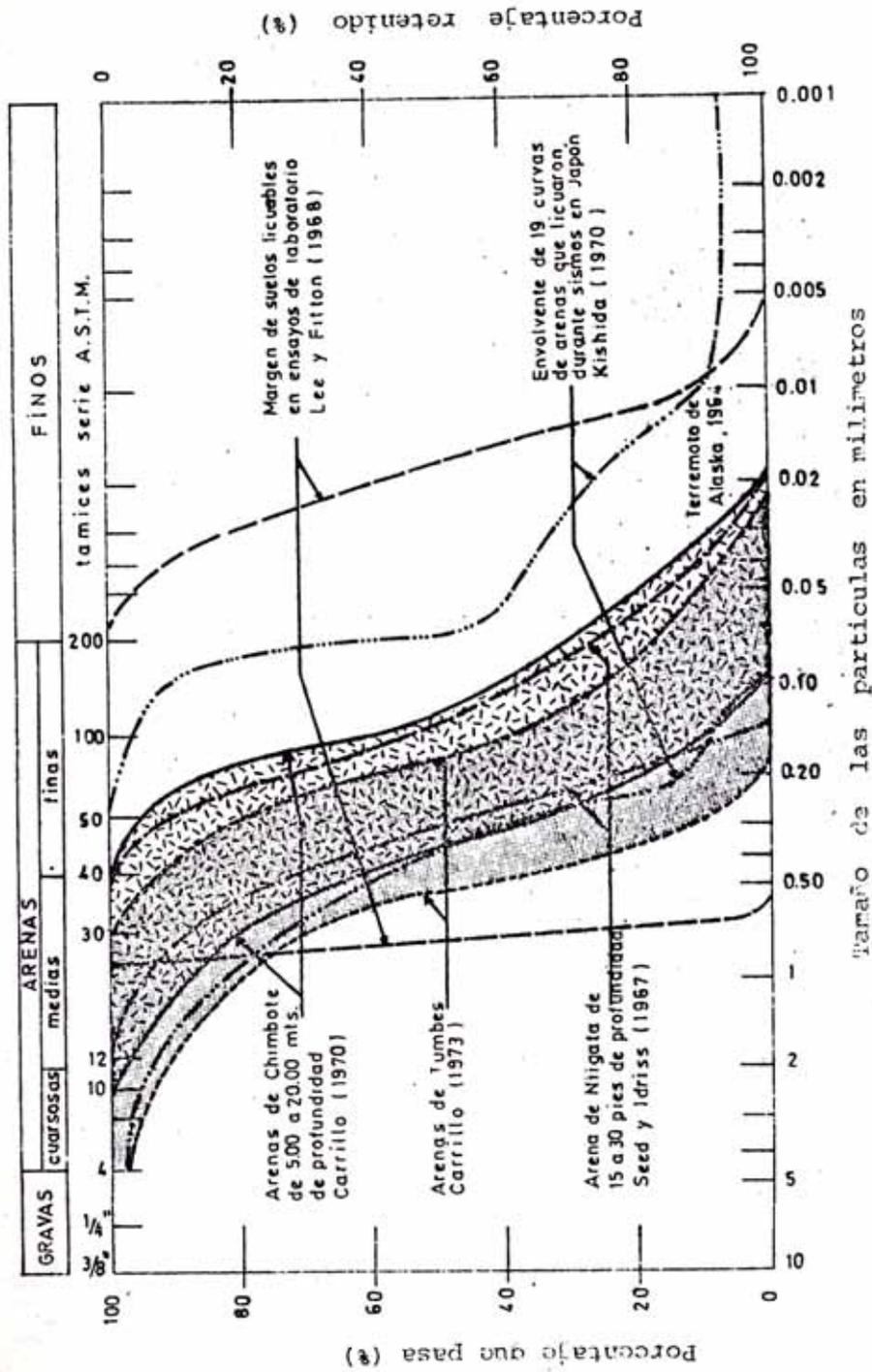
Según lo dicho se llega a, que bajo carga cíclica, en arenas sueltas y medias de licuefacción dinámica se inicia cuando el esfuerzo efectivo alcanza por primera vez un valor nulo. En los casos estáticos no es necesario que el esfuerzo efectivo se anule para lograr la licuefacción.

#### 1.4.2 Efectos de la Granulometría y Permeabilidad del Suelo.

La granulometría así como también las dimensiones de las partículas son factores que ejercen influencia sobre la susceptibilidad a la licuefacción. El efecto de la forma de los granos así como su gradación han sido objetos de muchos estudios sistemáticos llegándose a estable

cer que aquellos que son más uniformes son potencialmente más peligrosos, considerándose las arenas finas y las arenas limosas como los suelos con mayor probabilidad de falla debido a la licuefacción o movilidad cíclica. En la fig. (1.7) se muestran límites para suelos en los que se ha originado el fenómeno tanto en el campo como en el laboratorio, así como los valores típicos de las arenas finas de Chimbote (Carrillo 1970) y Tumbes (Carrillo 1974). Las arcillas finas, siendo plásticas, son menos licuables por efectos sísmicos pero se pueden inducir, aún en las arcillas, aumentos substanciales de la presión de poros asociados con grandes deformaciones.

Aunque los datos dados en la fig. (1.7) dan una idea indirecta de la influencia del coeficiente de permeabilidad, no es realístico el tratar de evaluar el papel de éste factor separadamente de la trayectoria de drenaje, de las condiciones de contorno y de la densidad in-situ. Cuando la trayectoria de drenaje impuesta por las condiciones de contorno no es excesivamente larga, como en depósitos profundos o bajo cimentaciones impermeables grandes, y la permeabilidad no es alta, la capacidad de desarrollo de presiones de poros altos depende casi exclusivamente de la densidad del suelo. Las configuraciones potenciales peligrosas se asocian también con lentes y vetas de arenas saturadas o limo encerradas en masas de suelo de una permeabilidad sustancialmente más baja. Luego no se puede producir el drenaje aumentándose la presión de poros y trayendo consigo el fenómeno de licuefacción o movilidad cíclica de los lentes de arena lo



**FIG. (1.7) EFECTO DE LA GRANULOMETRIA EN LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCION O MOVILIDAD CICLICA.**

que podrá ser el detonante de colapsos catastróficos de la masa del suelo adyacente si la superficie del depósito es inclinada (tal como el fenómeno de Turnagain Heights de Anchorage, Alaska durante el terremoto del 27-04-64.)

## CAPITULO II

### ESTUDIO SOBRE EL POTENCIAL DE LICUEFACCION DE

#### LOS SUELOS DEL PAIS

##### **2.0 FACTORES QUE INFLUYEN:**

Tanto en observaciones del comportamiento en sismos pasados como en estudios de laboratorio realizada por personas especializadas (H. Bolton Seed, 1971; Pedro Ortigosa, 1975 y otros), se ha llegado a la conclusión de que el potencial de licuefacción de un suelo durante un sismo severo depende de las características del terreno, de las tensiones iniciales que actúan sobre el mismo y de las características del sismo que se trata. Por lo tanto los valores significativos son:

- Tipo de suelo.
- Densidad relativa del suelo.
- Presión inicial de confinamiento
- Intensidad del sismo.
- Duración del sismo.

##### **2.0.1 TIPO DE SUELO.**

La forma más fácil de caracterizar un suelo sin cohesión es quizás mediante su granulometría. Existen algunas pruebas que demuestran que los suelos de granulometría uniforme son mucho más susceptibles a licuefacción que los suelos bien graduados (Ross y otros, Lee y Fitton) y que en los suelos de granulometría uniforme las arenas finas tienden a licuefactarse más fácilmente

que las arenas gruesas, graves, limosas o arcillas. Así por ejemplo en un estudio de los desplazamientos de la cimentación de los puentes en el terremoto de Alaska, (Ross y otros), observaron que no se había producido daños por licuefacción en los puentes cimentados sobre gravas pero que habían muchos casos de puentes dañados entre los cimentados en arenas. Por otra parte Kishida observó en el terremoto de Fu Kui que se había producido licuefacción en un lugar cuyos 4.5 mts. superiores estaban constituidos por una arena media, pero que no se había producido tal fenómeno en un lugar adyacente, formando hasta esa profundidad por un limo arenoso. Estas observaciones de campo están apoyadas por los resultados de los ensayos de carga cíclica realizados en Laboratorio sobre una gama de materiales, por Lee e Pitton.

En nuestro país se ha observado que dicho fenómeno se ha presentado en zonas donde los primeros metros está compuesto por arena fina (área de Chimbote en el sismo de 1970-Carrillo 1970 y según el informe de la Misión Japonesa "Microzonificación Sísmica del área de Chimbote" Marzo de 1971 lo mismo que en el área de Tambo de Mora-Chincha, en el sismo de 1974, según L.G.P.: "reunión Andina de Seguridad Sísmica, Agosto de 1975.)

## 2.02 DENSIDAD RELATIVA.

Desde la obra clásica de Casagrande, sobre los cambios de volúmenes que acompañan a las deformaciones tangenciales en suelo no cohesivos se ha admitido, generalmente, que la susceptibilidad de un suelo determina-

do a la licuefacción estaría determinada, hasta un grado bastante alto, por su porosidad o densidad relativa. En un sismo dado, una arena suelta puede sufrir licuefacción mientras que en el mismo material un estado más denso puede que no ocurra.

En la ciudad de Niggatta, en Japón, en 1964, por ejemplo, se produjo ampliamente la licuefacción en aquellos lugares en que la densidad relativa de la arena era aproximadamente el 50%, pero no ocurrió en zonas de densidad relativa superior al 70%; en nuestro medio también ha ocurrido algo semejante, pero no tenemos valores exactos. Los datos de los ensayos de laboratorio de todo tipo realizados muestran la influencia importante de este factor en el comportamiento del terreno.

### 2.0.3 PRESION INICIAL DE CONFINAMIENTO.

Existen innumerables pruebas que demuestran que en las condiciones de sollicitación de un sismo, al contrario que la susceptibilidad al deslizamiento por plastificación bajo carga estática, el potencial de licuefacción de un suelo se reduce al aumentar la presión de confinamiento. Los ensayos de laboratorio de numerosos investigadores han demostrado que para una densidad inicial dada, la tensión necesaria para iniciar la licuefacción bajo carga cíclica aumenta con la presión lateral inicial. Este efecto también se demostró en el campo durante el terremoto de Niggatta donde el suelo situado bajo un relleno de 2.70mts. de altura permaneció estable mientras que un suelo simi-

lar que rodeaba al relleno sufrió licuefacción. En nuestro medio no hay casos específicos que se hallan estudiado.

#### 2.0.4 LA INTENSIDAD DEL TERREMOTO.

Para un terreno en unas condiciones dadas y bajo una presión lateral dada, la vulnerabilidad a la licuefacción durante el movimiento sísmico depende de la magnitud de las tensiones o deformaciones inducidas en él por el propio sismo, las cuales, por otra parte, están relacionadas con la intensidad de las sacudidas. La importancia de las tensiones aplicadas ha sido demostrado muchas veces en el laboratorio pero el efecto importante que la intensidad del sismo ejerce en el terreno se ilustra perfectamente mediante el comportamiento del suelo de Niggatta, en Japón. Existen registros de sismos en esta ciudad que alcanzan un período superior a mil años y se han estimado las máximas aceleraciones del terreno producidos por los sismos de los últimos 370 años. Estos valores se han determinado a partir de las relaciones entre la magnitud del sismo, la distancia de la fuente de liberación de energía y las máximas aceleraciones del terreno apuntada por Housner, con las condiciones adecuadas para incluir el efecto de las condiciones locales del suelo, basadas en la aceleración registrada en el terreno (0.16 g) en el sismo de 1964. Se ha podido observar, (según Kawasumi) que aunque las arenas relativamente sueltas de Niggatta han estado sometidas a sacudidas sísmicas en 25 ocasiones durante los últimos 370 años, los registros históricos solo muestran tres ocasio-

nes en que haya habido licuefacción en o cerca de la ciudad en estas ocasiones las aceleraciones estimadas del terreno superaban el valor de 0.13 g. culminando con la licuefacción extendida sucedida en 1964, cuando las aceleraciones del terreno alcanzaron, probablemente, su máximo valor (0.16 g), no así en los 22 sismos restantes en que la aceleración del terreno varía entre 0.05g. y 0.12g.

En nuestro país tenemos un registro (proporcionado por Cerisis --1969 "Catálogo de Epicentros Sudamericanos") de los sismos ocurridos en el área de Chimbote o cercana a ella en la cual se puede ver que uno de los sismos más intensos y destructores, es el del 31 de Mayo de 1970, y para el cual algunos estudiosos (C. Lomitz, 1970) dan valores de la aceleración del terreno, para el área de Chimbote, cercanos a 0.2g., el Instituto Geofísico da valores de 0.22 g. con instrumento instalado en el Parque de la Reserva. Lamentablemente no tenemos registros que correlacionen la aceleración del terreno producida con la existencia, o no, de licuefacción, la cual nos sería de gran utilidad hoy en día, solamente tenemos la información de éste último sismo.

#### 2.0.5 DURACION DEL MOVIMIENTO SISMICO.

La duración de la sacudida es un factor importante para la determinación del potencial porque determina en una forma general el número de ciclos significativos de tensión o deformación a que está sometido el suelo. Todos los estudios de laboratorio sobre la licuefacción de un suelo bajo carga cíclica muestran que para un nivel

dado las tensiones o deformaciones, el fenómeno de licuefacción depende de la aplicación de un número determinado de ciclos de tensión o deformación.

En el campo la importancia de este hecho se ilustra posiblemente mejor por los desplazamientos que se produjeron por licuefacción en Anchorage durante el terremoto de Alaska de 1964. Estos deslizamientos no ocurrieron hasta aproximadamente 90 segundos después de comenzar los movimientos del terreno, indicando la necesidad de que se alcance un número suficiente de ciclos de tensiones para inducir la licuefacción y la inestabilidad.

## 2.1 METODO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION.

Puesto que los cinco factores indicados anteriormente tienen una influencia muy importante en el potencial de licuefacción de todo suelo es evidente que cualquier método de evaluación de dicho potencial debe tomar en cuenta estos factores.

Numerosas investigaciones sugieren manera y métodos de evaluación considerándose como la más relevante la que propone establecer inicialmente las condiciones del suelo y el sismo de proyecto, determinando la Historia en el tiempo de las tensiones cortantes inducidas por el movimiento sísmico a distintas profundidades del terreno (Seed e Idriss 1967), luego se transforma la Historia Tensional en un número equivalente de ciclos uniformes de tensiones tomando en cuenta la intensidad del movimiento sísmico, la duración del sismo y la varia-

ción del cortante con la profundidad.

Mediante los datos de campo disponible y ensayos de laboratorio, se determinan las tensiones cortantes cíclicas que habrían de desarrollarse a distintas profundidades para causar la licuefacción en el mismo número de ciclos reales para tener en cuenta el terremoto en particular. Para ello es necesario efectuar ensayos triaxiales con carga cíclica y ensayos de corte simple con solicitaciones cíclicas ( Seed y Peacock, 1970 ). La comparación de los esfuerzos cortantes inducidos por el terremoto con los requeridos para causar la licuefacción permiten establecer la probable zona de licuefacción en el interior del suelo.

Este análisis implica el uso de técnicas, métodos y equipo que no son disponibles fácilmente en nuestro país con la desventaja adicional de que los ensayos de carga cíclica pueden presentar dificultades tanto de realización como de interpretación (Prakash, 1973). Así se reporta que las evidencias analíticas y experimentales no correlacionan en algunos casos con los datos de campo disponibles, sugiriendo que muchos ensayos triaxiales de laboratorio deben ser corregidos por un factor de 0.55 a 0.70 dependiendo de la densidad del suelo y la duración del sismo en orden a determinar el factor que relaciona el cortante horizontal con la presión de confinamiento que causa la licuefacción bajo las condiciones reales de ocurrencia de un sismo ( Seed y Peacock, 1971, P. Ortigosa 1976). Otros investigadores utilizan ensayos con tablas vibrantes, que consiste en depositar

la arena en un gran tanque montado sobre una mesa vibradora, la que se hace oscilar a una determinada frecuencia y amplitud (Florin e Ivanon 1961; Maslov 1957; Yashimi 1967; Parakash y Gupta 1970).

La respuesta del suelo se interpreta de manera similar a la descrita anteriormente, encontrándose una correlación adecuada entre los datos de campo y laboratorio (Parakash y Gupta 1970).

Siguiendo el método general expuesto y aplicándolo durante cierto tiempo Seed e Idriss llegaron a desarrollar una técnica simplificada para evaluar las tensiones inducidas por un sismo y aquellas que causan la licuefacción del suelo, de modo suficientemente aproximado para la mayoría de los casos prácticos, y éstos métodos son los que citaremos a continuación.

#### 2.1.1. METODO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR LAS TENSIONES INDUCIDAS POR UN SISMO.

(Según: Seed e Idriss 1971)

Las tensiones cortantes que se desarrollan en cualquier punto del terreno durante un sismo parecen deberse, en primer lugar, a la propagación ascendente de las ondas cortantes en el estrato. Si la columna de suelo, situada por encima de un elemento del mismo, a la profundidad  $h$ , se comportase como un sólido rígido y la aceleración máxima de la superficie del terreno fuese  $a_{max}$ , la tensión tangencial máxima en el elemento de suelo sería:

$$(T_{\max}) = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{\max} \quad (1)$$

donde:

$(T_{\max})_r$  = tensión máxima inducida por el sismo

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$h$  = profundidad a la que desea calcularse

$a_{\max}$  = aceleración máxima del terreno

$g$  = aceleración de la gravedad

ver figura (1-A)

Pero, puesto que la columna del suelo se comporta como un cuerpo deformable, la tensión cortante real a la profundidad  $h$ ,  $(T_{\max})_d$ , determinada mediante el análisis de la respuesta del terreno, será menor  $(T_{\max})_r$  y puede expresarse por:

$$(T_{\max})_d = r_d (T_{\max})_r \quad (2)$$

En la que  $r_d$  es un coeficiente de reducción de las tensiones con valor inferior a la unidad. Las variaciones de  $(T_{\max})_r$  y  $(T_{\max})_d$  con la profundidad tendrán la forma típica de las que muestran en la figura (1-B) y para un estrato dado, el valor de  $r_d$  disminuirá desde 1 en la superficie del terreno hasta valores muy pequeños a grandes profundidades, tal como se muestra en la fig. (1-C).

Cálculos hechos por el Dr. Seed a cerca de éste valor para una gran variedad de sismos y de terrenos con arena, se muestra en la fig. (2) en donde se puede apreciar que en los 10 a 12 mts. superiores la dispersión

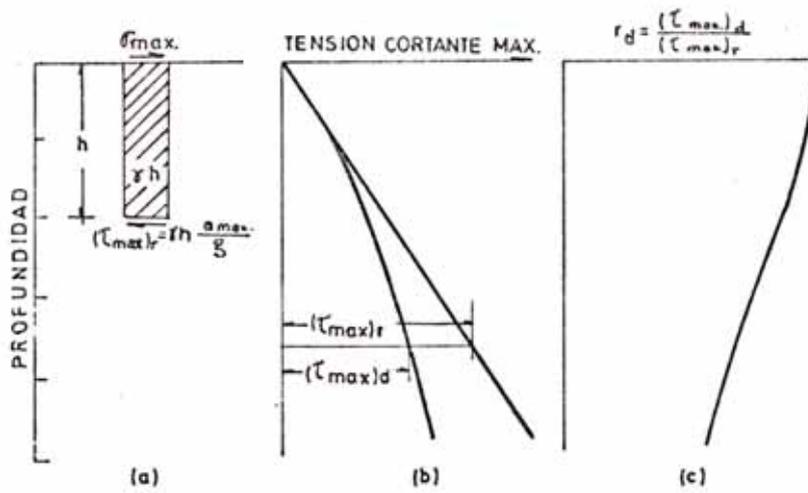


FIG. 1.- DETERMINACION DE LA TENSION CORTANTE MAXIMA

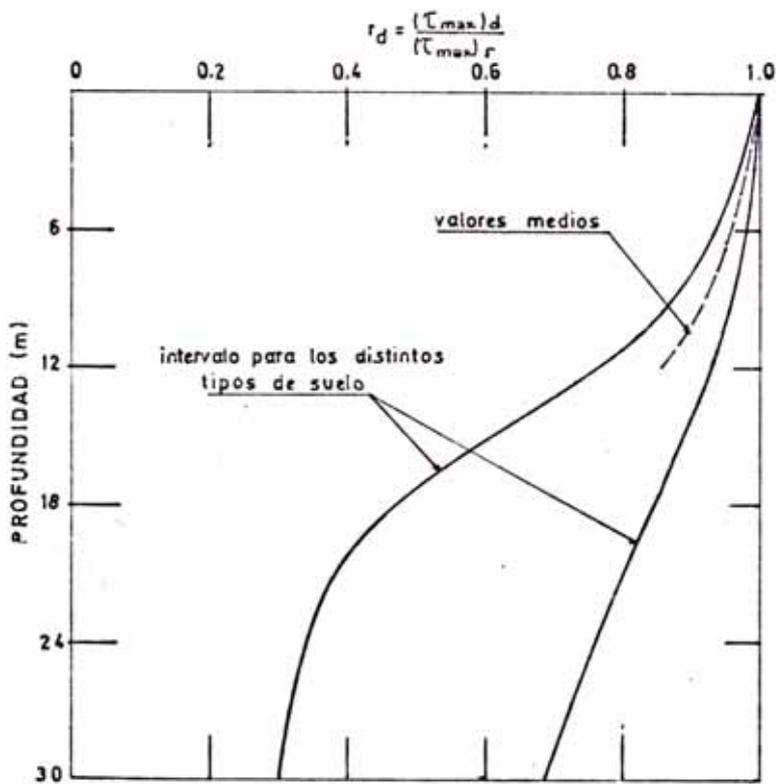


FIG. 2.- CAMPO DE VARIACION DE  $r_d$

de los resultados no es grande, y que para cualquiera de los estratos, comprendidos en dichas profundidades, el error que se comete al emplear los valores medios representados por una línea discontinua (fig.2) serían, en general, inferiores al 5%. Por lo tanto, hasta profundidades de unos 12 mts. se puede establecer con bastante seguridad que las tensiones cortantes máximas desarrolladas durante un sismo, vienen dadas por:

$$T_{\max} = \frac{\sigma h}{g} a_{\max} r_d \quad (3)$$

En donde  $r_d$  se obtiene de la línea discontinua de la fig.(2). La profundidad crítica para la existencia de la licuefacción, si es que ha de producirse, estará cubierta normalmente por ésta relación.

Por otra parte, la evolución real en el tiempo de las tensiones cortantes inducidas por el sismo en cualquier punto del terreno tendrá una forma irregular, tal como se muestra en la fig.(3). Pero es necesario determinar la tensión tangencial media uniforme equivalente, que es la que nos daría valores más reales de lo que está ocurriendo en el terreno. Sopesando adecuadamente los ciclos de tensiones, según sean los resultados de los ensayos de laboratorio, ésta determinación se puede realizar rápidamente. Sin embargo después de hacer numerosas determinaciones en gran número de casos distintos, el Dr. Seed, ha llegado a la siguiente conclusión: que con un grado suficiente de presión, la tensión tangencial media uniforme equivalente ( $T_{\text{med}}$ ) es, aproximadamente, el 65% de la tensión cortante máxima ( $T_{\text{max}}$ ) con la que obtendría:

$$T_{med} = 0.65 \frac{\delta h}{g} a_{max} r_d \quad (4)$$

En la que  $T_{med}$  viene a representar la tensión tangencial real que un sismo produce en el interior del suelo a una profundidad  $h$ .

Además el número apropiado de ciclos de tensión significativos,  $N_c$  que se espera produzca un sismo, dependerá de la duración de las sacudidas, y por tanto de la magnitud del sismo. Los números representativos de ciclos de tensiones, según Seed son:

TABLA I

INTENSIDAD DEL SISMO (Mercalli Modificada)	NUMERO DE CICLOS DE TENSIONES SIGNIFICA- TIVOS $N_c$
7	10
7 1/2	20
8	30

El empleo de estos valores junto con las tensiones determinadas con la ecuación (4), proporciona un método sencillo de evaluar las tensiones inducidas a las distintas profundidades para cualquier sismo para el que la aceleración máxima en la superficie sea conocida.

#### 2.1.2 METODO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR LAS TENSIONES QUE CAUSAN LA LICUEFACCION.

La determinación de las tensiones tangenciales cíclicas que causan la licuefacción de un sismo dado, en un

número dado de ciclos de tensiones, se puede realizar, (Seed, H. Bolton y Peacock, W.H. 1970) bien basándose en condiciones tensionales conocidas que han causado la licuefacción de la arena en sismos anteriores, o bien mediante un programa de ensayos de laboratorio adecuado. Normalmente se prefieren los ensayos de compresión triaxial con carga cíclica, realizados en laboratorio, porque los datos de campo de que se dispone son demasiados generales respecto a los tipos de la arena y a la duración del sismo. Los resultados de varias de dichas investigaciones sobre suelo de distintas granulometrías, representada por el tamaño medio de los granos  $D_{50}$  y con una densidad relativa  $D_R$  del 50%, se resumen en la fig. (4) (Seed y Peacock, 1970). Los resultados de estos ensayos se expresan en función de la relación de tensiones  $\sigma_d / (2 \sigma_a)$  que causa la licuefacción en 10 y 30 ciclos, en donde  $\sigma_d$  es el desviador de tensiones cíclico y  $\sigma_a$  la presión inicial ambiente bajo la cual se ha consolidado la muestra. Resultados semejantes han obtenido numerosos investigadores, lo cual indica que se pueden emplear estos datos para estimar las características de licuefacción de otras arenas, suponiendo conocido el tamaño medio de sus partículas  $D_{50}$ . Las tensiones necesarias para producir la licuefacción en arenas de distinta densidad relativa se puede estimar sabiendo que a densidades relativas superiores al 80%, la tensión tangencial necesaria para iniciar la licuefacción es aproximadamente proporcional a la densidad relativa.

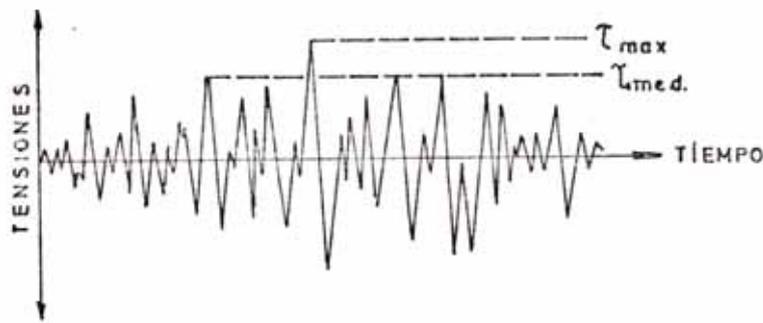


FIG. 3.- EVOLUCION CON EL TIEMPO DE LAS TENSIONES CORTANTES DURANTE UN TERREMOTO

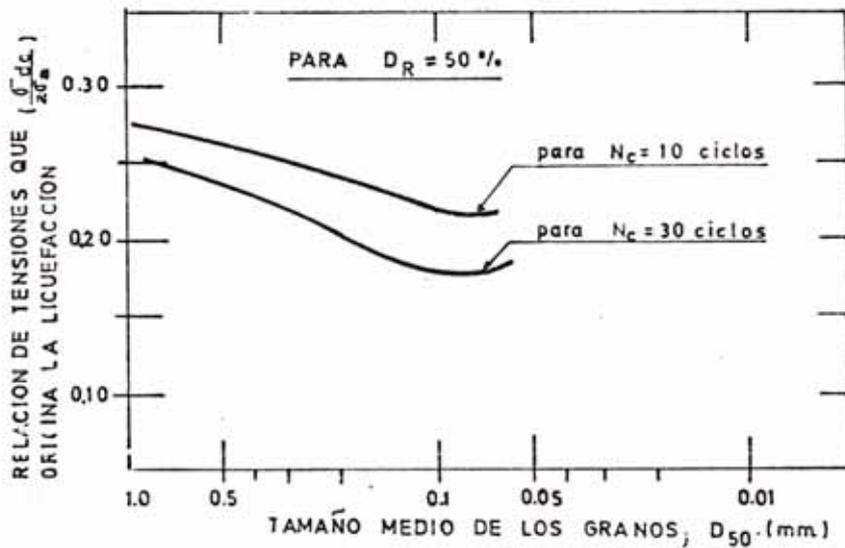


FIG. 4.- CONDICIONES DE TENSION QUE PRODUCEN LA LICUEFACCION DE ARENAS

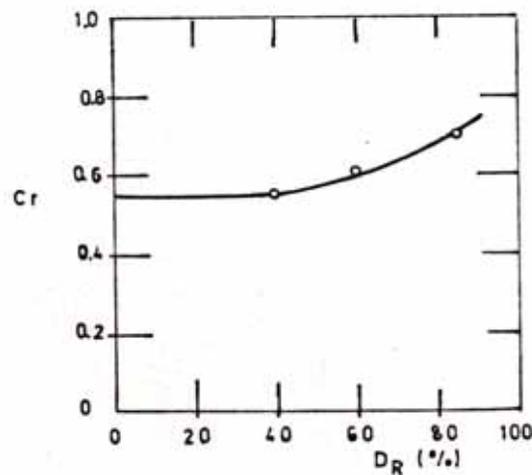


FIG. 5.- RELACION ENTRE Cr Y DR

Además en la fig. (4) se muestran los valores de la relación de tensiones  $(T/\sigma'_o)$  que causan la licuefacción en las condiciones de campo, estimados a partir de los ensayos de corte simple; donde T es la tensión tangencial que se desarrolla en un plano horizontal y  $\sigma'_o$  es la presión de tierra efectiva inicial. Se puede ver que el valor, en el campo de dicha relación es menor que el correspondiente valor de  $\sigma_{dc}/(2\sigma_a)$ . De lo que resulta:

$$\left(\frac{T}{\sigma'_o}\right)_e = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_e \times C_r \dots \dots \quad (5)$$

En el que  $C_r$  es un factor de corrección menor que la unidad, que se aplica a los resultados de los ensayos triaxiales de laboratorio para obtener las condiciones de tensión que causan la licuefacción en el campo, según See y Peacock llegaron a la conclusión que  $C_r$  varía con la densidad relativa, tal como se muestra en la fig.(5) también Pedro Ortigosa 1976 da valores para dicho factor, los cuales se aprecian en la siguiente tabla:

TABLA II

VALORES DEL FACTOR  $C_r$  EN FUNCION DE LA DENSIDAD RELATIVA  
(P. Ortigosa 1976)

Dr	Cr
45	0.56
55	0.58

65	0.61
75	0.65
85	0.70
95	0.78

Los valores que no figuren se pueden interpolar linealmente dando resultados satisfactorios. Por lo tanto los datos de las figuras (4) junto con los valores de  $C_r$  que se obtengan de la Tabla II o de la fig. (5) proporcionan un método sencillo para establecer las condiciones de tensión más probable que causan la licuefacción de los distintos suelos en el campo. Para un suelo determinado, a una densidad relativa determinada ( $D_R$ ), el cociente de tensiones que causan la licuefacción in-situ pueden estimarse mediante:

$$\left(\frac{T}{\sigma'_v}\right)_{l_{D_R}} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{l_{50}} \cdot C_r \cdot \frac{D_R}{50} \dots(6)$$

En la que  $D_R$  y 50 representan, la densidad relativa del suelo en estudio y la densidad relativa tomada como patrón en los ensayos (para obtener la fig. (4), que es de 50%) respectivamente, y los valores de  $(\sigma_{dc}/(2\sigma_a))_{l_{50}}$  eso se toman de la figura (4).

### 2.1.3 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION.

Para que se produzca la licuefacción se debe cumplir que:

$$T_{med} \geq T$$

En donde:

$T_{med}$  = tensión tangencial media que produce el sismo

en estudio, en el terreno.

$T$  = tensión tangencial que produce la licuefacción

Cabe mencionar que para la evaluación de la profundidad crítica, es decir la profundidad hasta la que se espera se produzca la licuefacción, el  $D_r$  Seed sugiere que para depósitos en los que el N.F. se encuentra entre 0.00 a 3.00 mts. La profundidad crítica estará normalmente cercana a los 6.00 mts. y cuando el N.F. está a unos 4.50 mts. la profundidad puede estar aproximadamente a 9.00 mts.

## 2.2 EVALUACION MEDIANTE ABACOS DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION DEL AREA DE CHIMBOTE.

### 2.2.1 DATOS DE CAMPO.

Para un mejor estudio sobre este aspecto dividiremos el área de Chimbote en cinco zonas, siguiendo el mismo criterio de plan director de expansión urbana: "Chimbote-Ancash" realizada por Cryrza - Pnud, según se muestra en la fig. (6).

Los parámetros relacionados con el suelo los obtenemos del trabajo del Ing. Carrillo presentado a la 1° Reunión Andina de Seguridad Sísmica (1975).

No se efectuará los cálculos del potencial de licuefacción de las zonas III y IV por encontrarse, en estas zonas el N.F. a profundidades mayores que los 4.00 mts. Lo que hace casi imposible el fenómeno de licuefacción, pero si otros fenómenos como son densificaciones importantes, ya que superficialmente se encuentran arenas bastante sueltas.

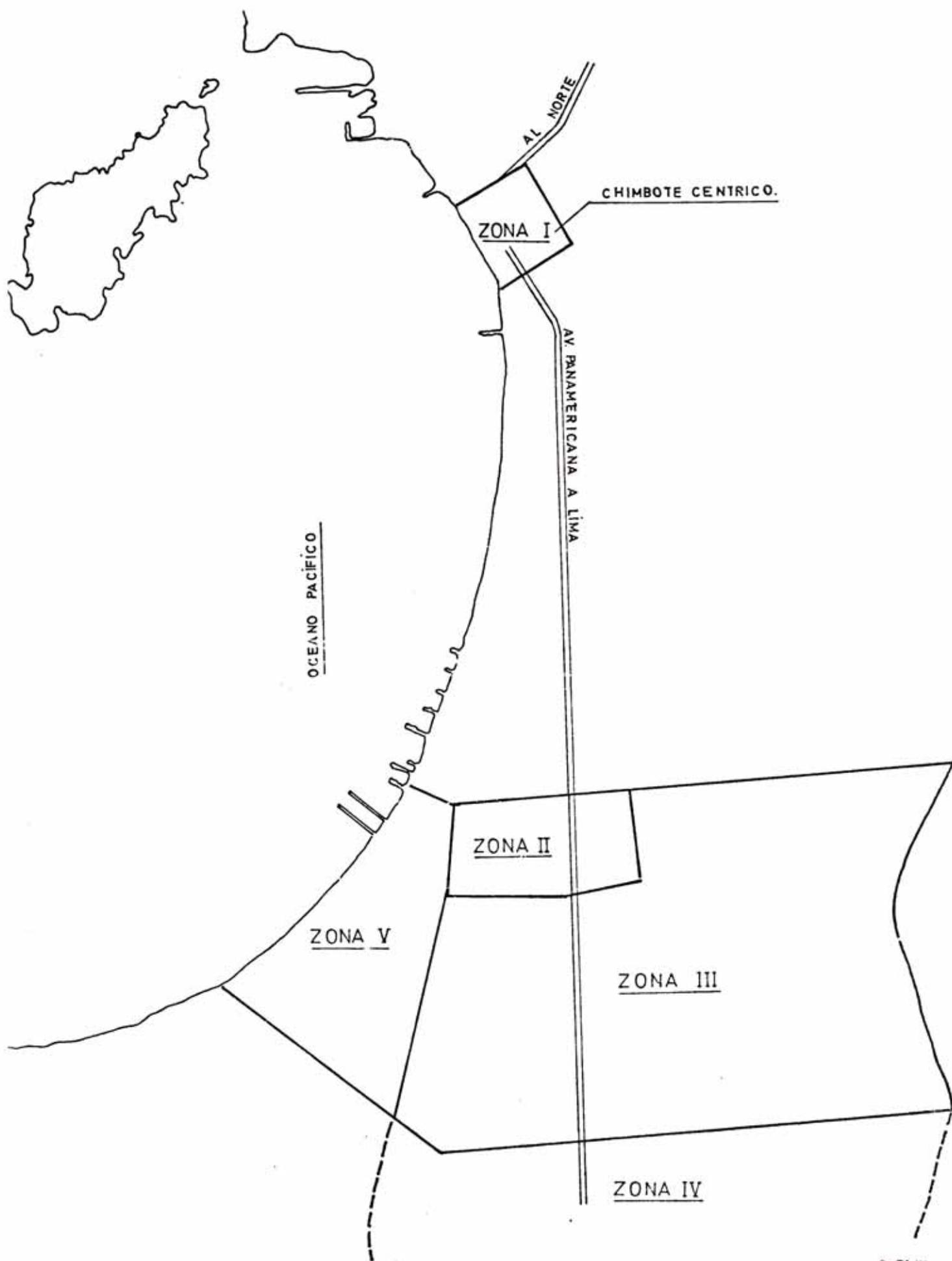


FIG 6.- ZONIFICACION DEL AREA DE CHIMBOTE

TABLA III

CUADRO DE VALORES NECESARIOS PARA EL CALCULO DEL  
POTENCIAL DE LICUEFACCION ( AREA CHIMBOTE-ANCASH)

ZONAS	N° del Sondajes	Prof. del Sondajes (Mt.)	Variación N.F. (mt)	D <sub>50</sub> (mm)	Tn/m <sup>3</sup>
I	15	8.00	0.68-3.50	0.16-0.50	1.60
II	14(6)	4.00(6.00)	0.60-2.60	0.14-0.35	1.60
III	28	4.00	6.00-8.00		1.60
IV	30	4.00	6.00-8.00		1.50
V	15	15.00	0.00-1.20	0.15-0.40	1.60

Además de la tabla III, es necesario conocer la intensidad sísmica de la zona, que de acuerdo a la interpolación de intensidades (Isosistas de Juan Chavez y Daniel Huaco), la zona de Chimbote está entre las intensidades VII y VIII es decir estamos entre los 10 y 30 ciclos de tensión (según la Tabla I).

Con los datos del terreno, así como la intensidad del área de Chimbote procederemos a efectuar el cálculo para el potencial de licuefacción de c/u de las zonas; para lo cual tomaremos los 2 casos extremos de la posición del MF de tal manera que cualquier zona que tenga su MF comprendida entre estos valores, quede cubierta con dichos cálculos además al momento de ejecutar el cálculo para c/u de los N.F. extremos tendremos presente lo expuesto por el Dr. Seed acerca de las condiciones límites que separan la existencia, o no, de licuefacción: "Cuando se tiene una variación del tamaño medio de los granos (D<sub>50</sub>) y se espera que

los sismos produzcan un cierto rango de ciclos de tensión ( $N_c$ ), las condiciones límites que darán cubiertas al considerar en los cálculos, el menor  $D_{50}$  con el mayor  $N_c$  y el mayor  $D_{50}$  con el menor  $N_c$ . Esto quiere decir que si en las áreas estudiadas la variación del  $D_{50}$  va desde 0.075 mm. a 0.20 mm., y se espera que en dicha zona los sismos produzcan de 10 a 20 ciclos de tensión ( $N_c$ ), las condiciones límites que esperan la posibilidad, o no, de licuefacción estarán definidas por los puntos que se obtengan al considerar en los cálculos:  $D_{50} = 0.075\text{mm. con } N_c = 20$  y  $D_{50} = 0.20\text{mm con } N_c = 10$ , para llegar a diagramas que relacionan la máxima aceleración superficial del terreno con la densidad relativa del suelo.

## 2.2.2 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION (ZONA I)

A) Para N.F. = 0.60 mt.

A-1) Para  $D_{50} = 0.50$  mm con  $N_c = 10$ .

Para dicha profundidad del Nivel freático (N.F.) la profundidad crítica estará alrededor de los 6.00 mt. La tensión tangencial media inducida por el sismo ( $T_{med}$ ) está dada por la ecuación (4)

$$T_{med} = 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{max} r_d$$

Para este caso  $r_d = 0.95$  (gráfico 2)

Por lo tanto:

$$T_{med} = 0.65 \cdot 0.95 \frac{\gamma h}{g} a_{max}$$

la tensión cortante ( $T$ ) que iniciará la licue-

facción en los 10 ciclos de tensión está dada por la ecuación (6)

$$T = \frac{(\sigma_{dc})}{2\sigma_a} \times \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma'_o$$

Del gráfico (4) para  $D_{50} = 0.50\text{mm}$ ,  $\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} = 0.262$

Por lo tanto:

$$T = 0.262 \times \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma'_o$$

- Para que la licuefacción ocurra debe cumplirse como valor mínimo de ( $T_{med}$ )

$$T_{med} = T$$

Iguando ambos términos obtendremos:

$$0.65 \times 0.95 \times \frac{\gamma_h}{g} \times a_{max} = 0.262 \times \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma'_o$$

Desarrollando tenemos:

$$\frac{a_{max}}{g} = 0.0085 \frac{\sigma'_o \times Cr \times Dr}{h}$$

Según el perfil estratigráfico:

$$\gamma_h = (6\text{m})(1,600 \text{ Tn/m}^3) = 9.60 \text{ Tn/m}^2$$

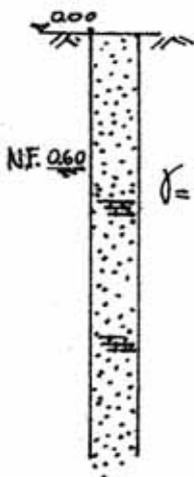
$$\sigma'_o = (0.60\text{m})(1.6 \text{ Tn/m}^3) + (5.4\text{m})(0.60 \text{ Tn/m}^3)$$

$$\sigma'_o = 4.20 \text{ tn/m}^2$$

Reemplazando valores tenemos:

$$\frac{a_{max}}{g} = 0.0085 \times \frac{4,200}{9,600} \times Cr \times Dr$$

Operando llegamos a la siguiente expresión:



$$\frac{a_{\max}}{g} = 0.0037 Cr \times Dr$$

Como Cr varía con la Dr según la tabla II y fig.(6), podemos llegar a la siguiente tabulación:

TABLA IV

Dr (%)	Cr	$a_{\max}/g$
20	0.55	0.041
30	0.55	0.061
40	0.55	0.081
50	0.57	0.102
60	0.60	0.133
70	0.64	0.166
80	0.68	0.201
90	0.73	0.243

La cual se puede representar gráficamente tal como se muestra en la curva (a-a) de la figura (7)

A-2) Para  $D_{50} = 0.16$  mm con  $N_c = 30$   
siguiendo los mismos pasos anteriores.

Tensión tangencial media inducida por el mismo ( $T_{med}$ ):

$$T_{med} = 0.65 \times 0.95 \times \frac{\delta_h}{g} \times a_{\max}$$

Tensión cortante (T) que iniciará la licuefacción en 30 ciclos de tensión:

$$T = \frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma'_o$$

Para  $D_{50} = 0.16$  mm, del gráfico (4),  $\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} = 0.195$

Por lo tanto:

$$T = 0.195 \times \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma'_o$$

igualando: ( $T_{med} = T$ ) y desarrollando obtenemos:

$$\frac{a_{max}}{g} = 0.0063 \frac{\sigma'_o}{\gamma h} Cr \times Dr$$

en donde:

$$\begin{aligned} h &= 9.6 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma'_o &= 4.2 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{igual al cálculo anterior})$$

reemplazando llegamos a la siguiente expresión:

$$\frac{a_{max}}{g} = 0.0028 Cr \times Dr$$

La cual se puede tabular tal como lo hicimos en el caso anterior:

TABLA V

Dr (%)	Cr	$a_{max}/g$
20	0.55	0.031
30	0.55	0.046
40	0.55	0.062
50	0.57	0.077
60	0.60	0.101
70	0.64	0.125
80	0.68	0.152
90	0.73	0.184

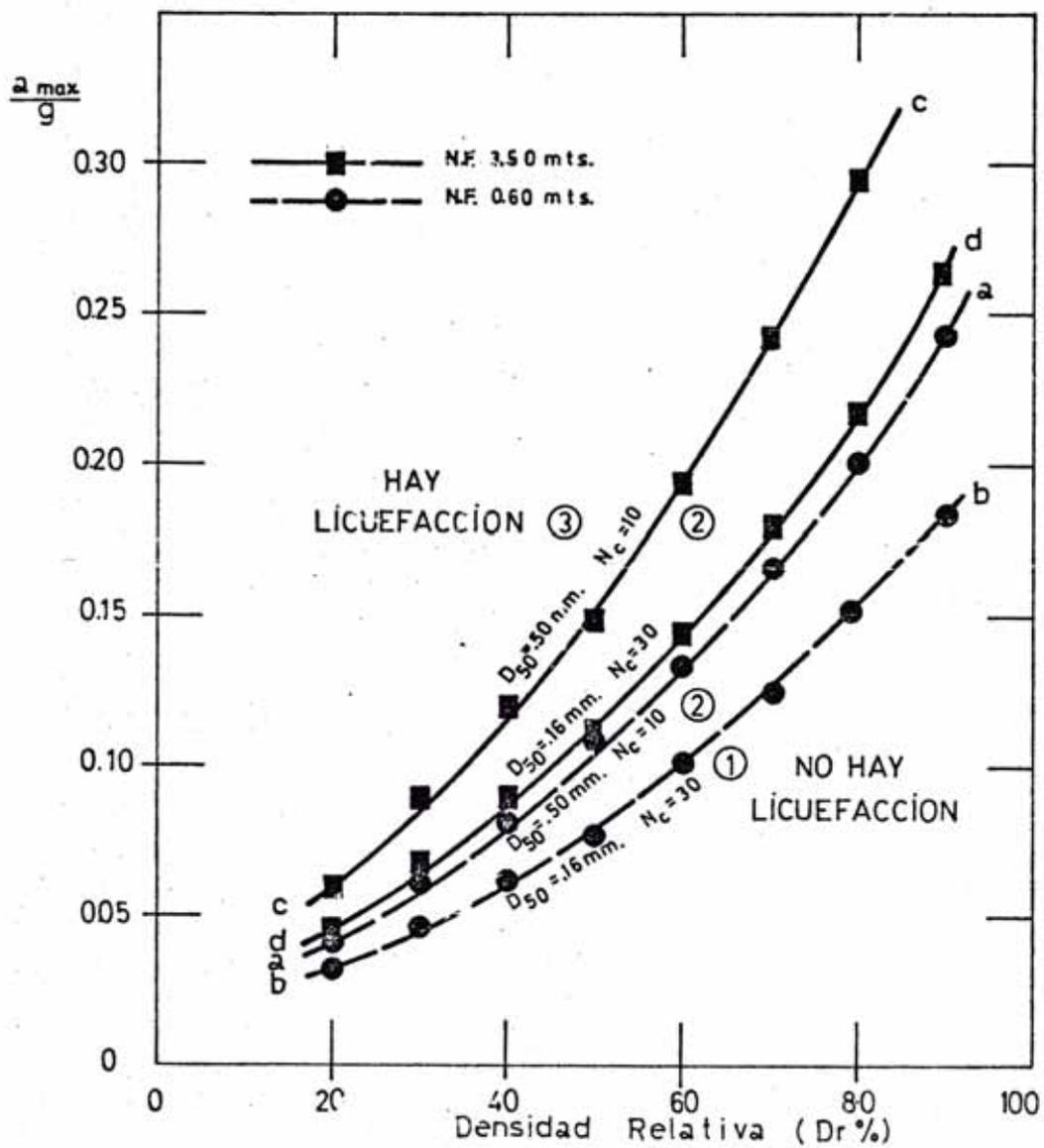


FIG. 7 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN PARA DIFERENTE GRANULOMETRIA DEL SUELO Y EN FUNCION DE SU DENSIDAD RELATIVA.

- CHIMBOTE, ZONA I -

La cual se puede representar gráficamente tal como se muestra en la curva (b-b) de la fig. (7)

B) Para N.F. = 3.50 mts.

Para un N.F. situado a 3.50 mts. la profundidad crítica se encuentra alrededor de los 9.00 mts.

Teniendo presente lo expuesto y siguiendo los mismos pasos que para el caso anterior tendremos:

B-1) Para  $D_{50} \approx 0.5$  mm con  $N_c = 10$  ciclos de tensión

$$- T_{med} = 0.65 r_d \frac{\gamma h}{g} a_{max}$$

Para  $h = 9.00$  mts. (del gráfico 2)  $r_d = 0.925$

$$T_{med} = 0.65 \times 0.925 \cdot \frac{\gamma h}{g} a_{max}$$

$$- T = \frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \frac{D_r}{50} \times C_r \times \sigma'_o$$

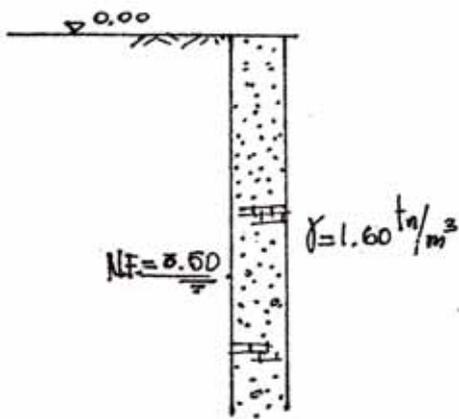
Para  $D_{50} = 0.5$  mm y  $N_c = 10$  (del gráfico (4)):

$$\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} = 0.262$$

igualando ( $T_{med} \approx T$ ) y desarrollando obtenemos:

$$\frac{a_{max}}{g} = 0.0087 \frac{\sigma'_o}{\gamma h} \times C_r \times D_r$$

según el perfil estratigráfico



$$\begin{aligned} \gamma h &= 9 \times 1.60 = 14.40 \text{ Tn/m}^3 \\ \sigma'_o &= 3.50 \times 1.60 + 5.50 \times 6.00 \\ \sigma'_o &= 8.90 \text{ Tn/m}^3 \end{aligned}$$

Reemplazando valores llegamos a la siguiente expresión:

$$\frac{a_{\max}}{g} = 0.0054 \text{ Cr. Dr.}$$

Tabulando:

TABLA VI

Dr	Dr	$a_{\max}/g$
20	0.55	0.059
30	0.55	0.089
40	0.55	0.119
50	0.57	0.149
60	0.60	0.194
70	0.64	0.242
80	0.68	0.294
90	0.73	0.351

la cual se puede representar gráficamente como se muestra en la curva (c-c) de la figura (7).

B-2) Para  $D_{50} = 0.16$  mm;  $N_c = 30$  ciclos de tensión

$$- T_{med} = 0.65 \times r_d \frac{\delta h}{g} a_{max}$$

$r_d$  es igual al caso anterior ;  $r_d = 0.925$

$$T_{med} = 0.65 \times 0.925 \frac{\delta h}{g} a_{max}$$

$$- T = \frac{\sqrt{dc}}{2\sigma_a} \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma_o'$$

Para  $D_{50} = 0.16$  mm y  $N_c = 30$  (del gráfico (4)):

$$\frac{\sqrt{dc}}{2\sigma_a} = 0.195$$

$$T = 0.195 \times \frac{Dr}{50} \times Cr \times \sigma_o'$$

igualando:

( $T_{med} = T$ ) y desarrollando obtenemos:

$$\frac{a_{max}}{g} = 0.0065 \times \frac{\sigma_o'}{\delta h} \times Cr \times Dr$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta h = 14.40 \text{ Tn/m}^3 \\ \sigma_o' = 8.90 \text{ Tn/m}^3 \end{array} \right\} \text{(igual al cálculo anterior)}$$

Reemplazando valores llegamos a la siguiente expresión:

$$\frac{a_{max}}{g} = (0.0040) Cr \times Dr$$

Tabulando : ....

TABLA VII

Dr (%)	Gr	$a_{max}/g$
20	0.55	0.044
30	0.55	0.066
40	0.55	0.088
50	0.57	0.110
60	0.60	0.144
70	0.64	0.179
80	0.68	0.217
90	0.73	0.263

La cual se representa gráficamente en la curva (d-d) de la figura (7)

Observando la fig. (7); que es la representación gráfica de las tablas IV, V, VI, VII; y siguiendo los lineamientos expuestos por el Dr. Seed, podemos dividirla en 3 campos o zonas.

(Analizando solamente para el caso del NF = 0.60 mts, es decir las curvas a-a y b-b)

- (1) Aquella, en que la combinación de valores (a/g) y (Dr) caigan debajo de las curvas (b-b), no causan do licuefacción.
- (2) Aquella en que la combinación de valores (a/g) y (Dr) caigan entre las curvas (a-a) y (b-b), pudiendo causar la licuefacción, dependiendo esta de las características de la arena y del número de ciclos de tensión ( $N_c$ )

-(3) La zona por encima de la curva (a-a) en la que siempre se va a producir licuefacción siempre y cuando el sismo sea de intensidad mayor que 7 y que por lo tanto produzca 10 ciclos de tensión.

Lo mismo que se ha analizado para el caso del N.F. = 0.60 se puede hacer para el N.F. = 3.50 es decir con las curvas (c-c) y (d-d).

De acuerdo a lo expresado anteriormente podemos tabular las 2 siguientes tablas, que nos representan el rango de variación de éstos campos.

TABLA VIII

Para un N.F. = 0.60 mt.

Aceleración Máxima del terreno (a)	Licuefacción muy poco probable ①	Licuefacción variable ②	Licuefacción muy probable ③
0.05 g.	Dr > 33%	33% > Dr > 26%	Dr < 26%
0.10 g.	Dr > 60%	60% > Dr > 49%	Dr < 49%
0.15 g.	Dr > 80%	80% > Dr > 65%	Dr < 65%
0.20 g.	Dr > 95%	95% > Dr > 80%	Dr < 80%
0.25 g.	Dr > 100%	100% > Dr > 92%	Dr < 92%

TABLA IX

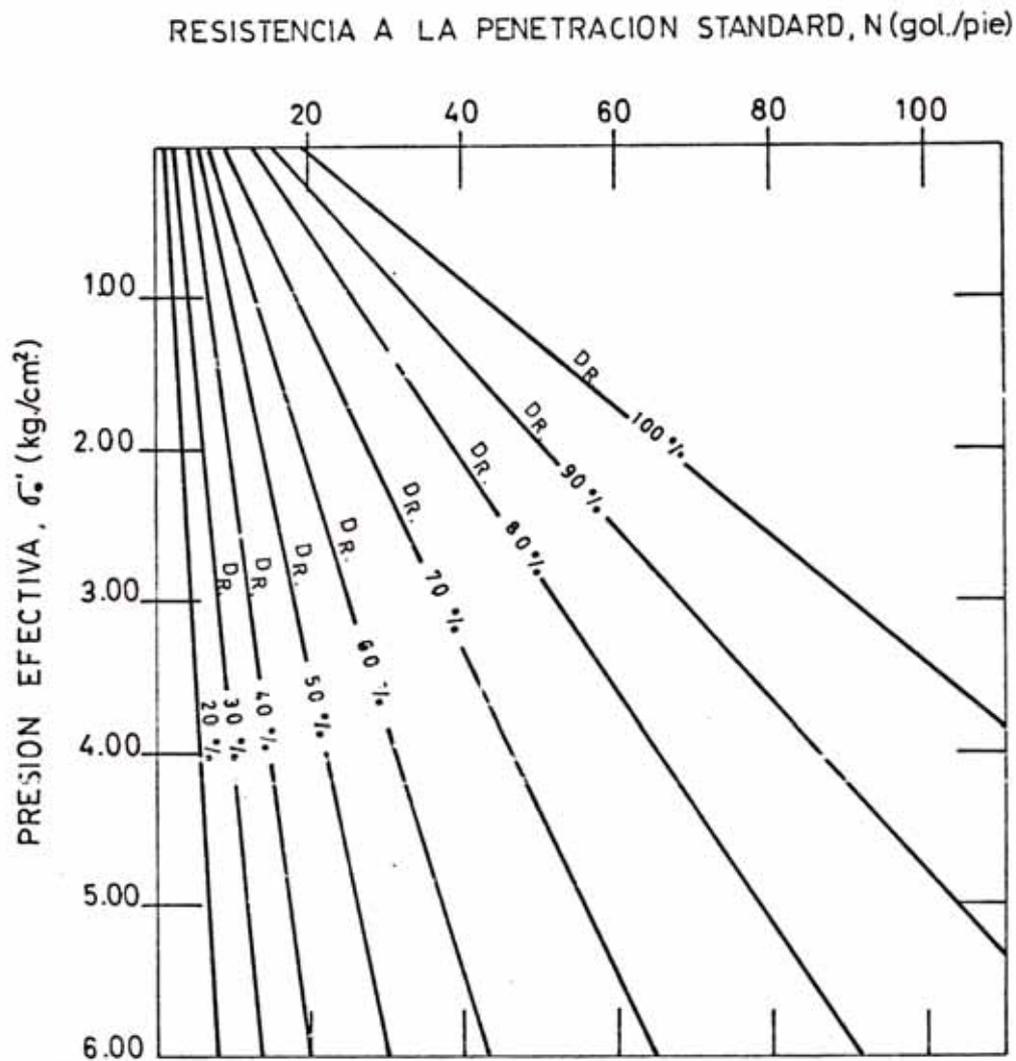
Para un N.F. = 3.50 mts.

Acceleración Máxima del terreno (a)	Licuefacción muy poco probable ①	Licuefacción variable ②	Licuefacción muy probable ③
0.05 g.	Dr > 24%	24 > Dr > 16%	Dr < 16%
0.10 g.	Dr > 46%	46 > Dr > 35%	Dr < 35%
0.15 g.	Dr > 62%	62 > Dr > 50%	Dr < 50%
0.20 g.	Dr > 76%	76 > Dr > 61%	Dr < 61%
0.25 g.	Dr > 88%	88 > Dr > 72%	Dr < 72%

c) Abacos para evaluar el potencial de licuefacción en función de la resistencia a la penetración (S.P.T.) y la profundidad (h) del terreno.

Los valores de la densidad relativa (Dr) de las tablas (VIII) y (IX) pueden expresarse en términos de Penetración Standard (S.P.T.), para esto haremos uso de la figura (8) en donde se puede observar la relación existente entre Densidad Relativa (Dr), Penetración Standard (S.P.T.) y la presión efectiva debido al suelo ( $\sigma'_0$ ), y que es la que mas se adapta para nuestro tipo de suelo.

Siguiendo el mismo criterio anterior de efectuar cálculos para N.F. = 0.60 mts. y N.F. = 3.50 mts. tendremos:



**FIG. 8** - ABACO QUE RELACIONA LA PENETRACION STANDARD, PREISION EFECTIVA Y LA DENSIDAD RELATIVA ( $D_R$ ) PARA ARENAS

( tomado de Juarez Badillo - tomo I pg. 417 )

C-1) Para N.F. = 0.60 mts.

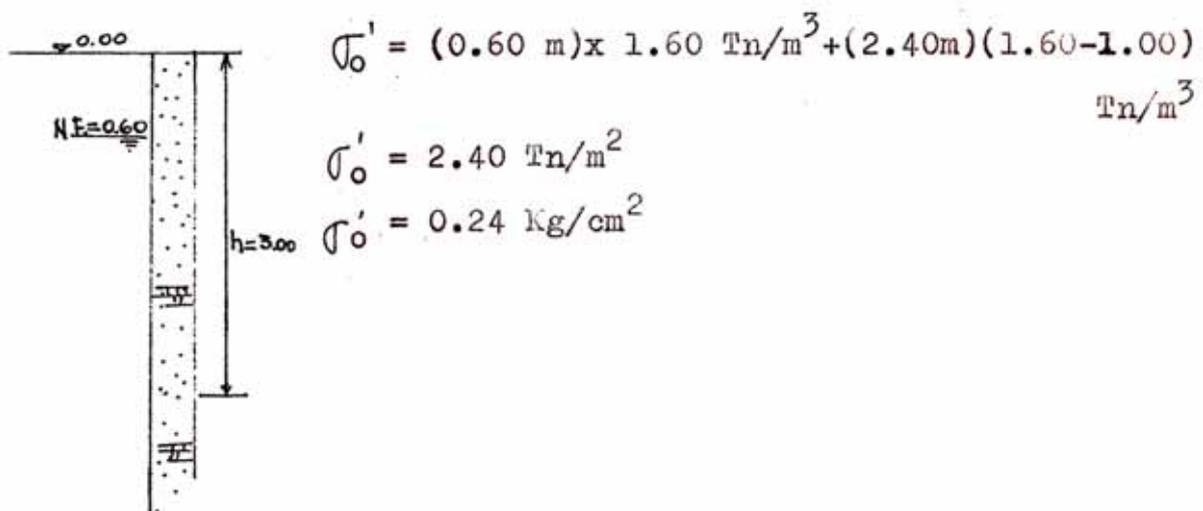
Tomando solamente los pares de valores de la columna (2), correspondiente a cada aceleración máxima, de la tabla VIII quedarán determinadas las 3 áreas especificadas anteriormente.

a) Para aceleración máxima del terreno  $a = 0.10 g$ .

A.1)  $D_r = 49\%$

- Para  $h = 3$  mts.

(Ver perfil)



con  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_0 = 0.24 \text{ Kg/cm}^2 \\ D_r = 49\% \end{array} \right.$

según el gráfico de la fig. (9)

Resulta : N° de golpes/pie =  $N = 7$  gol/pie

- Para  $h = 6.00$  mts.

$$\sigma'_0 = 0.60 \times 1.60 + 5.40 (1.60 - 1.00) = 4.2 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma'_0 = 0.42 \text{ Kg/cm}^2$$

con  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_0 = 0.42 \text{ Kg/cm}^2 \\ D_r = 49\% \end{array} \right.$

según el gráfico de la fig. (8)

Resulta :  $N = 8$  gol/pie

- Para  $h = 12.00$  mts.

$$\sigma'_0 = 0.60 \times 1.60 + 11.40(1.60 - 1.00) = 7.80 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma'_0 = 0.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{con } \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_0 = 0.78 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Dr} = 49\% \end{array} \right.$$

según el gráfico de la fig. (8)

Resulta :  $N = 9$  gol/pie.

- Para  $h = 20.00$  mts.

$$\sigma'_0 = 0.60 \times 1.60 + 19.40(1.60 - 1.00) = 12.60 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma'_0 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{con } \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_0 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Dr} = 49\% \end{array} \right.$$

según el gráfico de la fig. (8)

Resulta :  $N = 11$  gol/pie.

A-2) Dr = 60%

- Para  $h = 3$  mts.

$$\sigma'_0 = 0.24 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (calculado para Dr} = 49\%)$$

$$\text{con } \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_0 = 0.24 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Dr} = 60\% \end{array} \right\} \quad \underline{N = 9 \text{ gol/pie.}}$$

- Para  $h = 6.00$  mts.

$$\sigma'_0 = 0.42 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (calculada para Dr} = 49\%)$$

$$\text{con: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_0 = 0.42 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Cr} = 60\% \end{array} \right\} \quad \underline{N = 10 \text{ gol/pie.}}$$

- Para h = 12.0 mts.

$$\sigma'_0 = 0.78 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{calculado para } Dr = 49\%)$$

$$\text{con: } \left. \begin{array}{l} \sigma'_0 = 0.78 \text{ Kg/cm}^2 \\ Dr = 60\% \end{array} \right\} \quad \underline{N = 12 \text{ gol/pie.}}$$

- Para h = 20.00 mts

$$\sigma'_0 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{calculada para } Dr = 49\%)$$

$$\text{con: } \left. \begin{array}{l} \sigma'_0 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 \\ Dr = 60\% \end{array} \right\} \quad \underline{N = 15 \text{ gol/pie.}}$$

Estos valores obtenidos podemos tabularlos tal como se ve en la tabla (X).

Cálculos semejantes pueden ejecutarse para valores de la aceleración máxima del terreno :  $a = 0.15 \text{ g}$  y  $a = 0.20 \text{ g}$ . Llegándose a obtener las tablas XI y XII, respectivamente.

TABLAS QUE RELACIONAN LA PENETRACION STANDARD (Ngol/pie) CON LA PROFUNDIDAD (h) DEL TERRENO

TABLA X

Para  $a = 0.10 \text{ g}$ .

h(mts)	N gol/pie	
	Dr = 49%	Dr = 60%
3	7	9
6	8	10
12	9	12
20	11	15

TABLA XI

Para  $a = 0.15$  g.

h (mt.)	N (gol/pie)	
	Dr = 65%	Dr = 80%
3	10	16
6	11	18
12	14	23
20	17	29

TABLA XII

Para  $a = 0.20$  g.

h (mts)	N (gol/pie)	
	Dr = 80%	Dr = 95%
3	16	21
6	18	25
12	23	32
20	29	42

Los valores de las tablas X, XI y XII se pueden representar gráficamente tal como se muestran en las figuras (9), (10) y (11) respectivamente y en las cuales se pueden observar claramente las tres áreas especificadas anteriormente en el gráfico de la fig. (7); pero ésta vez referido a características del terreno; tal como la compacidad representada por la penetración standard (N° de golpes/pie) y la presión efectiva representada por la profundidad del terreno; que hacen de éstos gráficos una

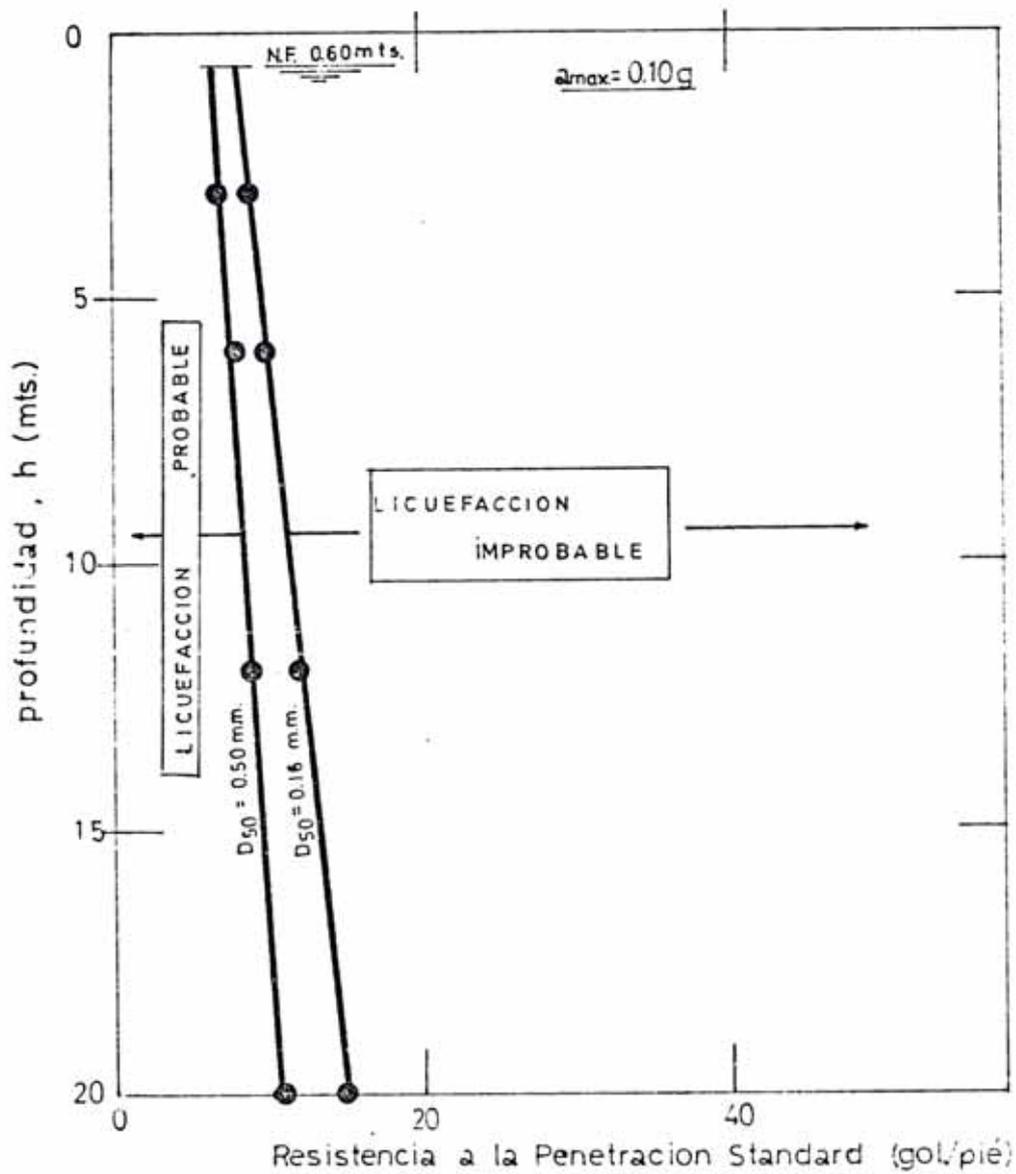


FIG. 9 ABACO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA  $a_{m\acute{a}x} = 0.10 g$ .

- CHIMBOTE, ZONA I -

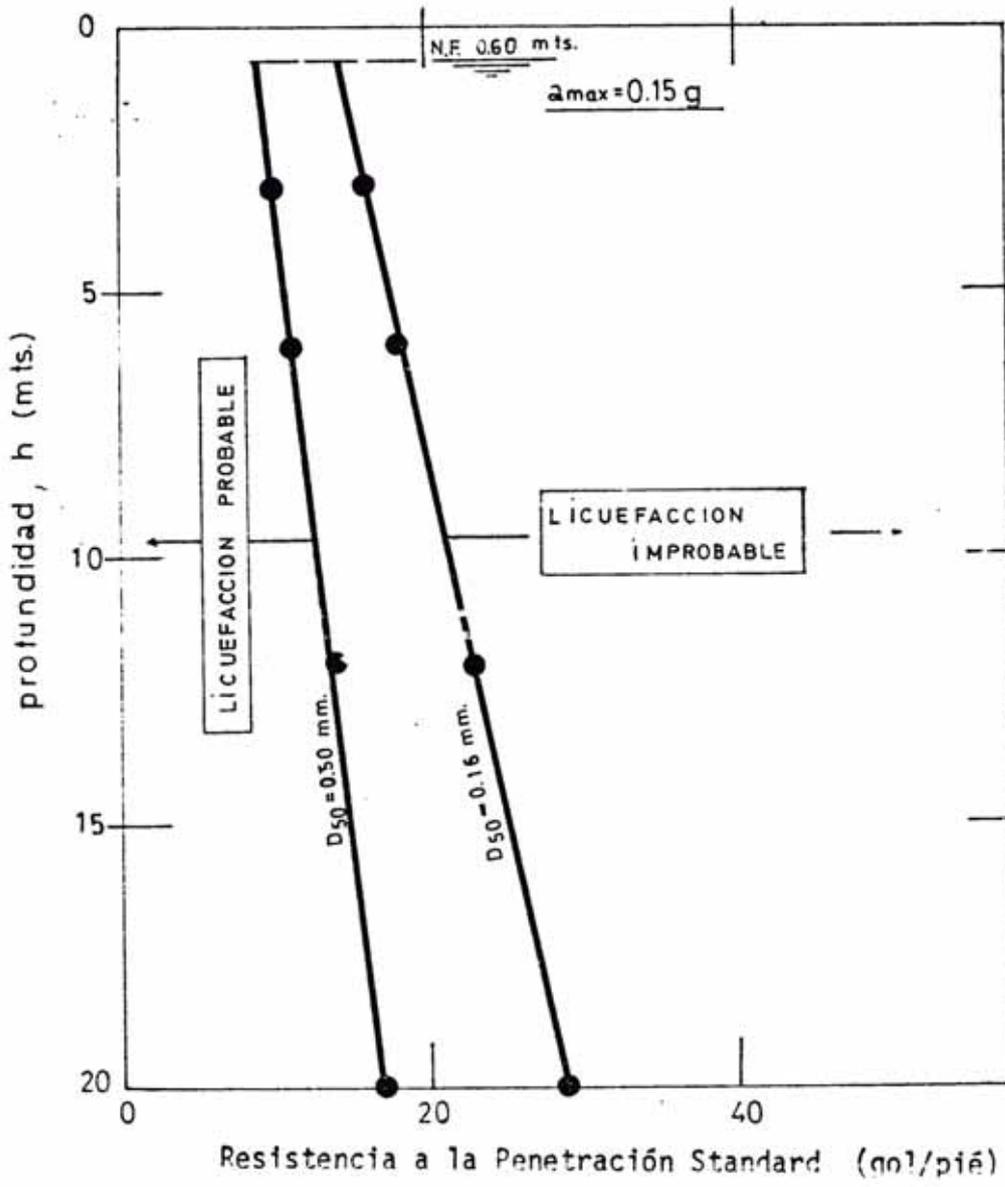
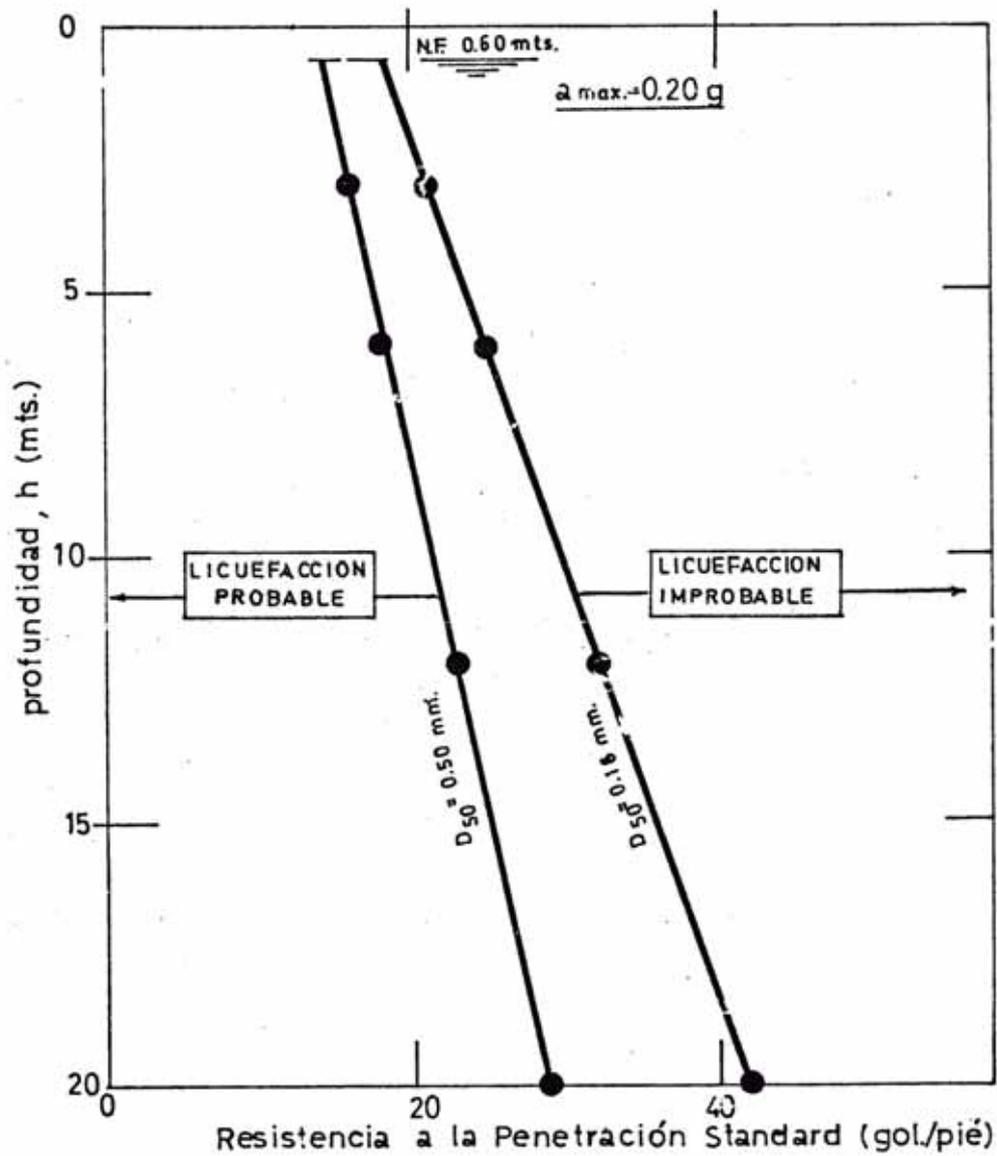


FIG. 10 ABACO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA  $a_{m\acute{a}x} = 0.15 \text{ g}$

- CHIMBOTE, ZONA I -



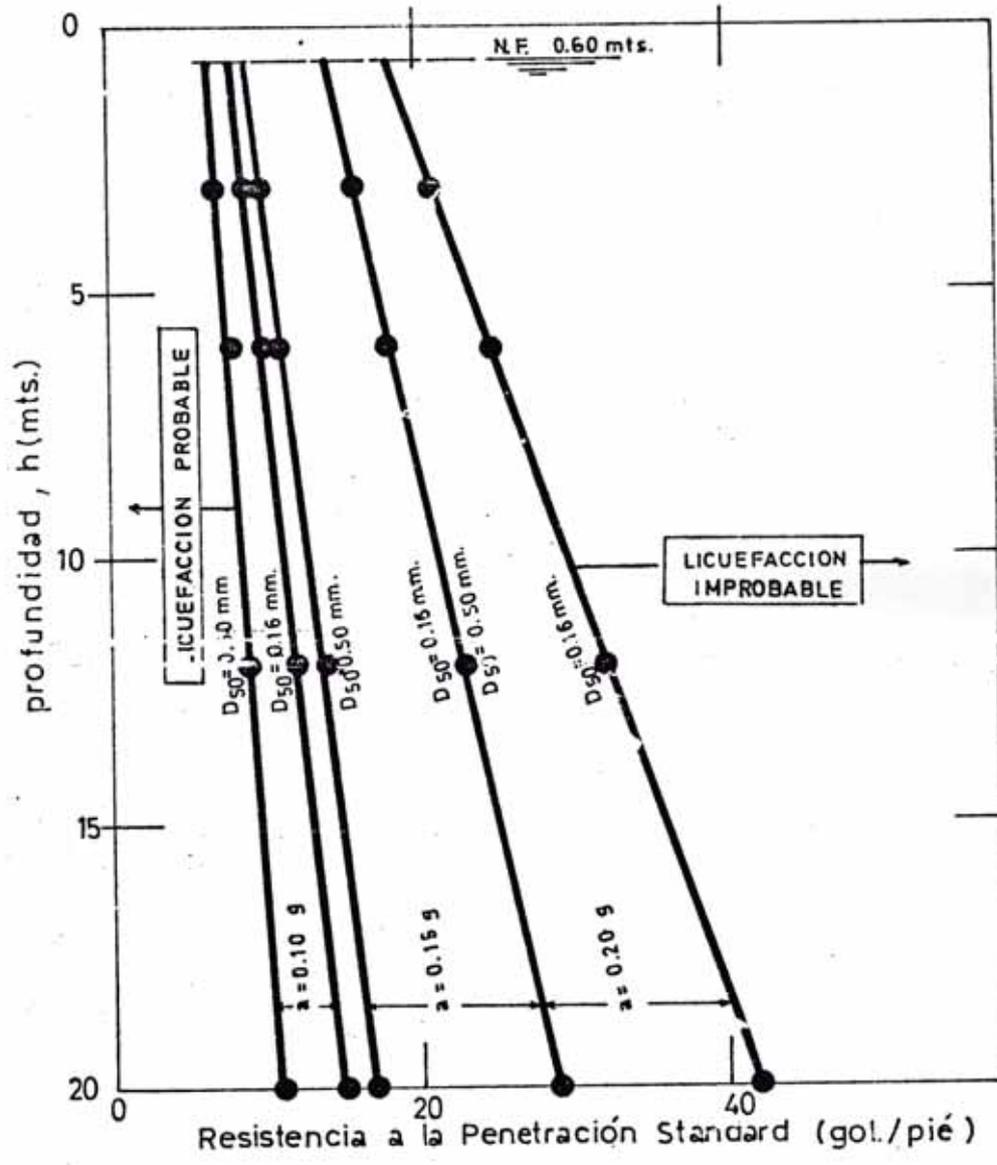
**FIG. 11** ABACO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA  $a_{m\acute{a}x} = 0.20 g$ .

- CHIMBOTE , ZONA I -

manera más sencilla de visualizar lo que se espera que ocurra en el terreno. En la fig. (9), si a una profundidad determinada el terreno presenta una penetración standard menor que el valor correspondiente al de la línea izquierda, en este caso es muy probable que en esta zona ocurra licuefacción, pero si en cambio dicho valor de penetración standard supera el valor de la línea de la derecha, entonces es casi imposible que se produzca la licuefacción. Numéricamente podemos decir: Si a = 6mts. de profundidad el terreno presenta una penetración standard  $N = 5$  gol/pie observando la fig. (10) podemos afirmar que es muy probable que se produzca licuefacción para un sismo que produzca aceleración máxima igual a = 0.1 g.; en cambio si presenta una penetración standard  $N = 12$  gol/pie, podemos afirmar que es casi imposible que se produzca la licuefacción para el mismo sismo; pero para un sismo con  $a=0.2g.$  (ver fig. 11) si es probable que la licuefacción ocurra. Las 3 figuras las podemos graficar en una sola resultando la fig. (12)

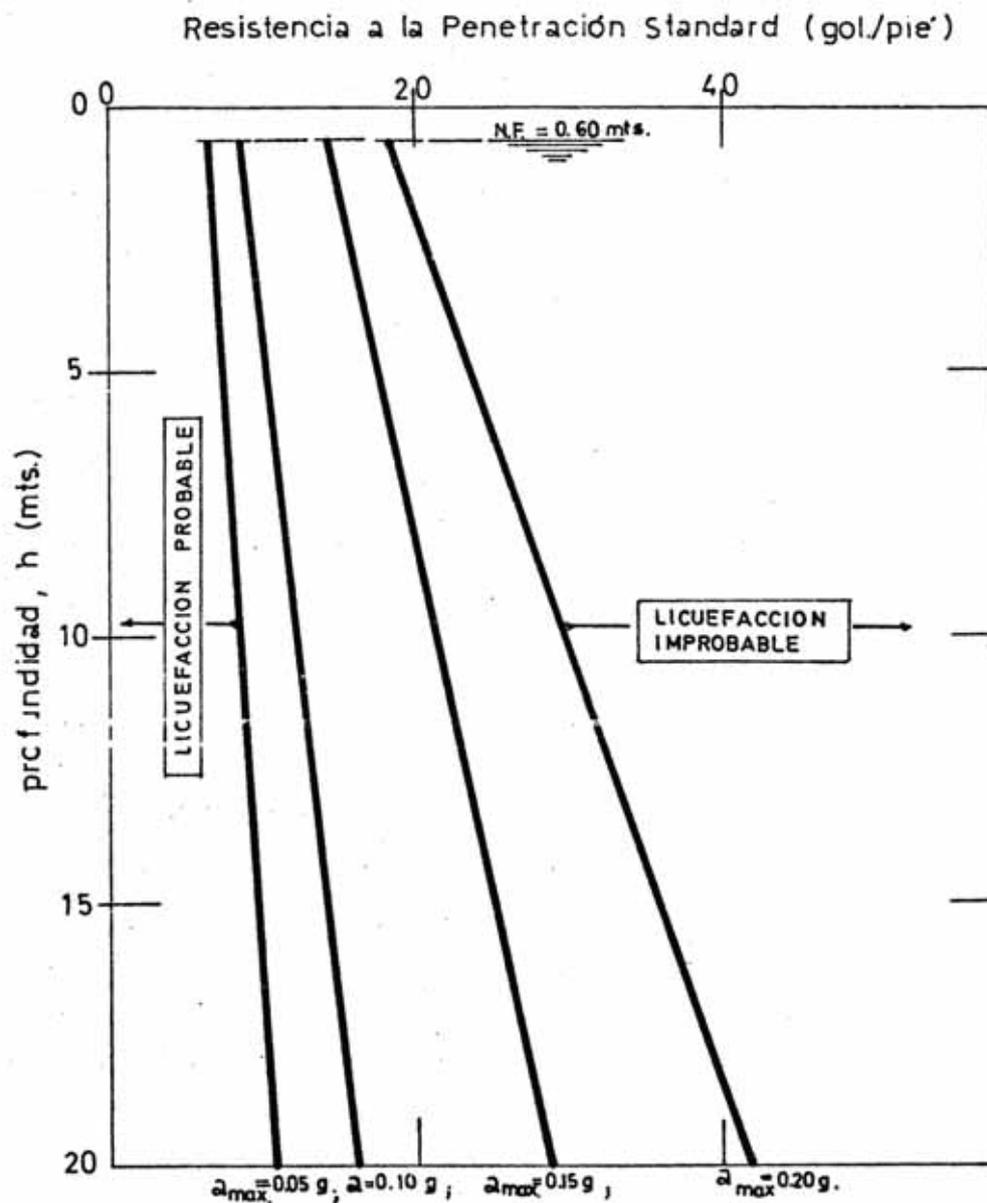
Observando las 3 figuras (9, 10 y 11) y colocándonos del lado de la seguridad podemos dividir ya no en 3, sino en 2 áreas; una en la que se produzca la licuefacción y otra en la que no se produzca la licuefacción; independientemente de la granulometría del terreno. La línea de separación de estas 2 áreas sería la de la derecha de c/u de las figuras.

Teniendo presente lo dicho líneas arriba y graficando todo esto en un sólo gráfico tal como la fig.(12) resulta la figura (13) en la cual se observan 4 líneas



**FIG. 12** ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, PARA DIFERENTES  $a_{\text{máx}}$ . DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA I -



**FIG. 13** ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, E INDEPENDIENTEMENTE DE LA GRANULOMETRIA, PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x.}$  DEL TERRENO.

que son la división de la licuefacción o no licuefacción del terreno para las distintas aceleraciones máximas del terreno, todo esto referido para un N.F. situado a 0.60 mts. de profundidad.

G-2) Para N.F. = 3.50 mts.

Tomando los pares de valores de la tabla IX y siguiendo los mismos pasos que G-1 (Para N.F. = 0,60 mts.) se llegó a las 3 siguientes tablas

TABLAS QUE RELACIONAN LA PENETRACION STANDARD (N°gol/pie) CON LA PROFUNDIDAD (h) DEL TERRENO.

TABLA XIII

Para a = 0.10 g.

h (mt.)	N (gol/pie)	
	Dr = 35%	Dr = 46%
3	4.5	6.5
6	5	7.5
12	6	9
20	7	10.5

TABLA XIV

Para a = 0.15 g

h (mt.)	N (gol/pie)	
	Dr = 50%	Dr = 62%
3	8	10.5
6	9	12
12	10	14.5
20	12	18

TABLA XV

Para  $a = 0.20 \text{ g.}$

h (mt)	N (gol/pie)	
	Dr = 61%	Dr = 76%
3	10.5	16.5
6	12	18.5
12	14.5	23
20	18	28.5

Ploteando los valores de éstas 3 tablas en un sólo gráfico resulta la fig. (14) y teniendo presente lo dicho para el caso de N.F. = 0.60 mts. resulta la fig. (15).

Siguiendo los mismos pasos que para la zona I; efectuaremos los cálculos para la zona II y V. Pero en ambos casos solamente presentaremos cuadros generales de valores que se obtienen como resultados.

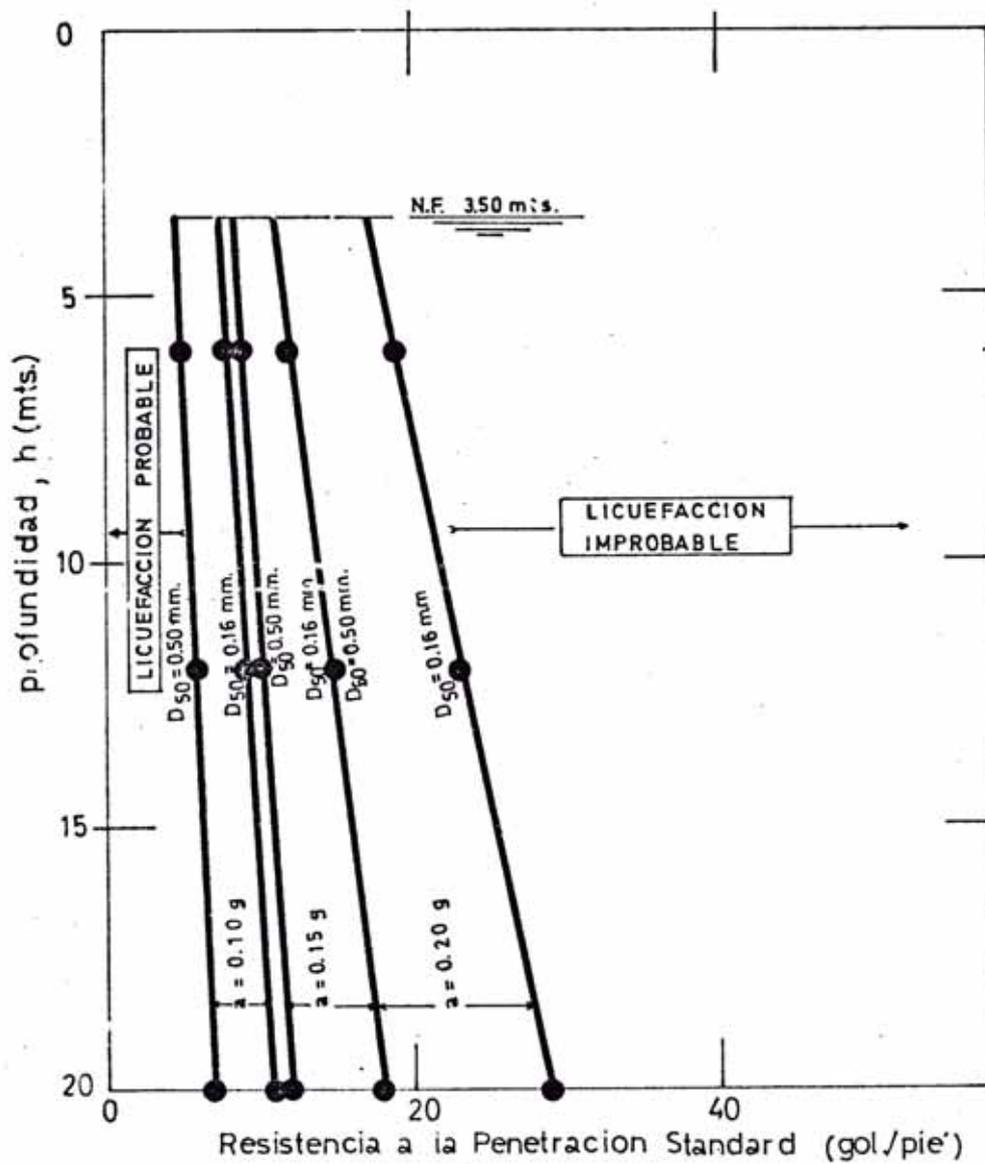
ZONA II

CARACTERISTICA DEL SUELO SEGUN TABLA III

$$\zeta_d = 1.60 \text{ Tn/m}^3$$

$$D_{50} = 14 \text{ mm a } 35 \text{ mm}$$

Variación del N.F. de 0.60 mt. a 2.60 mt.



**FIG.14** ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENE TRACION STANDARD, PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x}$ . DEL TERRENO.

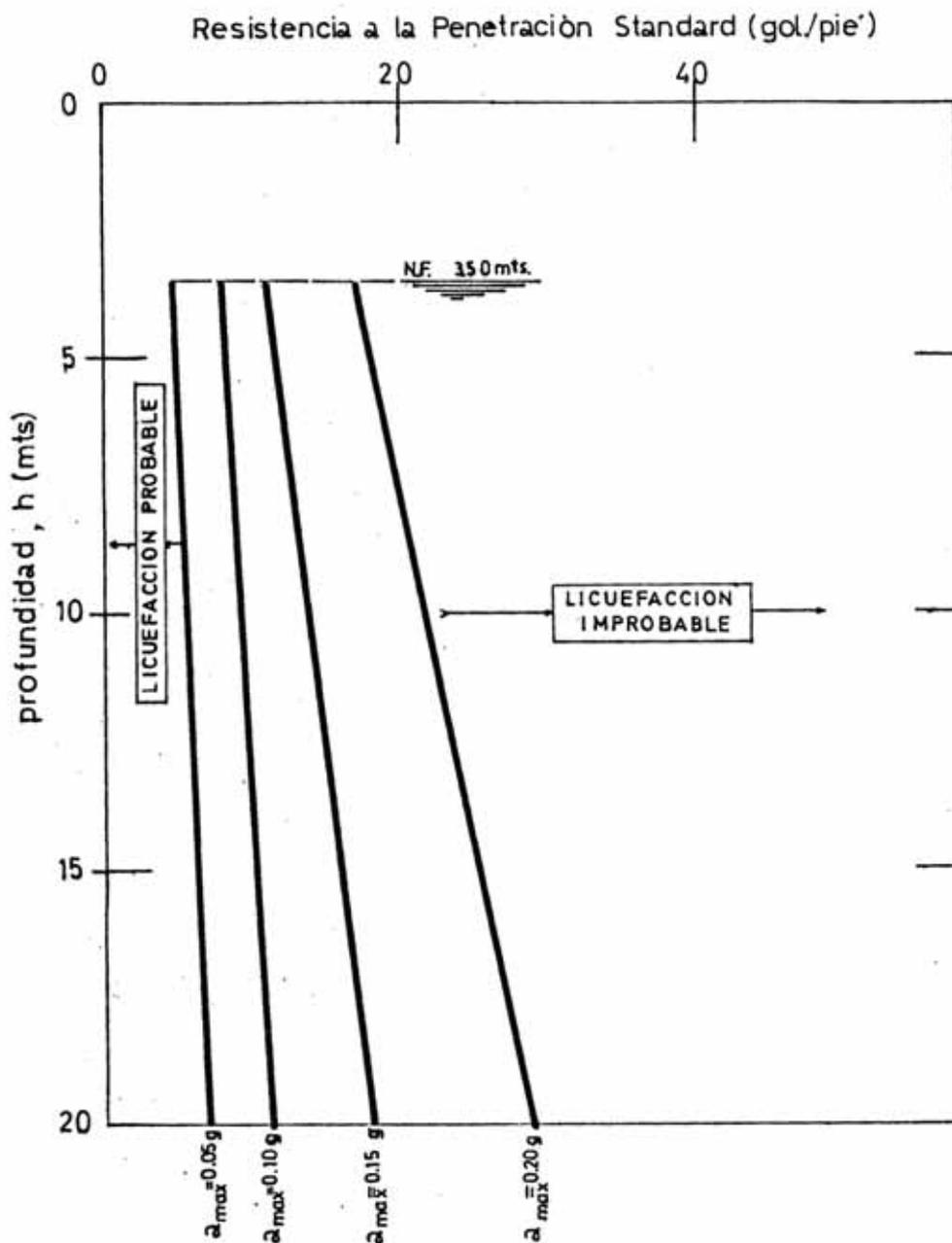


FIG. 15 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRIA Y PARA DIFERENTES  $a_{max}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA I -

A) Para N.F. = 0.60 mts.

A-1) Para  $D_{50} = 0.35$  mm y  $N_c = 10$

TABLA XVI

Dr (%)	Gr	$a_{max}/g$
20	0.55	0.040
30	0.55	0.059
40	0.55	0.079
50	0.57	0.103
60	0.60	0.130
70	0.64	0.161
80	0.68	0.196
90	0.73	0.237

A-2) Para  $D_{50} = 0.14$  mm y  $N_c = 30$

TABLA XVII

Dr (%)	Gr	$a_{max}/g$
20	0.55	0.030
30	0.55	0.045
40	0.55	0.059
50	0.57	0.077
60	0.60	0.097
70	0.64	0.121
80	0.68	0.147
90	0.73	0.177

B) Para N.F. = 2.60 mts.

B-1) Para  $D_{50} = 0.35\text{mm}$  y  $N_c = 10$

TABLA XVIII

Dr (%)	Cr	$a_{\text{max}}/g$
20	0.55	0.059
30	0.55	0.089
40	0.55	0.119
50	0.57	0.149
60	0.60	0.194
70	0.64	0.242
80	0.68	0.294
90	0.73	0.351

B-2) Para  $D_{50} = 0.14\text{ mm}$  y  $N_c = 30$

TABLA XIX

Dr (%)	Cr	$a_{\text{max}}/g$
20	0.55	0.044
30	0.55	0.066
40	0.55	0.088
50	0.57	0.110
60	0.60	0.144
70	0.64	0.179
80	0.68	0.217
90	0.73	0.263

Ploteando los valores de los cuadros XVI, XVII, XVIII y XIX en un sólo gráfico obtenemos el que se muestra en la fig. (16) analizando dicha figure según lo expresado para la zona I obtenemos las siguientes tablas

TABLA XX

Para N.F. = 0.60 mts.

Aceleración máxima del terreno (a)	Licuefacción muy poco probable 1	licuefacción variable 2	Licuefacción muy probable 3
0.05 g.	Dr > 34%	34% > Dr > 26%	Dr < 26%
0.10 g.	Dr > 61%	61% > Dr > 49%	Dr < 49%
0.15 g.	Dr > 81%	81% > Dr > 67%	Dr < 67%
0.20 g.	Dr > 100%	100% > Dr > 81%	Dr < 81%

TABLA XXI

Para N.F. = 2.60 mts.

Aceleración máxima del terreno (a)	Licuefacción muy poco probable 1	Licuefacción variable 2	Licuefacción muy probable 3
0.05 g.	Dr > 23%	23% > Dr > 17%	Dr < 17%
0.10 g.	Dr > 45%	45% > Dr > 34%	Dr < 34%
0.15 g.	Dr > 61%	61% > Dr > 49%	Dr < 49%
0.20 g.	Dr > 87%	87% > Dr > 61%	Dr < 61%

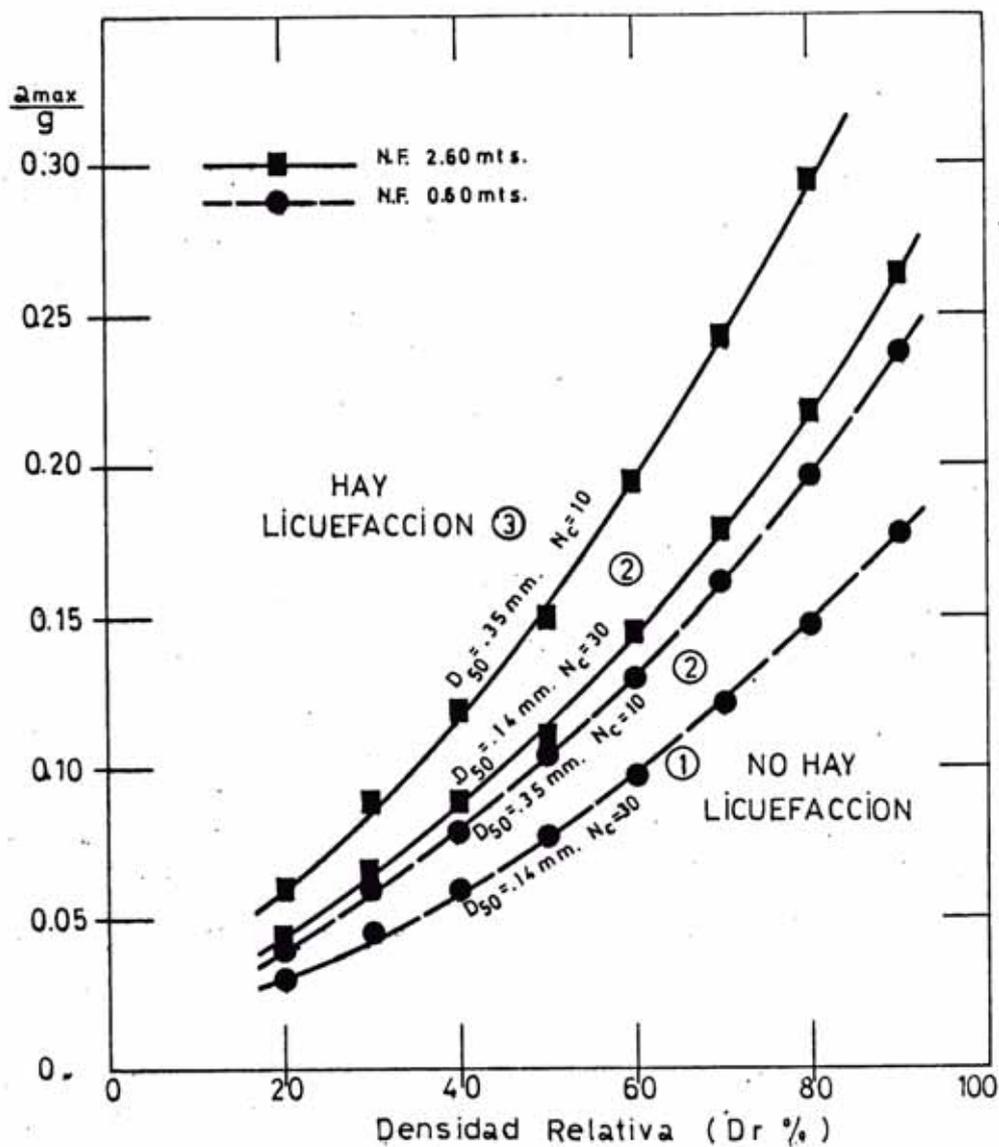


FIG. 16 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN PARA DIFERENTE GRANULOMETRIA DEL SUELO Y EN FUNCION DE SU DENSIDAD RELATIVA.

- CHIMBOTE, ZONA II -

**C) ABACOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LIQUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD (N) Y LA PROFUNDIDAD (h) DEL TERRENO.**

C-1) Para N.F. = 0.60 mts

Con los valores obtenidos en la columna (2) de las tablas XX y XXI, el perfil estratigráfico y la figura (8) obtenemos la tabla XXII

h (mts)	$\sigma'_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N (gol/pie)					
		a = 0.10g		a = 0.15g		a = 0.20g.	
		Dr=49%	Dr=61%	Dr=67%	Dr=81%	Dr=81%	Dr=100%
3	0.24	7	9	11	16	16	24
6	0.42	8	10	12	18	13	29
12	0.78	9	12	15	23	23	36
20	1.26	11	15	19	29	29	48

Estos valores se plotan en las figs. (17) y (18)

C-2) Para N.F. = 2.60 mts. se procede de idéntica manera

TABLA XXIII

h (mts)	$\sigma'_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N (gol/pie)					
		a = 0.10g		a = 0.15g		a = 0.20g.	
		Dr=34%	Dr=45%	Dr=49%	Dr=61%	Dr=61%	Dr=75%
3	0.44	4	6	7	10	10	15
6	0.62	5	7	8	11	11	17
12	0.98	6	8	10	13	13	22
20	1.46	7	10	11	16	16	27

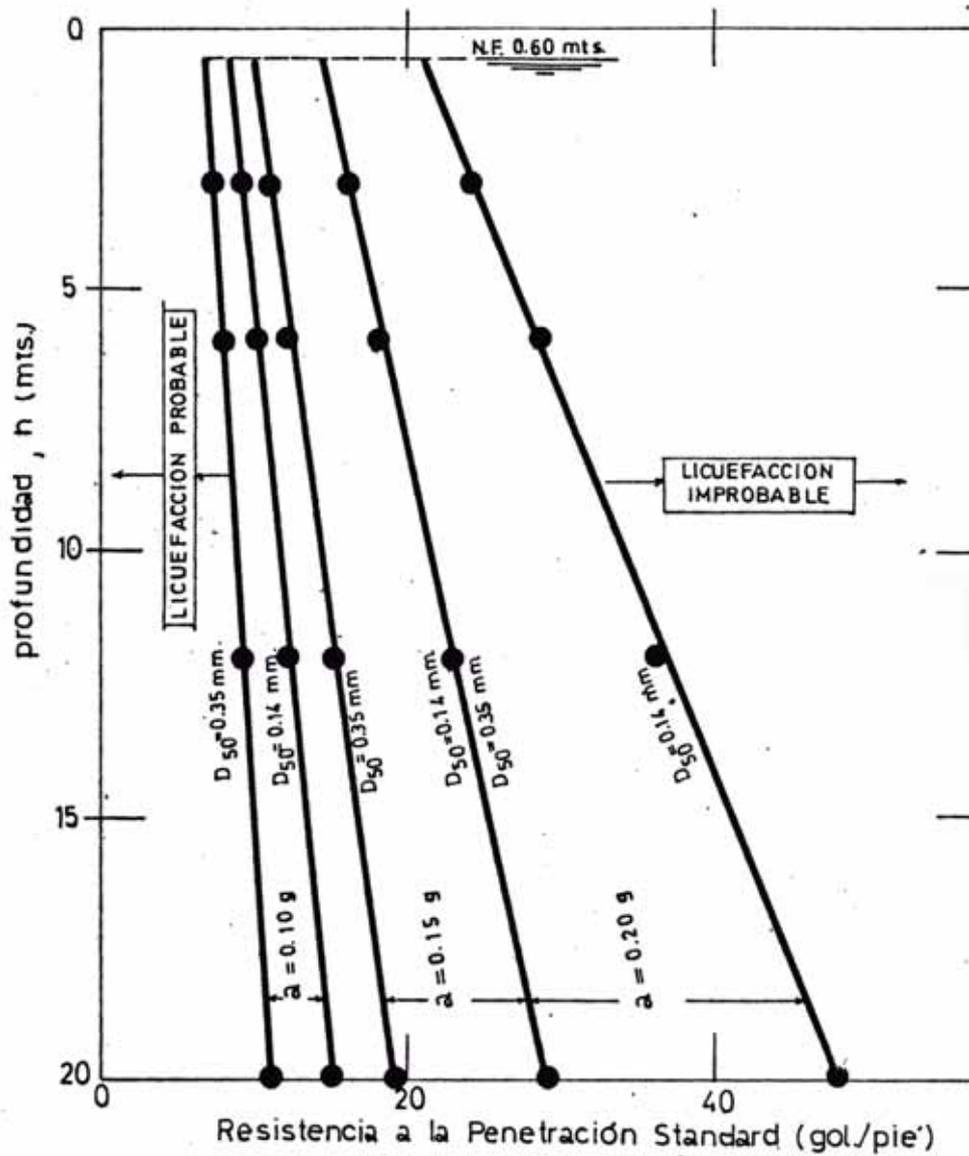


FIG. 17 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA II -

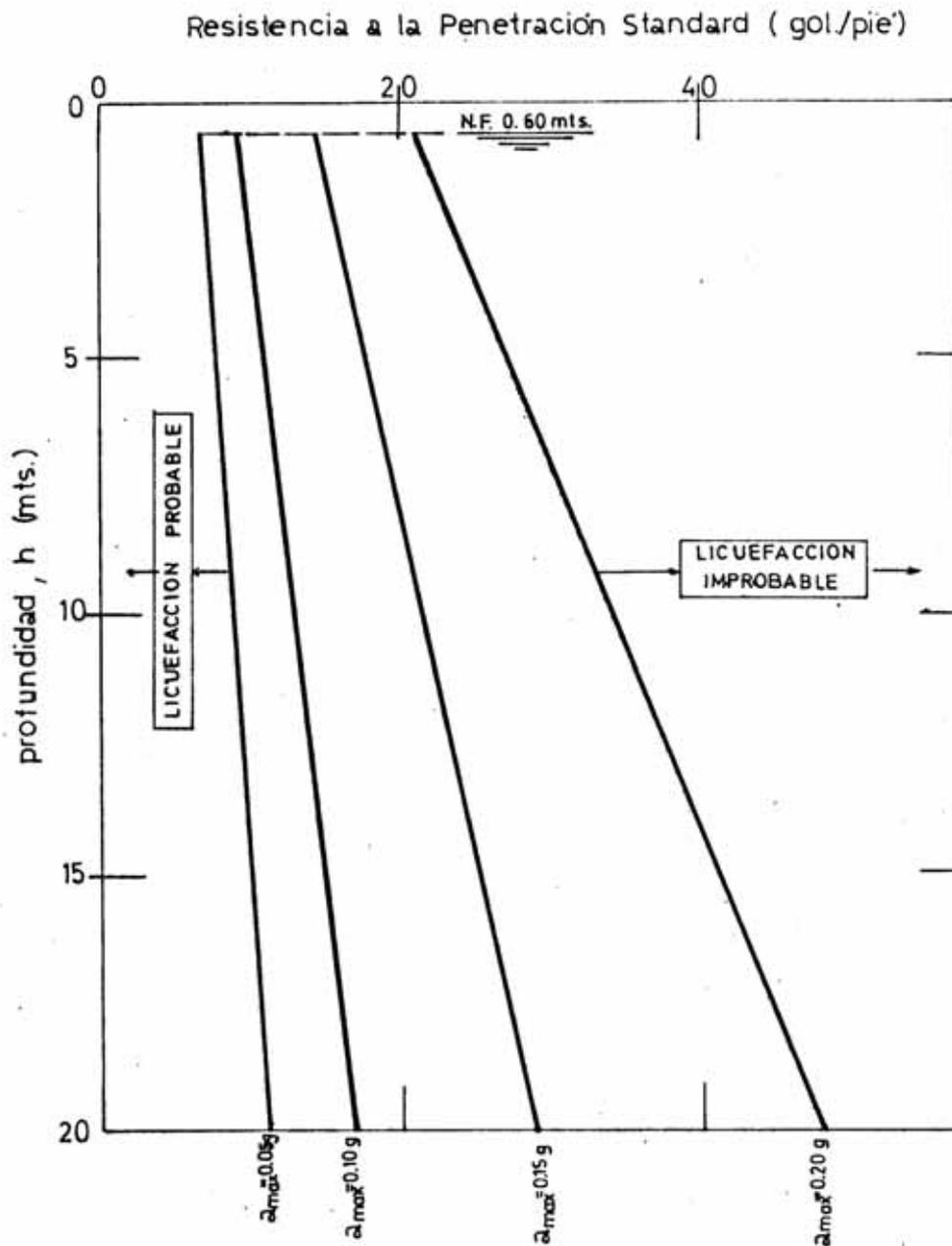


FIG. 18 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCIÓN DE LA PENETRACION STANDARD, INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRIA Y PARA DIFERENTES  $a_{máx.}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA II -

Estos valores se plotean en las fig. (19) y (20) y se obtienen las mencionados abacos.

ZONA V

CARACTERISTICA DEL SUELO SEGUN TABLA III

$$\gamma_d = 1.60 \text{ Tn/m}^3$$

$$D_{50} = 0.15 \text{ mm a } D_{50} = 0.40 \text{ mm.}$$

Variación del N.F. d 0.00 mts. a 1.60 mt.

A) Para N.F. = 0.00 mts.

A-1) Para  $D_{50} = 0.40 \text{ mm}$  a  $N_c = 10$

TABLA XXIV

Dr (%)	Gr	$a_{\text{max/g}}$
20	0.55	0.034
30	0.55	0.051
40	0.55	0.068
50	0.57	0.089
60	0.60	0.112
70	0.64	0.138
80	0.68	0.169
90	0.73	0.204

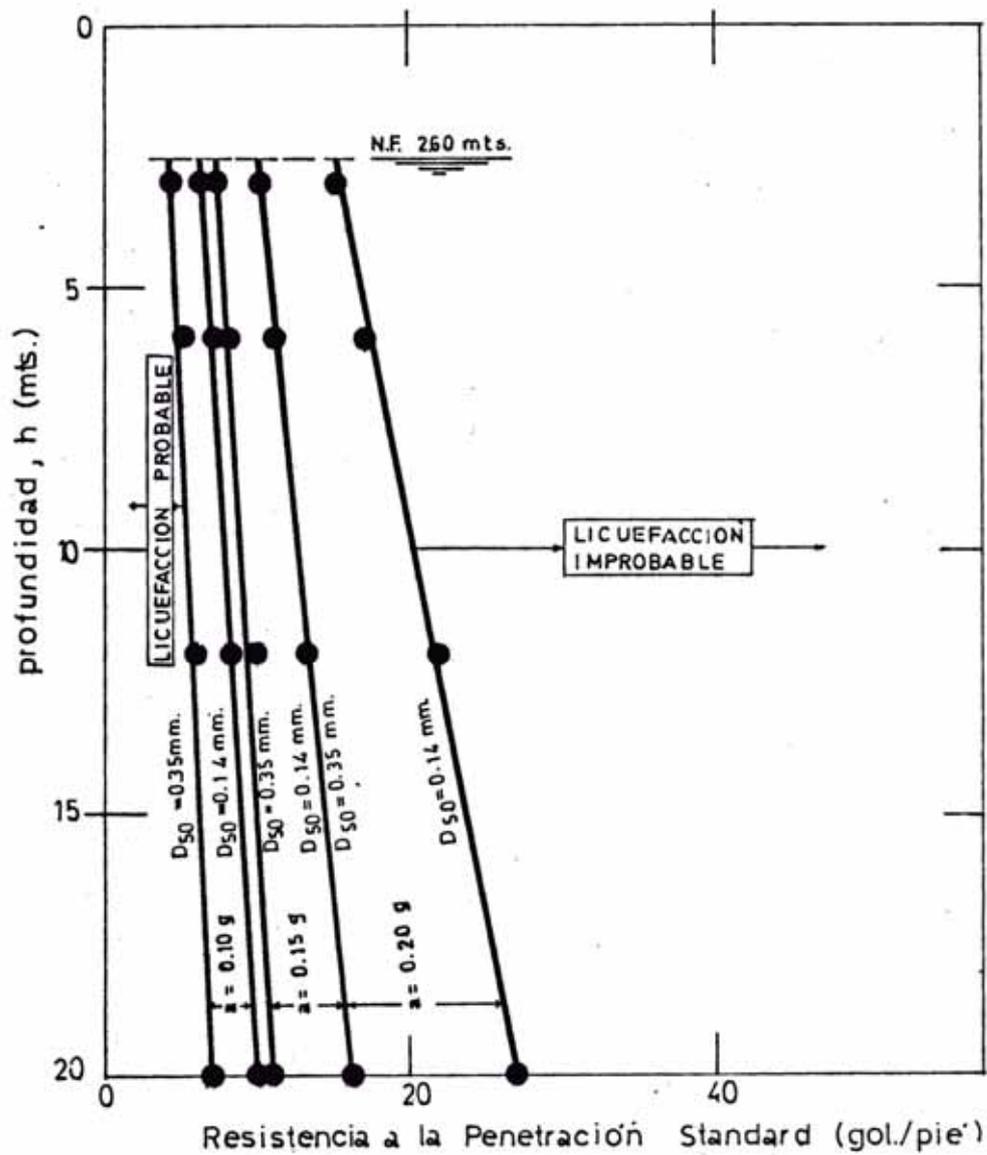


FIG. 19 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN EN FUNCIÓN DE LA PENETRACION STANDARD, PARA DIFERENTES  $a_{\text{máx.}}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA II -

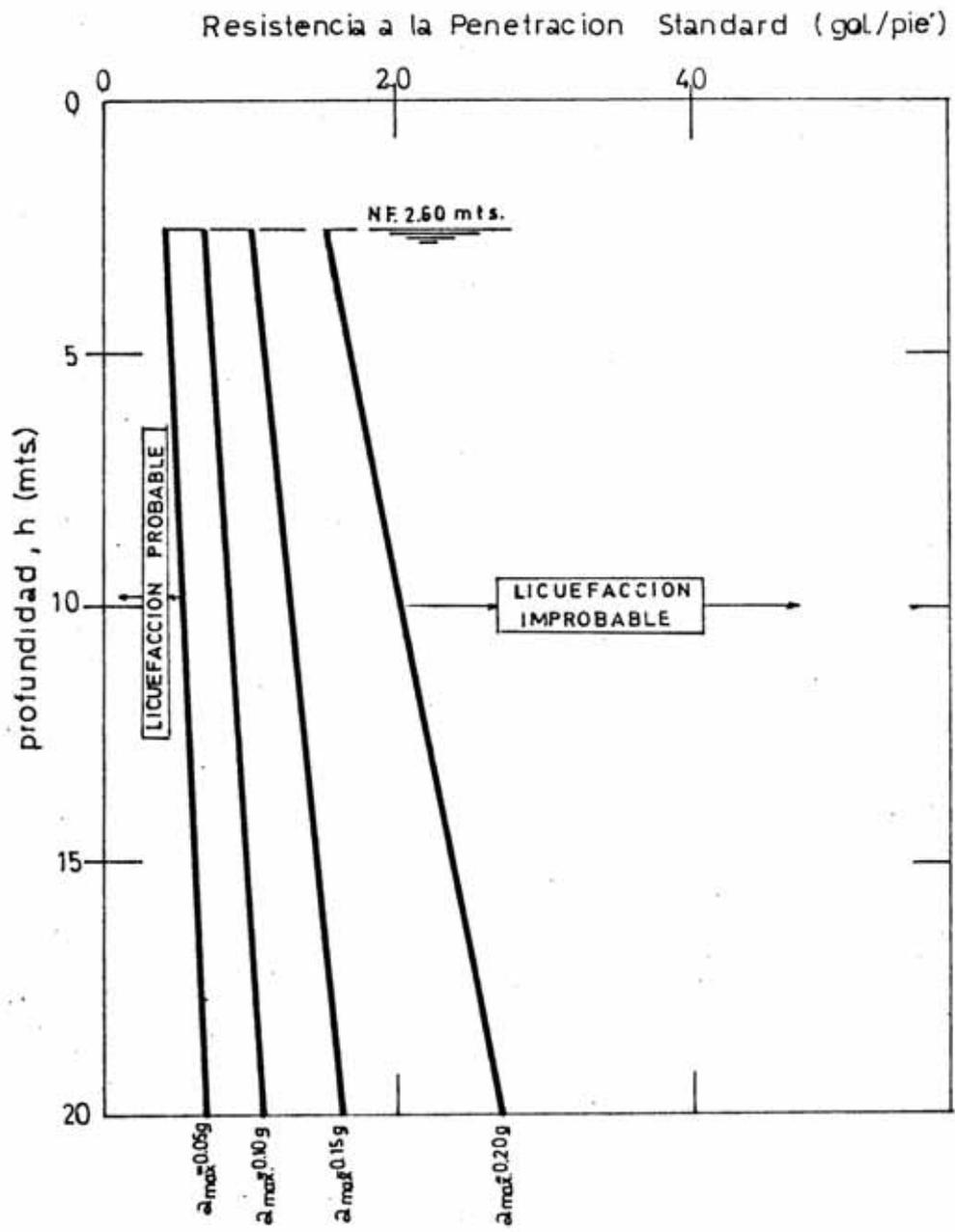


FIG. 20 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRIA Y PARA DIFERENTES  $a_{max}$ . DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA II -

A-2) Para  $D_{50} = 0.15 \text{ mm}$   $N_c = 30$

TABLA XXV

Dr (%)	Gr	$a_{\text{max/g}}$
20	0.55	0.026
30	0.55	0.039
40	0.55	0.051
50	0.57	0.066
60	0.60	0.083
70	0.64	0.104
80	0.68	0.126
90	0.73	0.152

B) Para N.F. = 1.60 mts.

B-1)  $D_{50} = 0.40 \text{ mm}$   $N_c = 10$

TABLA XXVI

Dr (%)	Gr	$a_{\text{max/g}}$
20	0.55	0.050
30	0.55	0.074
40	0.55	0.099
50	0.57	0.128
60	0.60	0.162
70	0.64	0.202
80	0.68	0.245
90	0.73	0.300

B-2)  $D_{50} = 0.15 \text{ mm}$        $N_c = 30$

TABLA XXVII

Dr (%)	Gr	$a_{\text{max}}/g$
20	0.55	0.037
30	0.55	0.056
40	0.55	0.075
50	0.57	0.097
60	0.60	0.122
70	0.64	0.152
80	0.68	0.185
90	0.73	0.223

Ploteando los valores de los cuadros XXIV, XXV, XXVI y XXVII en un sólo gráfico, obtenemos el que se muestra en la fig. (21) y de la cual resulta las 2 siguientes tablas

TABLA XXVIII

Para  $N.F. = 0.00 \text{ mts.}$

Aceleración máxima del terreno (a)	Licuefacción muy poco probable	Licuefacción variable	Licuefacción muy probable
0.05 g.	Dr > 41%	41% > Dr > 30%	Dr < 30%
0.10 g.	Dr > 69%	69% > Dr > 55%	Dr < 55%
0.15 g.	Dr > 90%	90% > Dr > 74%	Dr < 74%
0.20 g.	Dr > 106%	106% > Dr > 90%	Dr < 90%

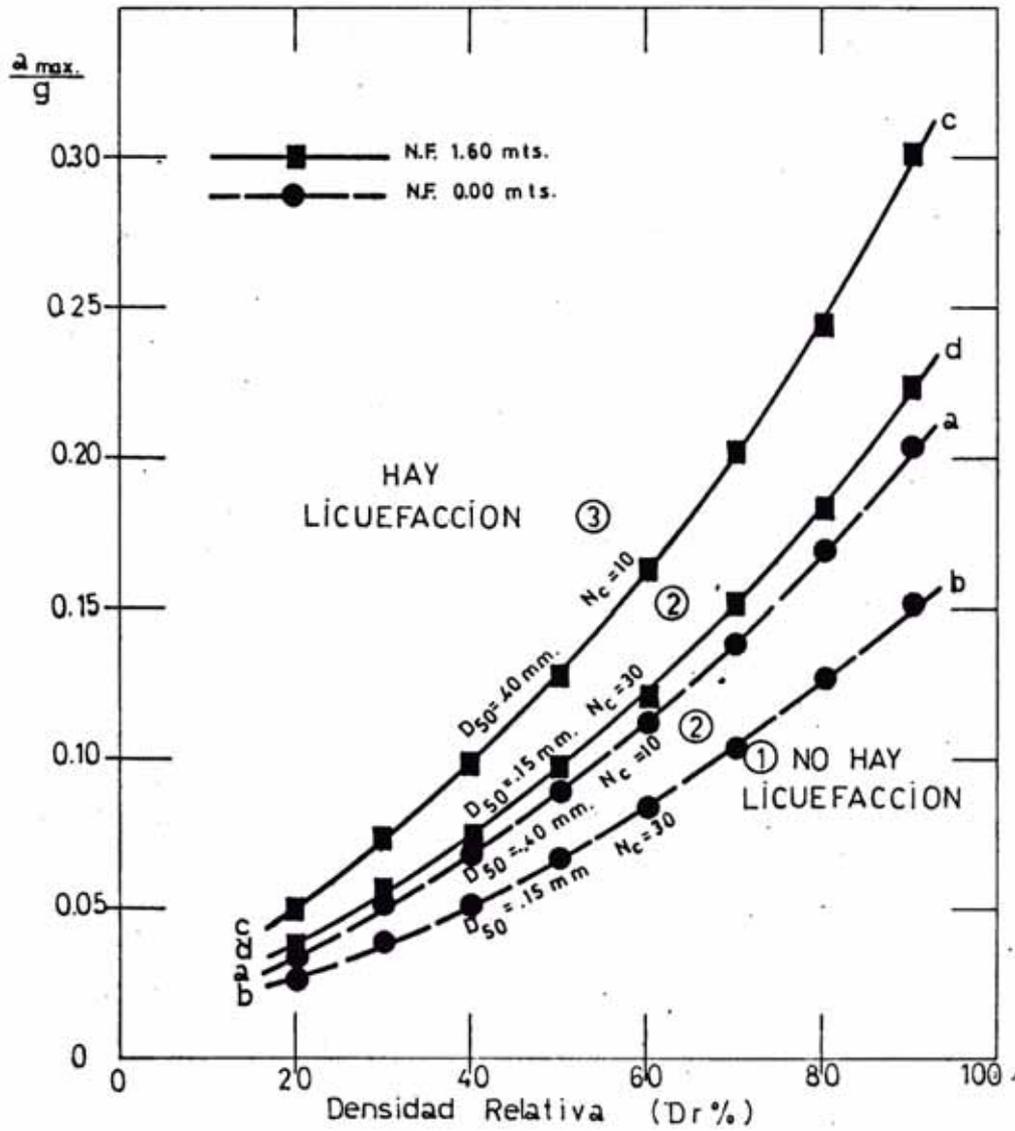


FIG. 21 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION PARA DIFERENTE GRANULOMETRIA DEL SUELO Y EN FUNCION DE SU DENSIDAD RELATIVA.

- CHIMBOTE, ZONA V -

TABLA XXIX

Para N.F. = 1.60 mts.

Aceleración máxima del terreno (a)	Licuefacción muy poco probable	Licuefacción variable	Licuefacción muy probable
0.05 g.	Dr > 28%	28% > Dr > 20%	Dr < 20%
0.10 g.	Dr > 51%	51% > Dr > 40%	Dr < 40%
0.15 g.	Dr > 70%	70% > Dr > 57%	Dr < 57%
0.20 g.	Dr > 89%	89% > Dr > 70%	Dr < 70%

c) ABACOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD (N) Y LA PROFUNDIDAD (h) DEL TERRENO

G-1) Para N.F. = 0.00 mts.

Con los valores obtenidos en la columna (2) de la tabla XXVII, el perfil estratigráfico y la fig. (8) obtenemos la tabla XXX.

TABLA XXX

h(mts)	$\rho_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N (gol/pie)					
		a = 0.10 g.		a = 0.15 g.		a = 0.20 g.	
		Dr=55%	Dr=69%	Dr=74%	Dr=90%	Dr=90%	Dr=106%
3	0.18	7	10	12	18	18	25
6	0.36	8	12	15	22	22	32
12	0.72	10	15	19	28	28	42
20	1.20	13	20	24	36	36	55

Ploteando los valores de h(mts) y N(gol/pie) en las figs. (22) y (23) obtenemos el mencionado abaco.

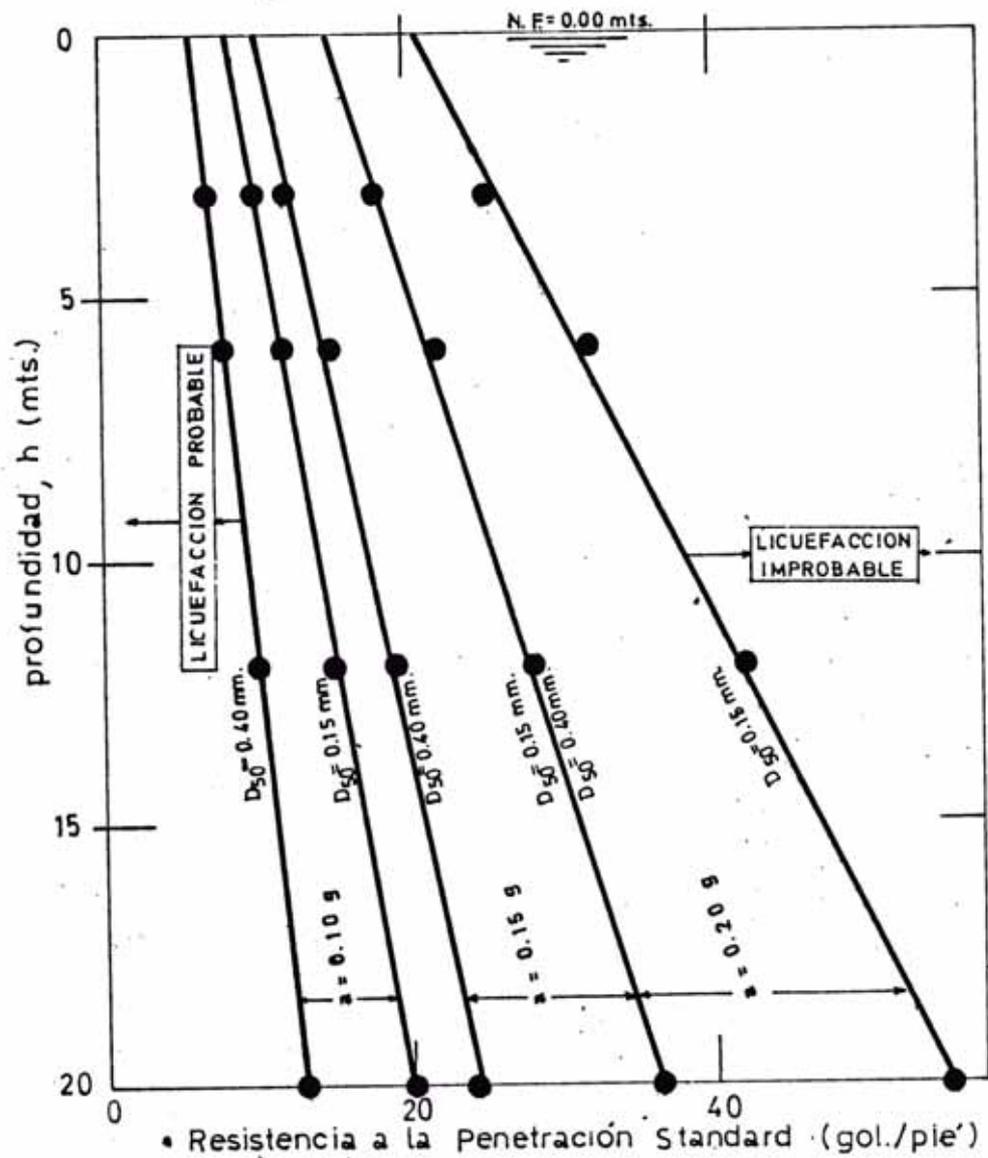


FIG. 22 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, PARA DIFERENTES  $a_{\text{máx}}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA V -

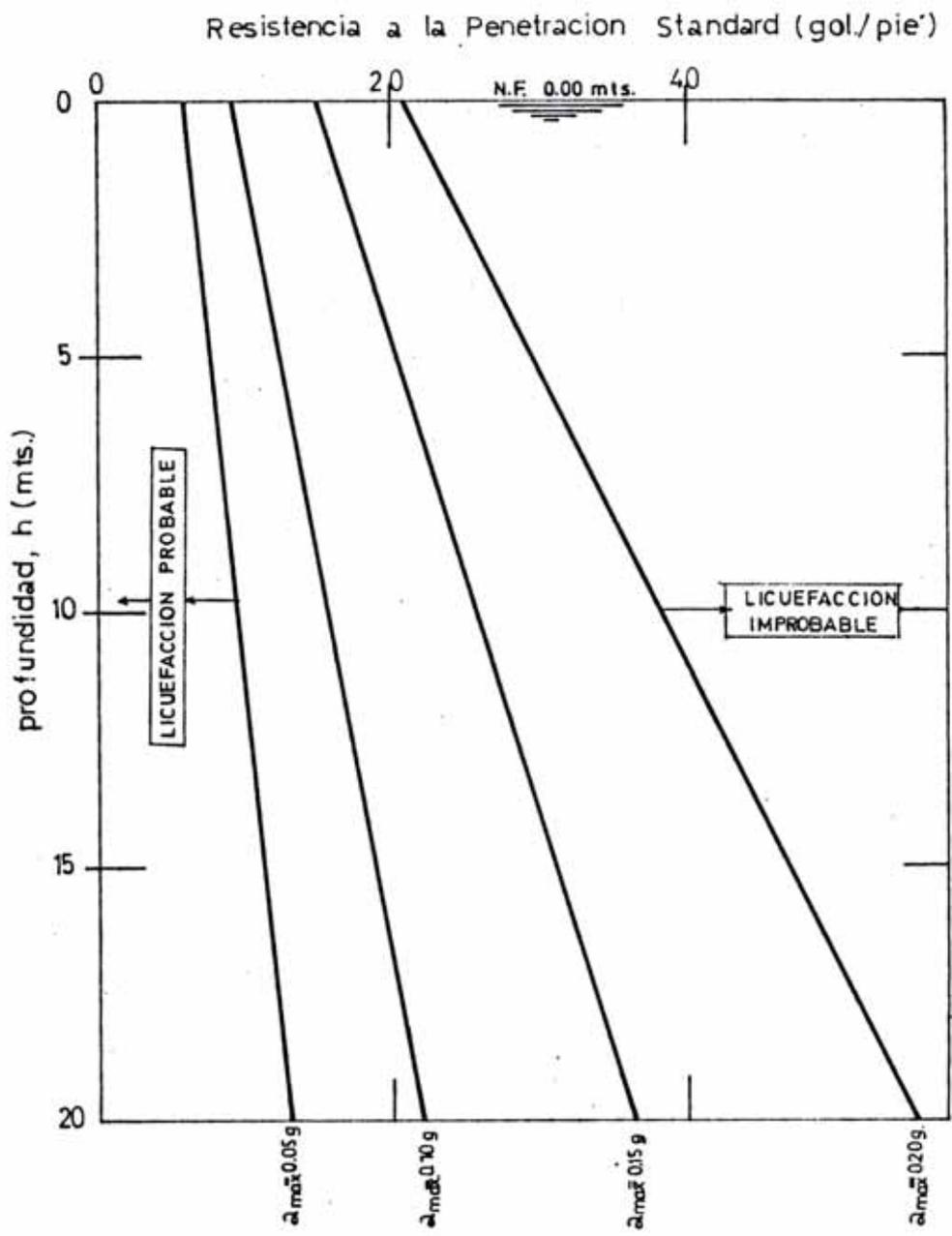


FIG. 23 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRIA Y PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x.}$  del TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA V -

C-2) Para N.F. = 1.60 mts

Procedemos en idéntica forma.

TABLA XXAI

h (mts)	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N (gol/pie)					
		a = 0.10g.		a = 0.15 g.		a = 0.20 g.	
		Dr=40%	Dr=51%	Dr=57%	Dr=70%	Dr=70%	Dr=89%
3	0.34	5	7	9	12	12	21
66	0.52	6	8	10	14	14	24
12	0.88	7	9	12	17	17	30
20	1.36	8	10	15	22	22	39

Ploteando los valores de h (mts) y N (gol/pie) en las figs. (24) y (25) obtenemos el mencionado abaco

2.3. EVALUACION DEL POTENCIAL DE LIQUEFACCION EN EL DEPARTAMENTO DE TUMBES (ZORRITOS, PTO. PIZARRO Y TUMBES).

Valores obtenidos en el campo

Variación del N.F. (mts.)	D <sub>50</sub> (mm.)	$\gamma_d$ (promedio) Tn/m <sup>3</sup>
0.90-2.50	0.11-0.35	1.45

Intensidad del sismo esperado: 7 a 8

Por lo tanto  $N_c = 10$  a 30 ciclos de tensión

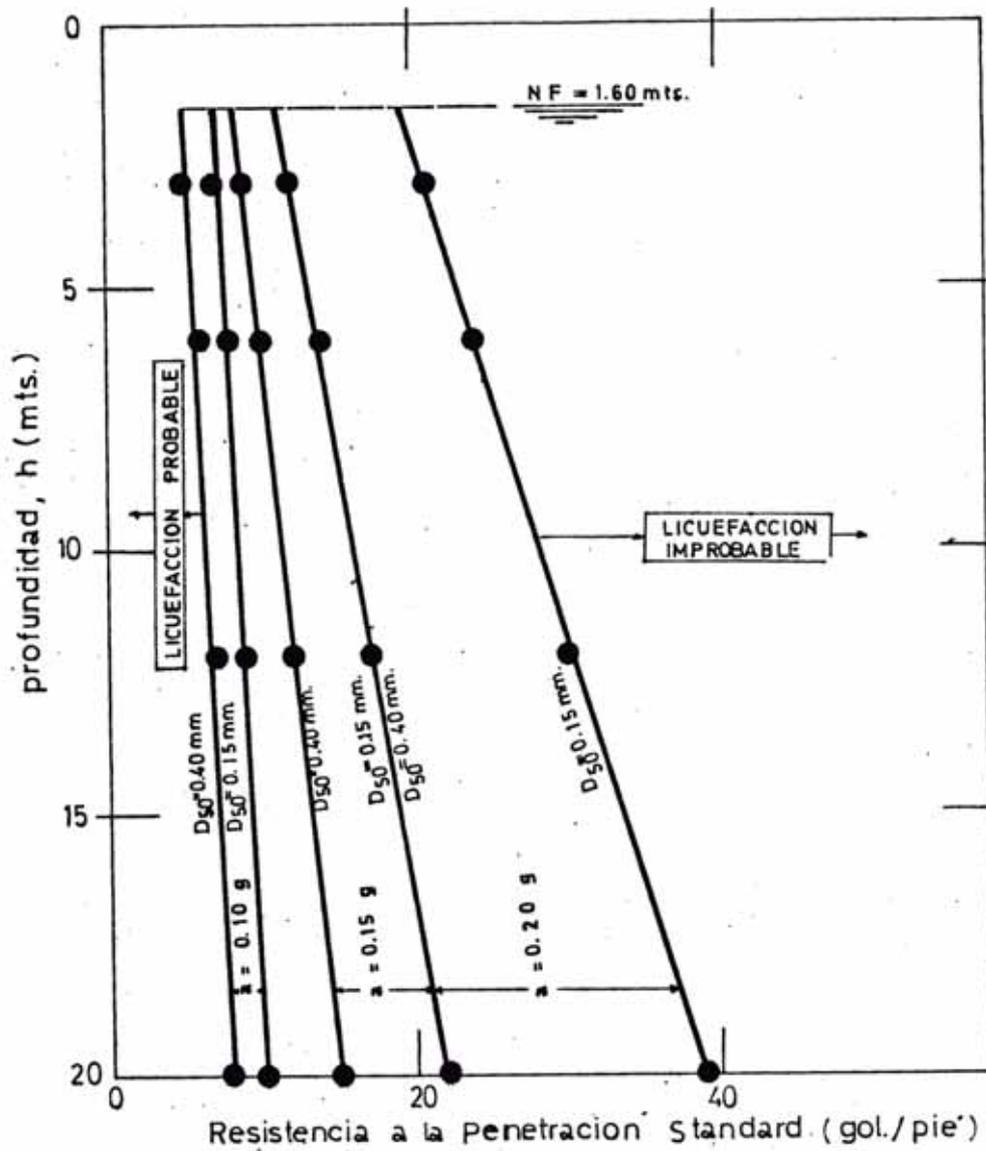


FIG. 24 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA DIFERENTES  $a_{max}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA V -

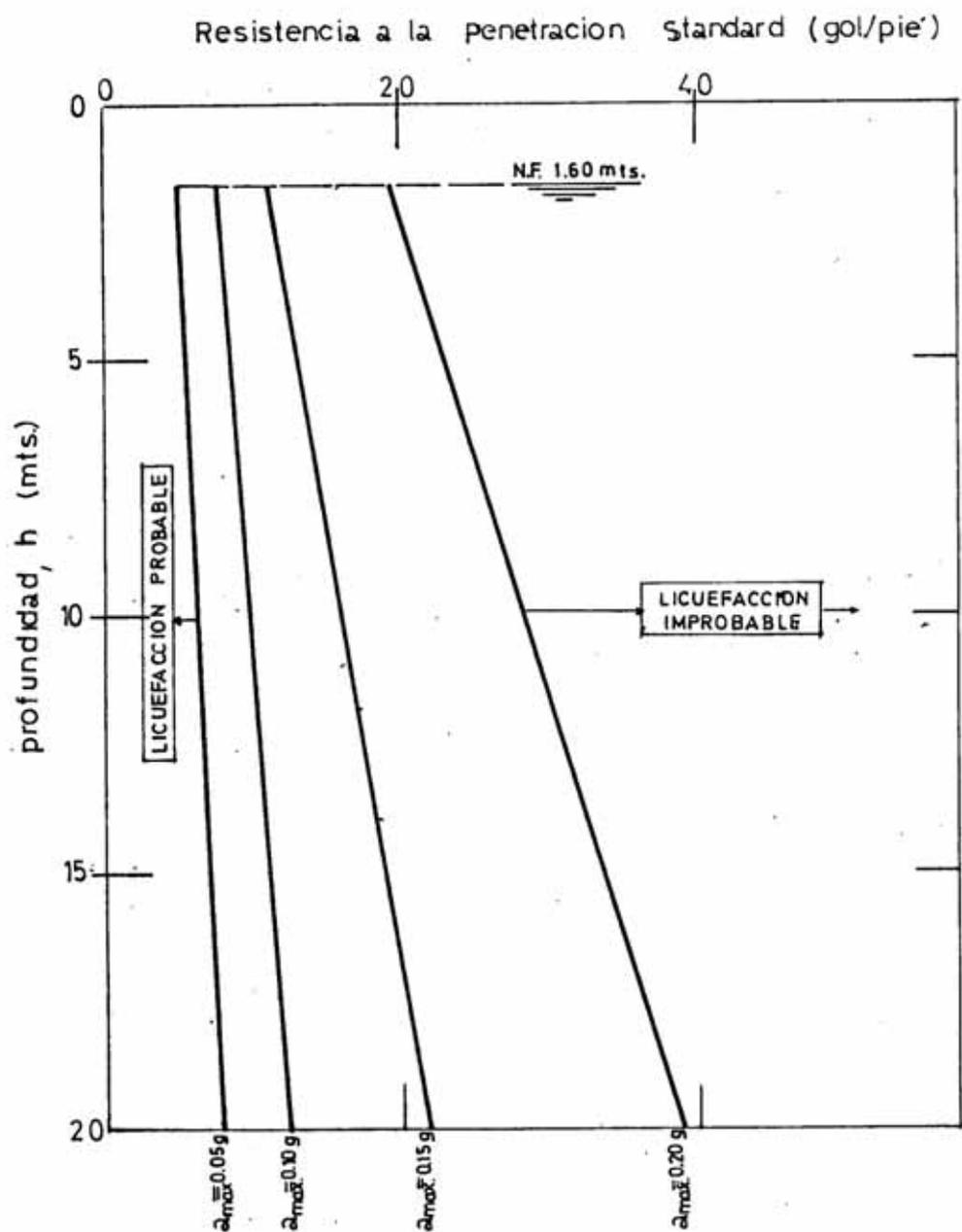


FIG. 25 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRIA Y PARA DIFERENTES  $a_{max}$  DEL TERRENO.

- CHIMBOTE, ZONA V -

Cálculo de los abacos  $a_{\max}$  del terreno versus Densidad Relativa  $D_r$  (%).

A) Para N.F. 0.90 mts.

A-1) Para  $D_{50} = 0.35$  mm  $N_c = 10$   
haciendo cálculos llegamos a la  
siguiente tabla.

$D_r$ (%)	Cr	$a_{\max}/g$
20	0.55	0.037
30	0.55	0.056
40	0.55	0.075
50	0.57	0.097
60	0.60	0.122
70	0.64	0.152
80	0.68	0.185
90	0.73	0.223

A-2) Para  $D_{50} = 0.11$  mm  $N_c = 30$

TABLA II

$D_r$ (%)	Cr	$a_{\max}/g$
20	0.55	0.026
30	0.55	0.040
40	0.55	0.053
50	0.57	0.068
60	0.60	0.086
70	0.64	0.108
80	0.68	0.131
90	0.73	0.158

B) Para N.F. = 2.50 mts.

B-1) Para  $D_{50} = 0.35$  mm.

$N_c = 10$

TABLA III

Dr (%)	Cr	$a_{max}/g$
20	0.55	0.055
30	0.55	0.083
40	0.55	0.110
50	0.57	0.143
60	0.60	0.180
70	0.64	0.224
80	0.68	0.272
90	0.73	0.329

B-2) Para  $D_{50} = 0.11$  mm

$N_c = 30$

TABLA IV

Dr (%)	Cr	$a_{max}/g$
20	0.55	0.039
30	0.55	0.058
40	0.55	0.077
50	0.57	0.102
60	0.60	0.126
70	0.64	0.157
80	0.68	0.190
90	0.73	0.230

Ploteando los valores de los cuadros I, II, III y IV, en un solo gráfico obtenemos la figura (26) que es un ába co que nos relaciona la máxima aceleración del terreno y las densidades relativas ( $D_r$ ) que debe tener para que se produzca o no la licuefacción. Analizando dicha figura podemos obtener las 2 tablas siguientes, igual como hicimos para las diferentes zonas de Chimbote.

TABLA V

Para N.F. = 0.90 mts.

A/g	Licuefacción muy poco probable	Licuefacción variable	Licuefacción muy probable
0.05	$D_r > 37\%$	$37\% > D_r > 28\%$	$D_r < 28\%$
0.10	$D_r > 67\%$	$67\% > D_r > 52\%$	$D_r < 52\%$
0.15	$D_r > 88\%$	$88\% > D_r > 70\%$	$D_r < 70\%$
0.20	$D_r > 100\%$	$100\% > D_r > 85\%$	$D_r < 85\%$

TABLA VI

Para N.F. = 2.50 mts.

A/g	Licuefacción muy poco probable	Licuefacción variable	Licuefacción muy probable
0.05	$D_r > 27\%$	$27\% > D_r > 18\%$	$D_r < 18\%$
0.10	$D_r > 49\%$	$49\% > D_r > 37\%$	$D_r < 37\%$
0.15	$D_r > 68\%$	$68\% > D_r > 52\%$	$D_r < 52\%$
0.20	$D_r > 83\%$	$83\% > D_r > 65\%$	$D_r < 65\%$

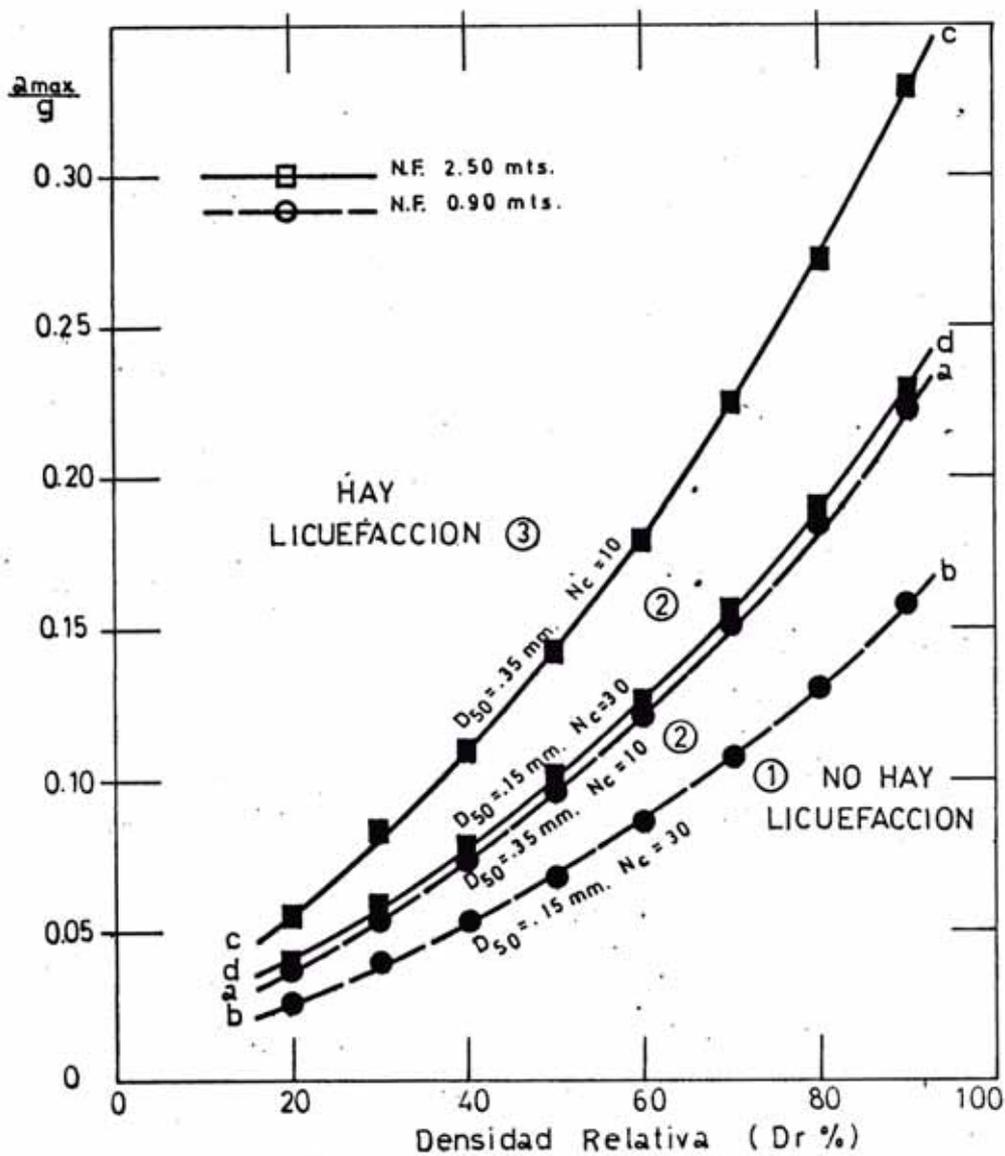


FIG. 26 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION PARA DIFERENTES GRANULOMETRIAS DEL SUELO EN FUNCION DE SU DENSIDAD RELATIVA.

- TUMBES -

**C) ABACOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD (N) Y LA PROFUNDIDAD (h) DEL TERRENO .**

**C-1) Para N.F. = 0.90 mts.**

Con los valores de la columna (2) de la tabla V el perfil estratigráfico y la fig. (9) de los cálculos del área de Chimbota, obtenemos la tabla VII

**TABLA VII**

h (mts)	$\sigma'_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N) gol/pie )					
		a = 0.10 g.		a = 0.15g.		a = 0.20 g.	
		Dr=52%	Dr=67%	Dr=70%	Dr=88%	Dr=85%	Dr=100%
3	0.23	7	10	11	18	17	24
6	0.36	8	12	12	20	19	27
12	0.63	9	14	15	25	23	33
20	0.99	10	17	18	31	29	42

Ploteando los valores de h (mts.) y N (gol/pie) tal como se muestran en las figs. (27) y (28) que nos relacionan los valores de N (gol/pie) que debe tener el terreno a diferentes profundidades para que sufra o no licuefacción.

**C-2) Para N.F. = 2.50 mts.**

Procediendo en igual manera resulta:

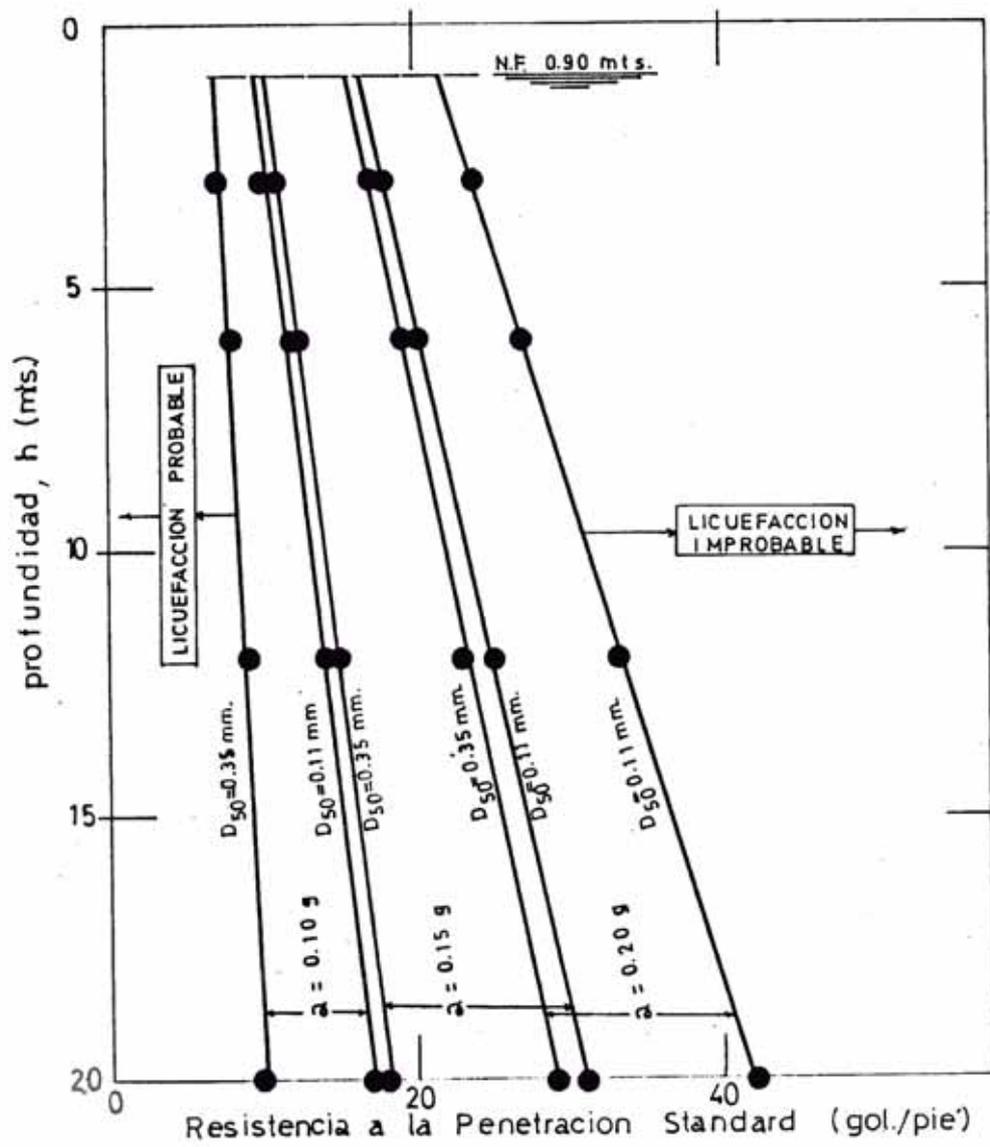


FIG. 27 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x.}$  DEL TERRENO.

- TUMBES -

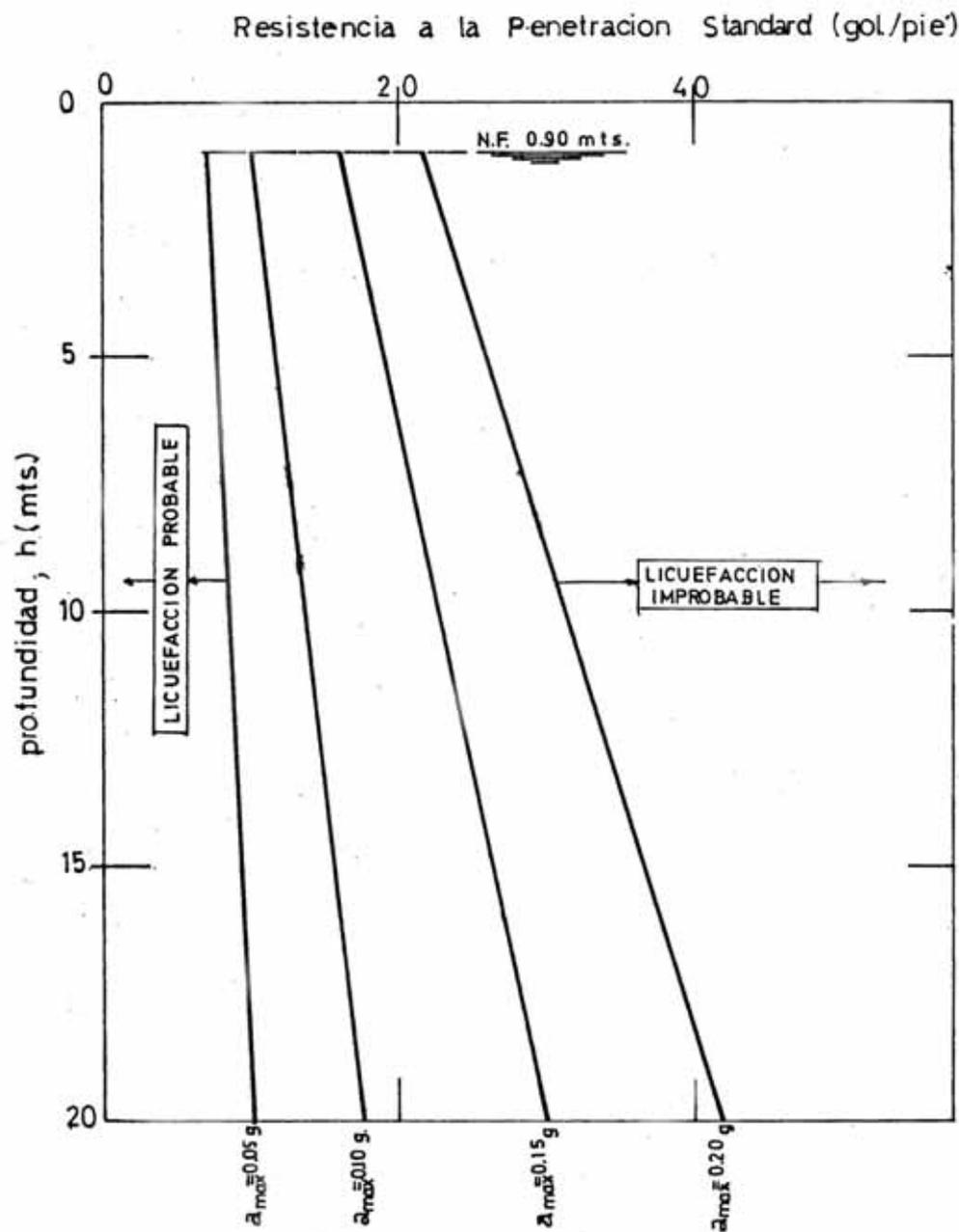


FIG. 28 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN EN FUNCIÓN DE LA PENETRACIÓN STANDARD, E INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRÍA, PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x}$  DEL TERRENO.

- TUMBES -

TABLA VIII

h (mts)	$\rho_0'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N (gol/pis)					
		a = 0.10 g.		a = 0.15 g.		a = 0.20 g.	
		Dr=37%	Dr=49%	Dr=52%	Dr=68%	Dr=65%	Dr=83%
3	0.39	5	7	8	12	11	19
6	0.52	5	8	9	13	12	20
12	0.79	6	9	10	16	14	24
20	1.45	7	10	11	19	17	29

Obteniendo los abacos de las figuras (29) y (30).

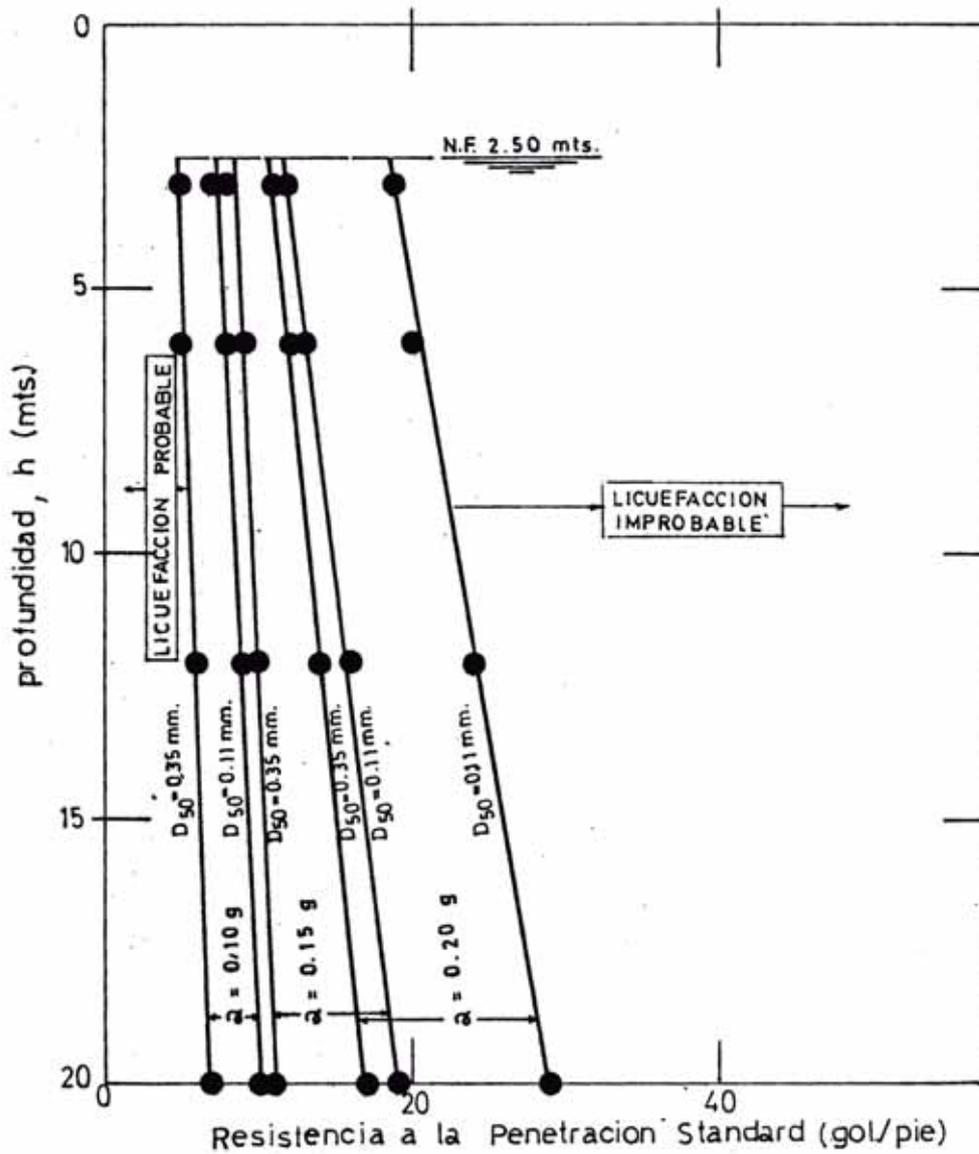


FIG. 29 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x}$ . DEL TERRENO.

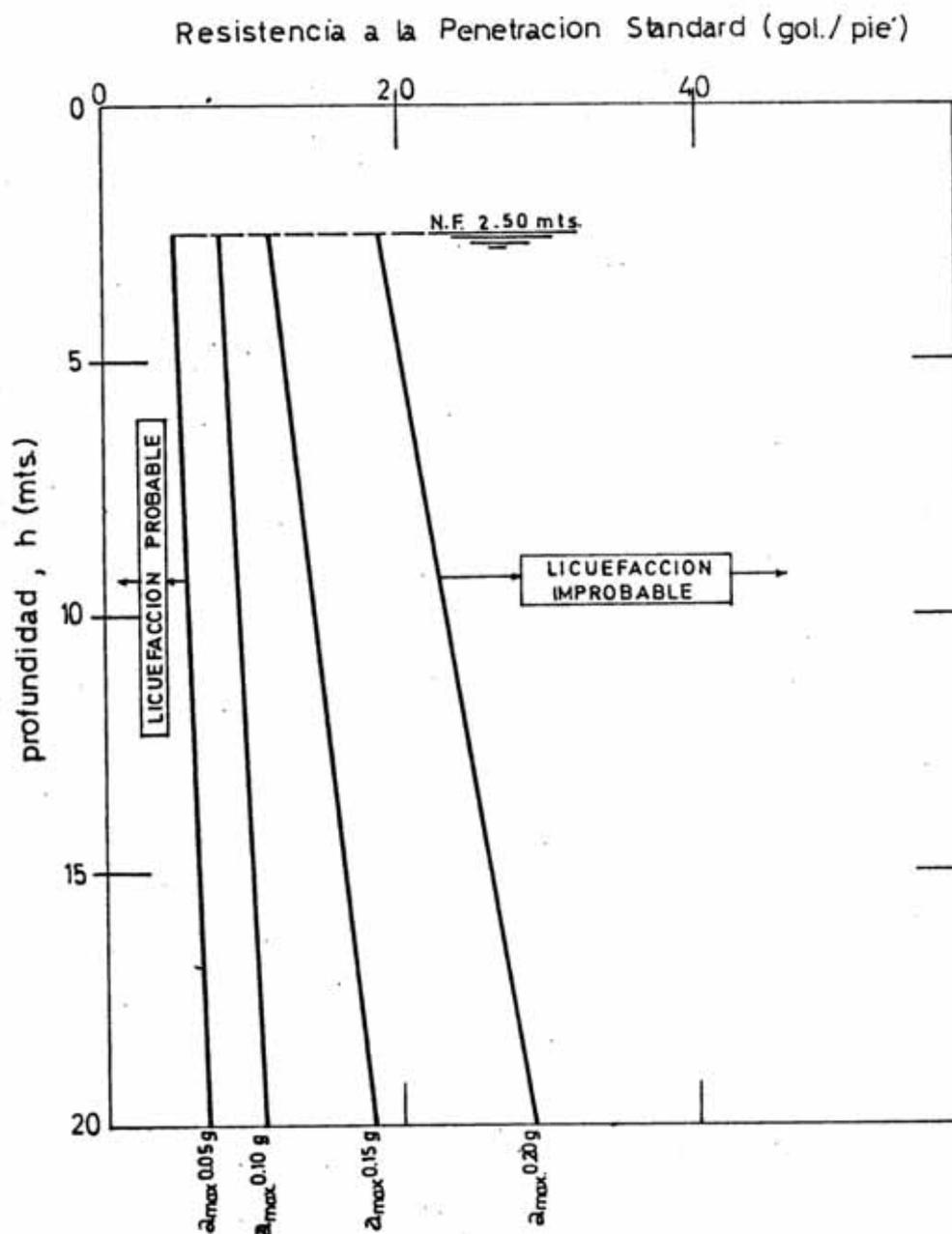


FIG. 30 ABACO GENERAL PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION EN FUNCION DE LA PENETRACION STANDARD, INDEPENDIEMENTE DE LA GRANULOMETRIA Y PARA DIFERENTES  $a_{m\acute{a}x}$ . DEL TERRENO.

- TUMBES -

### CAPITULO III

#### ESTUDIO TEORICO DEL EFECTO DE AMPLIFICACION DE ONDAS SISMICAS

##### 3.0 INTRODUCCION

Está comprobado que un mismo sismo produce efectos muy diferentes en estructuras sustancialmente iguales, dependiendo de las características del suelo en que esta estructura esté cimentada.

Los últimos sismos que han afectado a Lima y alrededores han servido para corroborar la diferencia de comportamiento de estructuras diseñadas bajo la misma norma, edificadas con los mismos materiales y con procedimientos constructivos similares pero ubicadas en diferentes zonas de la ciudad con suelos de cimentación diversos tales como los ocurridos.

-(Sismo de 1966) En la hacienda San Nicolás situada entre los kms. 165 y 169 de la carretera Norte, en donde la destrucción de las casas levantadas en el llano fue casi total y la intensidad del sismo alcanzó grado IX en algunas áreas.

-(Sismo de 1970) En la ciudad de Huaraz, en donde la zona céntrica de ésta, fue la más destruída ya que edificaciones de concreto reforzado de 2 y 3 pisos sufrieran severamente, además el número de víctimas en ésta zona fue mayor. El terreno de cimentación está constituido por capas sucesivas de arena limosa o arcillosa; grave arcillosas y arcilla limosa con abundancia de materia orgánica estos sedimentos blandos se estiman que se extiendan a

profundidades tan grande como 100 mts. o mayores (Romani P. 1975).

-(Sismo de 1974) En el área de La Campiña en donde un pabellón de la Escuela de la Benemérita Guardia Civil acusó serios problemas, el terreno de cimentación en ésta área está conformado por arena arcillosa y limosa medianamente compacta intercalada con lentes de arcillas más o menos plásticas.

- En la Urbanización Precursores, en donde un grupo de edificios de 5 pisos sufrieron daños severos y que tiempo después fueron rediseñados estructuralmente y reparados. El terreno de cimentación está constituido superficialmente por terreno de cultivo algo arenoso continuando una arena gravosa medianamente compacta.

- En el área del Callao en donde el pabellón de dormitorios de cadetes de la Escuela Naval, sufrió daños severos.

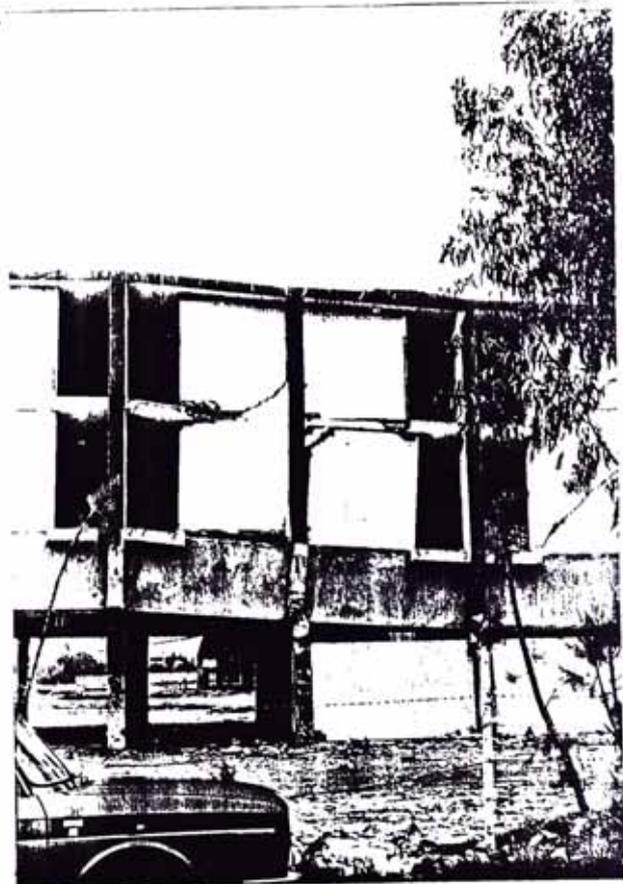
- En el área de La Molina donde estructuras de la Universidad Nacional Agraria, tales como el edificio para oficinas, biblioteca, comedor, etc. resultaron afectadas.

Todo esto debido principalmente al fenómeno de amplificación de la fuerza sísmica que está reflejada en la aceleración del terreno. Tal como fue verificado instrumentalmente para el área de La Molina a raíz de la réplica del 9 de Noviembre de 1974 (De Las Casas J. 1975), ya que instalado un acelerógrafo en el pabellón central de la U.N.A., se obtuvo una aceleración máxima de ésta réplica igual a 0.15 g., mientras que para el centro de Lima la aceleración máxima para la misma réplica fue de tan solo 0.07 g., lo cual nos indica un factor de amplificación

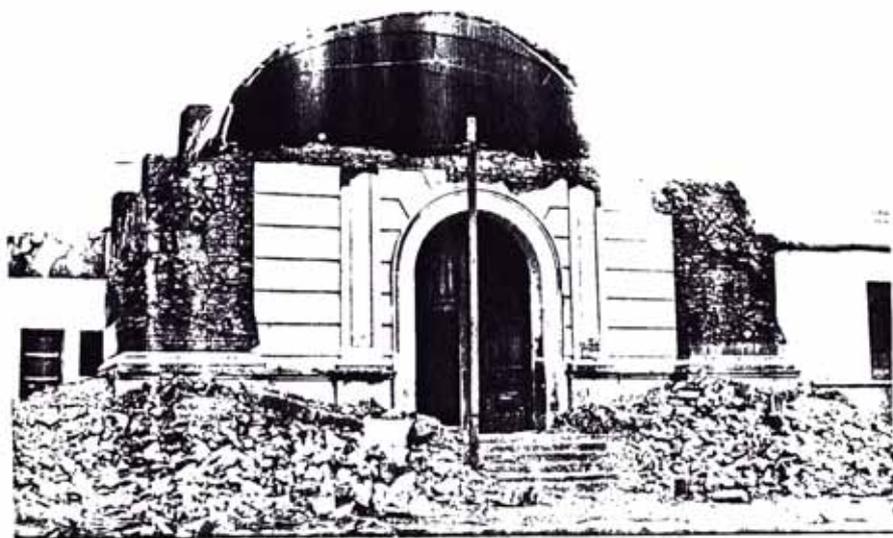
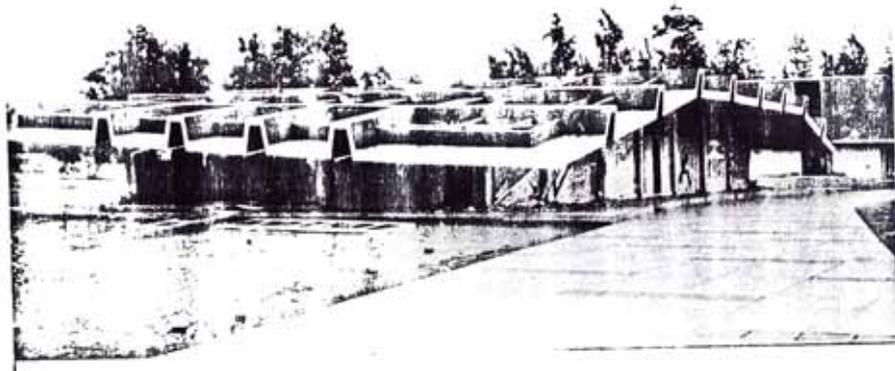


EDIFICIO DEL BANCO INDUSTRIAL  
-LIMA-

ESCUELA DE LA B.G.C.P.  
LA CAMPINA-



ESTRUCTURA DE LA  
U.N.A.  
-LA MOLINA-



FALLA POR AMPLIFICACION  
LOCAL  
-CASMA-

SILOS PARA GRANOS FALLADOS  
-CALLAO-



de ésta zona igual a 2, para la aceleración máxima con respecto a Lima Central; o como se constató analíticamente (Ríos Raúl-1975) para las áreas de La Molina y el Callao. Para La Molina se encontró amplificaciones de la aceleración máxima hasta de 2.75 y para el Callao 2.48 respecto a Lima Central y para un sismo de diseño igual al del 3 de octubre de 1974.

Se muestran algunas vistas de falla de estructuras debido a éste fenómeno.

En el presente capítulo trataremos de dar las pautas de la teoría de amplificación unidimensional del Doctor Y. Ohsaki, y que servirá más adelante para elaborar programas para computadoras que nos evalúen el factor de amplificación de las aceleraciones del terreno o de las fuerzas sísmicas que se producen.

A pesar que todos los problemas asociados con los movimientos sísmicos son tridimensionales, en el análisis y diseño usual de ingeniería sísmica, los ingenieros suelen tratar con los problemas en un espacio bidimensional en una dirección horizontal y otra vertical.

### 3.1 TEORIA DE AMPLIFICACION UNIDIMENSIONAL.

En el análisis dinámico de un depósito de suelo hay considerables razones en favor del sentido de que uno es capaz de simplificar los problemas aún más de tal forma de tratar con ellos en forma unidimensional.

#### CRITERIOS.

a) Generalmente nuestro interés es sobre sismos destructivos muy intensos. En centro de liberación de ener-

gía de un sismo destructivo está generalmente más bien cerca del lugar o ciudad en cuestión. Luego, las ondas sísmicas viajan con un ángulo más pequeño en la dirección vertical que con la dirección horizontal.

- b) Las rocas y los estratos de suelos generalmente tienden a volverse más blandos cerca de la superficie del suelo. La dirección de propagación de la onda sísmica tiende a la dirección vertical siempre que pase a través de la superficie de separación hacia un estrato más blando de acuerdo con la ley de Snell en Óptica como se muestra en la figura 3.1
- c) Aunque las condiciones del suelo puedan cambiar a lo largo de la dirección horizontal, el promedio del cambio en dicha dirección generalmente es más pequeña que en la dirección vertical. Se encuentran muchos casos donde se puede justificar la suposición de un depósito de suelo horizontalmente estratificado.
- d) Durante los terremotos, se experimenta las ondas superficiales como la Love o Raleigh que viajan a lo largo de la superficie del suelo, tienen gran amplitud pero, en general son de gran período; en consecuencia no desarrollan mayor aceleración y su contribución al potencial de daños podría ser menor. La mayor influencia sobre el daño estructural probablemente se deba a las ondas de corte.

Sobre la base de éstas razones, los sismos frecuentemente se tratan como ondas de corte unidimensionales que se propagan en la dirección vertical solamente.

Si esta suposición no satisface aún aproximadamente,

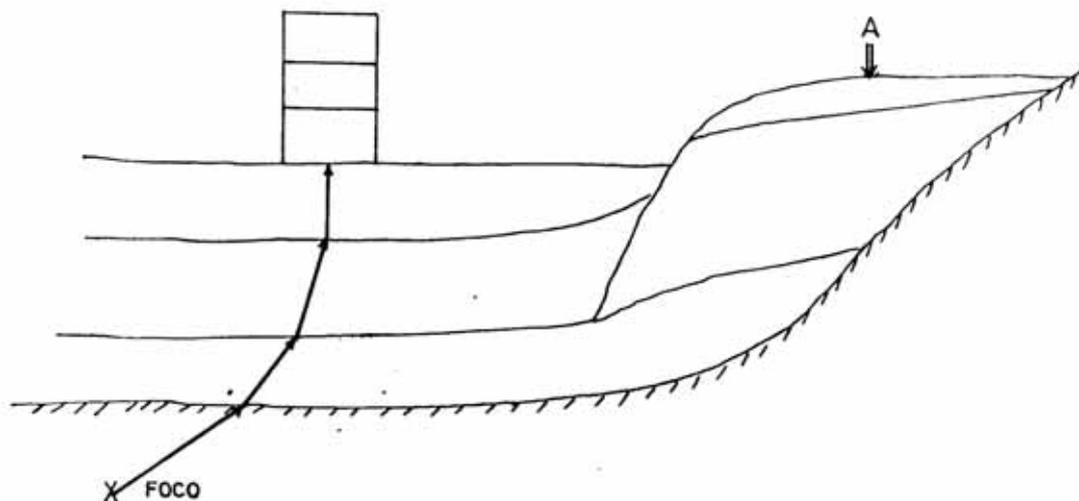


FIG. 3.1

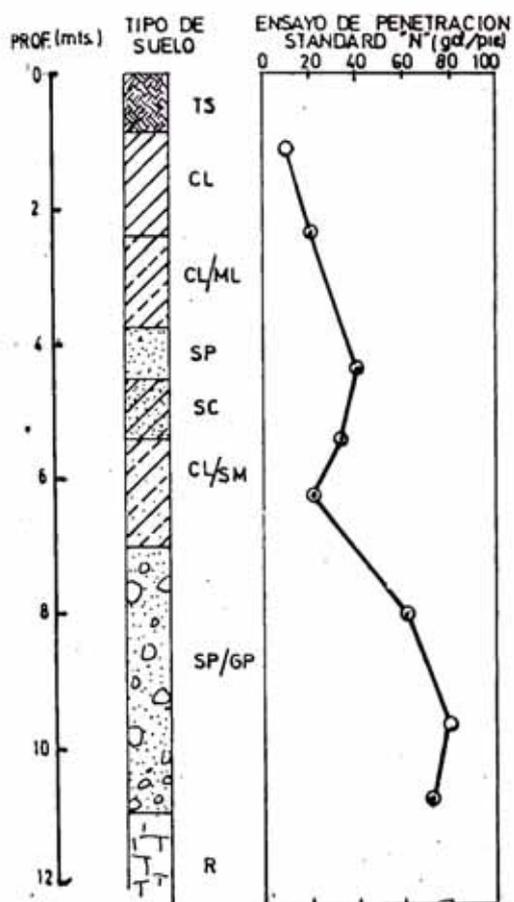


FIG. 32a. Perfil del suelo original

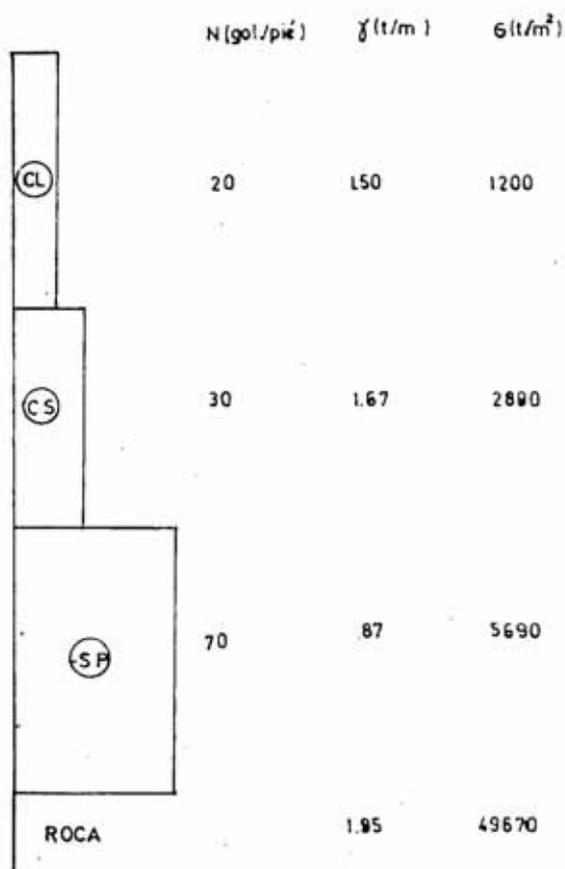


FIG. 32b. Perfil del suelo simplificado

por ejemplo, cuando las condiciones del suelo cambian extraordinariamente en la dirección horizontal como en el lugar A en la figura 3.1, o cuando se deba prestar atención especial a los efectos de las ondas superficiales el análisis bi ó tridimensionales por medio de elementos finitos deberá de usarse en lugar de la teoría de amplificación unidimensional, considerando que los primeros también tienen sus propias limitaciones.

### 3.1.1. SIMPLIFICACION DEL PERFIL DEL SUELO Y PARAMETRO INICIALES

Antes de entrar al análisis dinámico de los depósitos de suelo es aconsejable y frecuentemente necesario simplificar adecuadamente el registro de excavación de campo si es muy complicado más allá del significado práctico.

Por ejemplo un registro de excavación se muestra en la fig. 3.2 (a) y se simplifica como se muestra en la fig. 3.2 (b); y en los que se muestra que la roca blanda subyacente al depósito de suelo es de peso unitario  $\gamma = 1.95 \text{ Tn/m}^3$ , y en el cual también se puede apreciar el diagrama del ensayo de penetración Standard.

Como primer paso de análisis es necesario asignar propiedades dinámicas a cada estrato, si es que no se han determinado con anterioridad; como resultado por ejemplo de una exploración sísmica precisa.

Dichos parámetros o propiedades dinámicas son generalmente el módulo de corte inicial ( $G$ ) y el factor de amortiguamiento inicial ( $\beta$ ) los cuales están asociados inicialmente con deformaciones pequeñas.

Esto se obtienen de las siguientes fórmulas.

$$G = 1200 N^{0.8} \quad (tn/m^2)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (m/seg)$$

$$\rho = \frac{\gamma}{9.8} \quad (tn \cdot seg^2/m^4)$$

donde:  $N$  = valor del ensayo de Penetración Standard  
(gol/pie)

$V$  = Velocidad de onda de corte (m/seg)

$\gamma$  = Peso unitario ( $Tn/m^3$ )

$\rho$  = Densidad de masa

y además

$\beta = 2\%$  para deformaciones pequeñas, ya sea para arenas o arcillas

Para deformaciones por cortante grandes, del orden de 0.5 ~ 10% durante sismos destructivos el factor de amortiguamiento  $B$  será

$B = 12\% \sim 15\%$  para arcillas

$B = 20\% \sim 25\%$  para arenas

### 3.2 ANALISIS DINAMICO DE UN DEPOSITO DE SUELO COMO UN SISTEMA CONTINUO.

#### 3.2.1 Modelo Matemático y Ecuación del movimiento.

Consideremos un elemento infinitamente pequeño en un depósito de suelo, como se muestra en la figura 3.3, situado a la profundidad  $Z$  y desplazado mediante  $\xi(Z,t)$  de su posición original al instante  $t$ . Luego:

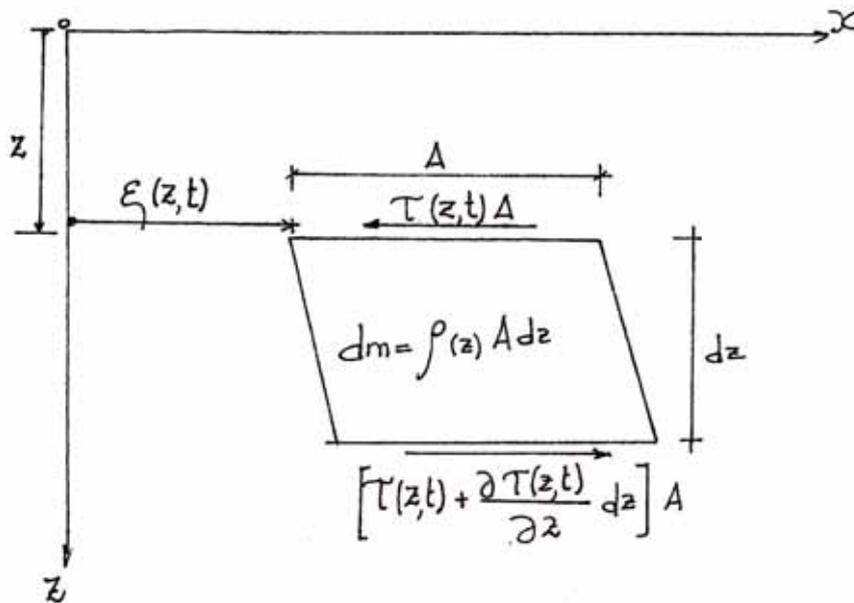


Fig. 3.3 Elemento de suelo

Desplazamiento en la dirección  $x$  :  $x = \varepsilon(z, t)$

Aceleración en la dirección  $x$ :  $\ddot{x} = \frac{\partial^2 \varepsilon(z, t)}{\partial t^2}$

Fuerza inercial en la dirección  $x$  :

$$dm \cdot \ddot{x} = -\rho(z) A dz \left[ \frac{\partial^2 \varepsilon(z, t)}{\partial t^2} \right]$$

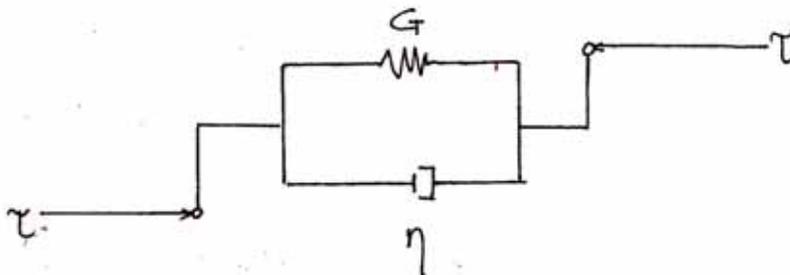
Equilibrio de fuerzas:

$$\frac{\partial \tau(z, t)}{\partial z} - \rho(z) \frac{\partial^2 \varepsilon(z, t)}{\partial t^2} = 0$$

Deformación por corte:

$$\varepsilon(z) = \frac{\partial \varepsilon(z, t)}{\partial x}$$

Además sabemos que el esfuerzo cortante total ( $\tau$ ) es la suma de la contribución del esfuerzo elástico y del amortiguamiento. En un modelo tipo Voigt del amortiguamiento del suelo, tal como se observa:



Donde:  $\eta$ : Coeficiente de viscosidad

$G$ : Módulo de corte ( $\text{Tn/m}^2$ )

$\tau$ : Esfuerzo cortante ( $\text{Tn/m}^2$ )

Entonces: Esfuerzo cortante total =  $\tau = \tau_1 + \tau_2 = G\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon}$

Donde:  $\tau_1$  = contribución del esfuerzo por elasticidad y

$\tau_2$  = contribución del esfuerzo por amortiguamiento.

Luego volviendo a nuestro problema tenemos:

$$\tau(x,t) = G(x) \frac{\partial \varepsilon(x,t)}{\partial x} + \eta(x) \frac{\partial^2 \varepsilon(x,t)}{\partial t \partial x}$$

obteniéndose:

$$f(z) \frac{\partial^2 \varepsilon(z,t)}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial z} \left[ \eta(z) \frac{\partial^2 \varepsilon(z,t)}{\partial t \partial z} \right] - \frac{\partial}{\partial z} \left[ G(z) \frac{\partial \varepsilon(z,t)}{\partial z} \right] = 0 \quad \dots (3.1)$$

que es la ecuación de movimiento de un depósito de suelo como un sistema de corte continuo.

Ahora asumamos que el desplazamiento del estrato base es  $Y(t)$  y el desplazamiento del depósito de suelo relativo al estrato base es  $x(z,t)$ :

$$\xi(z,t) = x(z,t) + y(t)$$

Luego la ecuación 3.1 se transforma:

$$\rho(z) \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial z} [\eta(z) \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial t \partial z}] - \frac{\partial}{\partial z} [G(z) \frac{\partial x(z,t)}{\partial z}] = - \frac{\rho(z) d^2 y(t)}{dt^2} \quad \dots (3.2)$$

Más aún si asumimos que el depósito de suelo es uniforme esto es,  $\rho(z)$ ,  $G(z)$  y  $\eta(z)$  no sufre cambios con la profundidad, entonces la ecuación (3.1) y (3.2) se transforman en:

$$\rho \frac{\partial^2 \xi(z,t)}{\partial t^2} - \eta \frac{\partial^3 \xi(z,t)}{\partial t \partial z^2} - G \frac{\partial^2 \xi(z,t)}{\partial z^2} = 0 \quad \dots (3.3)$$

$$\rho \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial t^2} - \eta \frac{\partial^3 x(z,t)}{\partial t \partial z^2} - G \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial z^2} = - \rho \frac{d^2 y(t)}{dt^2} \quad \dots (3.4)$$

### 3.2.2 Solución de un depósito de suelo estratificado.

Tomemos las coordenadas  $X_k, Z_k$  ( $k=1,2,\dots,N$ ;  $N$ = número del estrato base) en cada estrato como se muestra en la figura 3.4, en el cual son uniformes los parámetros  $\rho_k, G_k, \eta_k$  que representan las características del suelo.

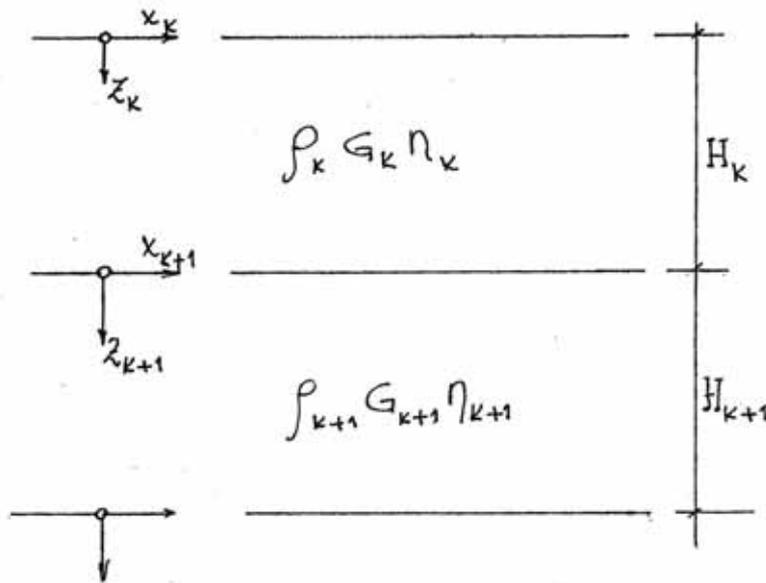


Fig. 3.4 Sistema de estratos

Luego la ecuación (3.3) es válida dentro de cada estrato:

$$\rho_k \frac{\partial^2 \epsilon_k(z_k, t)}{\partial t^2} - \eta_k \frac{\partial^3 \epsilon_k(z_k, t)}{\partial t \partial z_k^2} - G_k \frac{\partial^2 \epsilon_k(z_k, t)}{\partial z_k^2} = 0$$

ó

$$\left( G_k + \eta_k \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial^2 \epsilon_k(z_k, t)}{\partial z_k^2} = \rho_k \frac{\partial^2 \epsilon_k(z_k, t)}{\partial t^2} \quad \dots (3.5)$$

Ahora si todo el depósito de suelo se supone que vibra con una frecuencia constante  $\Omega$ , se sabe ya que:

$$\eta_k = \frac{2 \beta_k G_k}{\Omega} \quad \dots (3.6)$$

y uno puede poner:

$$\epsilon_k(z_k, t) = U(z_k) e^{i\Omega t} \quad \dots (3.7)$$

Donde  $U(z_k)$  representa la forma deflexada del estrato y se denomina forma de modo.

Si las ecuaciones (3.6) y (3.7) se substituyen en la ecuación (3.5) se obtiene una ecuación diferencial ordinaria con respecto a  $U(z_k)$

$$\frac{\partial^2 U(z_k)}{\partial z_k^2} + \frac{\rho_k \Omega^2}{G_k(1+2\beta_k i)} U(z_k) = 0 \quad \dots (3.8)$$

Donde  $j = \sqrt{-1}$  y  $G_k(1+2\beta_k i)$  se denomina módulo de corte complejo.

Más aún, si uno pone en la ecuación (3.8)

$$\frac{\rho_k \Omega^2}{G_k(1+2\beta_k i)} = p_k^2 \quad \dots (3.9)$$

el cual algunas veces se denomina constante de propagación, la ecuación (3.8) se puede expresar como

$$\frac{\partial^2 U(z_k)}{\partial z_k^2} + p_k^2 U(z_k) = 0$$

Siendo su solución de este tipo

$$U(z_k) = A_k e^{ip_k z_k} + B_k e^{-ip_k z_k} \quad \dots (3.10)$$

ó de la ecuación (3.7)

$$\xi_k(z_k, t) = (A_k e^{ip_k z_k} + B_k e^{-ip_k z_k}) e^{i\Omega t} \quad \dots (3.11)$$

o se puede escribir como:

$$\xi_k(z_k, t) = A_k e^{i(\omega t + p_k z_k)} + B_k e^{i(\omega t - p_k z_k)} \dots (3.12)$$

Donde  $A_k$  y  $B_k$  son constante de integración lascuales se deben de determinar al tomar en cuenta las condiciones de frontera.

En el sistema del depósito de suelo de  $N$  estratos, se pueden obtener las mismas soluciones para cada estrato:

$$\left. \begin{aligned} \xi_1(z_1, t) &= A_1 e^{i(\omega t + p_1 z_1)} + B_1 e^{i(\omega t - p_1 z_1)} \\ \xi_2(z_2, t) &= A_2 e^{i(\omega t + p_2 z_2)} + B_2 e^{i(\omega t - p_2 z_2)} \\ &\vdots \\ \xi_k(z_k, t) &= A_k e^{i(\omega t + p_k z_k)} + B_k e^{i(\omega t - p_k z_k)} \\ &\vdots \\ \xi_n(z_n, t) &= A_n e^{i(\omega t + p_n z_n)} + B_n e^{i(\omega t - p_n z_n)} \end{aligned} \right\} \dots (3.13)$$

$0 \leq z_k \leq n$   $k = 1, 2, \dots, n-1$   
 $0 \leq z_n$

Condiciones de frontera.

- a) En la superficie del suelo  $z_1 = 0$ , el esfuerzo cortante debe ser cero; ejemplo:

de la ecuación (3.5) y (3.6)

$$\left( G_k + \frac{2\beta_k G_k}{\Omega} \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial^2 \xi_k(0, t)}{\partial z_k^2} = 0$$

Entonces:  $A_1 = B_1 \quad \dots (3.14)$

b) En la superficie de contacto de estratos adyacentes  $z_k = H_k$ ;  $z_{k+1} = 0$ , las deformaciones deben ser iguales y los esfuerzos de corte deben de estar en equilibrio

$$\xi_k(H_k, t) = \xi_{k+1}(0, t)$$

$$G_k \left( 1 + \frac{2\beta_k}{\Omega} \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial \xi_k(H_k, t)}{\partial z_k} = G_{k+1} \left( 1 + \frac{2\beta_{k+1}}{\Omega} \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial \xi_{k+1}(0, t)}{\partial z_{k+1}}$$

$$K = 1, 2, \dots, N-1$$

Luego:

$$\left. \begin{aligned} A_{k+1} &= \frac{1}{2} \left[ (1+R_k) A_k e^{i p_k H_k} + (1-R_k) B_k e^{-i p_k H_k} \right] \\ B_{k+1} &= \frac{1}{2} \left[ (1-R_k) A_k e^{i p_k H_k} + (1+R_k) B_k e^{-i p_k H_k} \right] \end{aligned} \right\} 3.15$$

$$K = 1, 2, \dots, N-1$$

Donde:

$$R_k^2 = \frac{G_k \rho_k (1 + 2\beta_k i)}{G_{k+1} \rho_{k+1} (1 + 2\beta_{k+1} i)}$$

6

$$R_k = \sqrt{\frac{\rho_k G_k (1 + 2\beta_k i)}{\rho_{k+1} G_{k+1} (1 + 2\beta_{k+1} i)}} \quad \dots (3.16)$$

$$k = 1, 2, \dots, N-1$$

que se denomina relación de impedancia.

En consecuencia, si uno primero asume que, por ejemplo:  $A_1 = B_1 = 1$  luego todos los coeficientes se pueden calcular sucesivamente hacia abajo.

### 3.2.3 FUNCION DE RESPUESTA DE LA FRECUENCIA.

Pongamos  $K = m$ ,  $Z_m = 0$  en ecuación (3.11), luego:

$$\xi_m(0, t) = (A_m + B_m) e^{i\Omega t} \quad \text{la cual es el desplazamiento}$$

en la parte superior del m-ésimo estrato; similarmente

$$\xi_n(0, t) = (A_n + B_n) e^{i\Omega t}$$

representa el desplazamiento en la parte superior del n-ésimo estrato.

Tomando la relación de 2 desplazamientos

$$H(\Omega) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}$$

y, más aún, considerando la frecuencia como una variable designada por

$$H(\omega) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad \dots (3.17)$$

que está referido como la función de transferencia de frecuencia o función de respuesta de la frecuencia entre los estratos m y n-ésimo.

En la expresión de la ecuación (3.17), los estratos  $m$  y  $n$  están referidos algunas veces como estrato objetivo y de referencia, respectivamente. Para denotar los estratos objetivos y de referencia explícitamente, se usa convenientemente una expresión como la siguiente:

$$H_{m/n}(\omega) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}$$

se ve de las ecuaciones (3.15) y (3.16) que :

$$A_{k+1} + B_{k+1} = A_k e^{i p_k H_k} + B_k e^{i p_k H_k}$$

Es importante notar que ésta expresión no está relacionada con  $R_k$ , la cual depende de  $f_{k+1}$ ,  $G_{k+1}$  y  $\beta_{k+1}$ . En consecuencia, la respuesta en cualquier punto sobre un nivel de referencia no está afectada por las propiedades de los estratos debajo del nivel de referencia.

En el sentido estricto, la ecuación (3.17) representa el desplazamiento en la parte superior del estrato  $m$  y en términos del desplazamiento en la parte superior del estrato  $n$ .

La ecuación (3.11) conduce a:

$$\ddot{\xi}_k(z_k, t) = -\Omega^2 (A_k e^{i p_k z_k} + B_k e^{-i p_k z_k}) e^{i \Omega t}$$

luego: 
$$\ddot{\xi}_m(0, t) = -\Omega^2 (A_m + B_m) e^{i \Omega t}$$

$$\ddot{\xi}_n(0, t) = -\Omega^2 (A_n + B_n) e^{i \Omega t} \quad (3.18)$$

En consecuencia, la función aceleración a respuesta de frecuencia de la aceleración es:

$$H_{m/n}(\omega) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \dots \quad (3.19)$$

La cual es de igual forma que la ecuación (3.17). De la ecuación (3.18), la deformación por corte es:

$$\epsilon_k(z_k, t) = \frac{\partial \epsilon_k(z_k, t)}{\partial z_k} = i p_k (A_k e^{i p_k z_k} - B_k e^{-i p_k z_k}) e^{i \omega t}$$

En consecuencia, la deformación en el punto medio del estrato m es:

$$\epsilon_m(H_m/2, t) = i p_m (A_m e^{i p_m H_m/2} - B_m e^{-i p_m H_m/2}) e^{i \omega t} \dots (3.20)$$

tomando la relación entre las ecuaciones (3.20) y (3.18)

$$\tilde{H}_{m/n}(\omega) = \frac{i p_m (A_m e^{i p_m H_m/2} - B_m e^{-i p_m H_m/2})}{\omega^2 (A_n + B_n)} \dots (3.21)$$

se obtiene lo anterior, que es la función de respuesta de la frecuencia de la deformación en el punto medio del estrato m en términos de la aceleración en la parte superior del estrato n.

El valor absoluto de la función de respuesta de la frecuencia, generalmente de aceleración o función de respuesta de frecuencia de la aceleración es:

$$A_{m/n}(\omega) = |H_{m/n}(\omega)|$$

que se llama relación de amplificación o simplemente amplificación entre los estratos  $m$  y  $n$ . Cuando se grafica la amplificación contra la frecuencia circular  $\omega$  o frecuencia  $f = \omega/2\pi$ , se denomina espectro de amplificación. Si  $m < n$ , es obvio que las máximas del espectro representan las frecuencias naturales del depósito de suelo entre los estratos  $m$  y  $n$ .

### 3.2.4 Algunos problemas relacionados.

En las secciones precedentes, se habló de solución a la respuesta de un depósito de suelo a un movimiento estacionario, armónico simple. El siguiente problema es el de determinar la respuesta a excitaciones sísmicas reales. Sin embargo, antes de proceder con tal problema, podría ser útil por ahora discutir un número de problemas relacionados con la solución obtenida previamente.

#### 1) Ondas hacia arriba y hacia abajo.-

Si, en la ecuación (3.12);

$$E_{\gamma}(z,t) = A e^{i(\omega t + pz)} + B e^{i(\omega t - pz)}$$

la constante de propagación se escribe como

$$p^2 = \frac{\rho \omega^2}{G(1+2\beta i)} = \left( \frac{\omega}{V_s} \right)^2 \quad \dots (3.22)$$

luego:

$$E_{\gamma}(z,t) = A e^{i\omega(t+z/V_s)} + B e^{i\omega(t-z/V_s)} \quad \dots (3.23)$$

la cual incluye funciones, de la forma  $f(t+z/V_s)$  y  $f(t-z/V_s)$ , del tiempo  $t$  y la profundidad  $z$

En la función  $f(t - z/v_s)$ ,  $t$  y  $z$  se cambian de tal modo

que:  $t \rightarrow t + \Delta t$

$z \rightarrow z + \Delta z$

luego:  $t - \frac{z}{v_s} \rightarrow t + \Delta t - \frac{z + \Delta z}{v_s} = \left(t - \frac{z}{v_s}\right) + \Delta t - \frac{\Delta z}{v_s}$

Luego, si:

$$\Delta t - \frac{\Delta z}{v_s} = 0 \quad \text{ó} \quad \frac{\Delta z}{\Delta t} = v_s$$

el valor de la función  $f(t - z/v_s)$  no cambia. Indica que lo expresado por una función  $f(t - z/v_s)$  se mueve en la dirección positiva del eje  $z$  con el tiempo  $t$  y con velocidad  $v_s$ . Similarmente, lo expresado por una función  $f(t + z/v_s)$  va en la dirección negativa del eje  $x$  con igual velocidad.

Luego se puede entender que el primer término en la ecuación (3.23) representa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{onda hacia arriba} \\ \text{onda retrogresiva} \\ \text{onda incidente} \end{array} \right.$$

y el segundo término representa:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{onda hacia abajo} \\ \text{onda progresiva} \\ \text{onda reflejada} \end{array} \right.$$

Como se ve en la ecuación (3.23), en general ambas ondas, la hacia arriba y la hacia abajo, están presentes en un punto en el depósito del suelo, y la contribución de cada onda componente depende de la magnitud de los

coeficientes A y B

2) Frecuencias naturales no amortiguadas de un sistema de un estrato.

Para un sistema de un estrato como se muestra en la fig. (3.5), asumen como en la ecuación (3.14) que:  $A_1 = B_1 = 1$

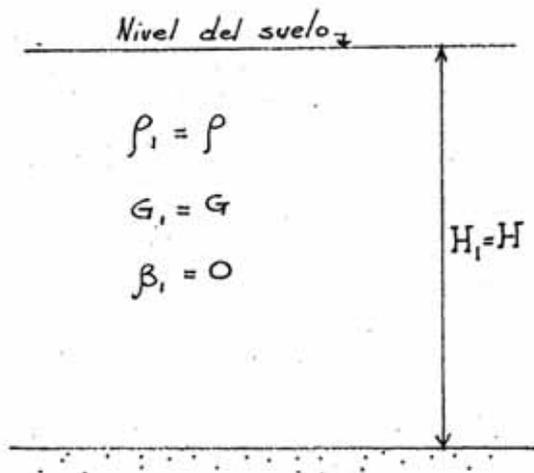


Fig. 3.5

Sistema de un solo estrato.

De la suposición de no amortiguamiento, la constante de propagación es  $p = \sqrt{\frac{\rho}{G}} \Omega$  luego de la ecuación

(3.15):

$$\left. \begin{aligned} A_2 &= \frac{1}{2} [ (1 + R_1) e^{ipH} + (1 - R_1) e^{-ipH} ] \\ B_2 &= \frac{1}{2} [ (1 - R_1) e^{ipH} + (1 + R_1) e^{-ipH} ] \end{aligned} \right\} \dots 3.24$$

Luego:

$$H(\omega) = \frac{A_1 + B_1}{A_2 + B_2} = \frac{2}{e^{ipH} + e^{-ipH}} = \frac{1}{\cos(pH)} \dots 3.25$$

$$\delta: H(\omega) = \frac{1}{\cos(\Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}})} \dots 3.26$$

Si:

$$\cos(\Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}}) = 0$$

la amplificación se hace infinita, ejemplo, se desarrolla la resonancia. En consecuencia la ecuación (3.26) es la ecuación de frecuencia, que determina las frecuencias naturales del sistema. De la ecuación (3.26), las frecuencias naturales que se obtienen son:

$$\Omega^{(J)} = \frac{(2J-1)\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad J=1,2,\dots,\infty \dots (3.27)$$

Donde J es el número de modo.

El período del 1<sup>er</sup> modo es:

$$T^{(1)} = \frac{2\pi}{\Omega^{(1)}} = \frac{4H}{V_s} \quad \dots (3.28)$$

Donde  $V_s$  es la velocidad de la onda de corte.

### 3) Vibración amortiguada del sistema de un sólo estrato.

Si el suelo tiene amortiguamiento, se sabe de la ecuación (3.9) que:

$$p = \Omega \sqrt{\frac{\rho}{G}} \times \frac{1}{\sqrt{1+2\beta i}}$$

Ahora, haciendo:  $pH = \lambda - iK$

$$\left. \begin{aligned} \text{Donde: } \lambda &= \frac{1}{\sqrt{2}} \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \times \sqrt{\frac{\sqrt{1+4\beta^2} + 1}{1+4\beta^2}} \\ K &= \frac{1}{\sqrt{2}} \Omega H \frac{\rho}{G} \times \sqrt{\frac{\sqrt{1+4\beta^2} - 1}{1+4\beta^2}} \end{aligned} \right\} \dots (3.29)$$

Luego:

$$\cos(pH) = \cos(\lambda - iK) = \cos(\lambda)\cos(hK) + i\sin(\lambda)\sin(hK)$$

Entonces, la relación de amplificación es de la ecuación (3.29)

$$\left. \begin{aligned} A(\Omega) &= \frac{1}{\cos(pH)} \\ A(\Omega) &= \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\lambda)\cos^2(h^2K) + \sin^2(\lambda)\sin^2(h^2K)}} \end{aligned} \right\} \dots (3.30)$$

Si  $\beta$  es extremadamente menor que la unidad, ejemplo:  
 $\beta \ll 1$ , de la ecuación (3.29) uno obtiene aproximadamente:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &\approx \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \\ k &\approx \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \cdot \beta \end{aligned} \right\} \dots (3.31)$$

Más, aún para un valor pequeño de  $k$ ,

$$\cos(hk) \approx 1$$

$$\text{Sen}(hk) \approx k$$

Luego, la ecuación (3.30) se transforma en:

$$A(\Omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \lambda + k^2 \text{sen}^2 \lambda}} \dots (3.32)$$

Como se puede ver de la ecuación (3.26) en la frecuencia natural:

$$\left. \begin{aligned} \cos \lambda &= 0 \\ \text{sen}^2 \lambda &= 1 \end{aligned} \right\} \dots (3.33)$$

Luego, la ecuación (3.32) se vuelve:

$$A(\Omega^{(j)}) = \frac{1}{k}$$

De las ecuaciones (3.27) y (3.31), en la frecuencia natural

$$k = \Omega^{(j)} H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \beta = \frac{(2j-1)\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \beta = \frac{(2j-1)\pi}{2} \beta \dots (3.34)$$

$$A(\Omega^{(j)}) = \frac{2}{(2j-1)\pi} \times \frac{1}{\beta} \dots (3.35)$$

Este valor representa la altura de los picos en el espectro de amplificación.

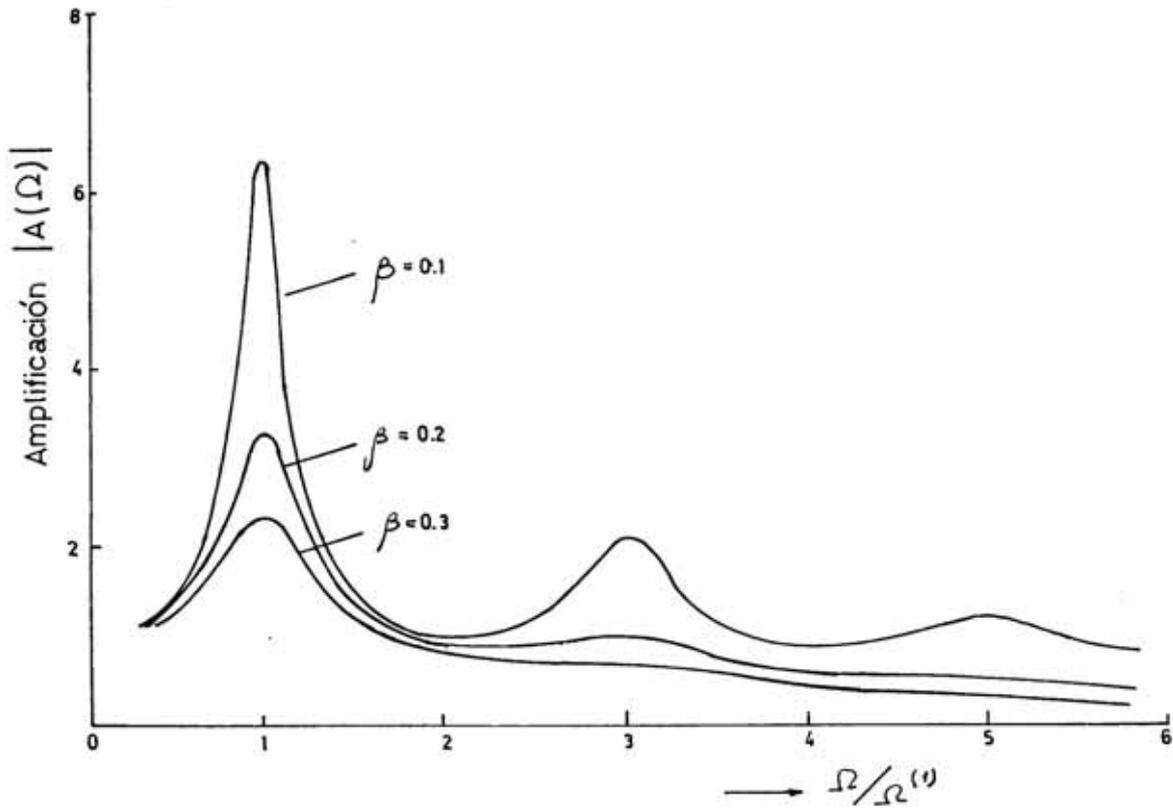


FIG. 3.6 Amplificación con Amortiguamiento Histerico

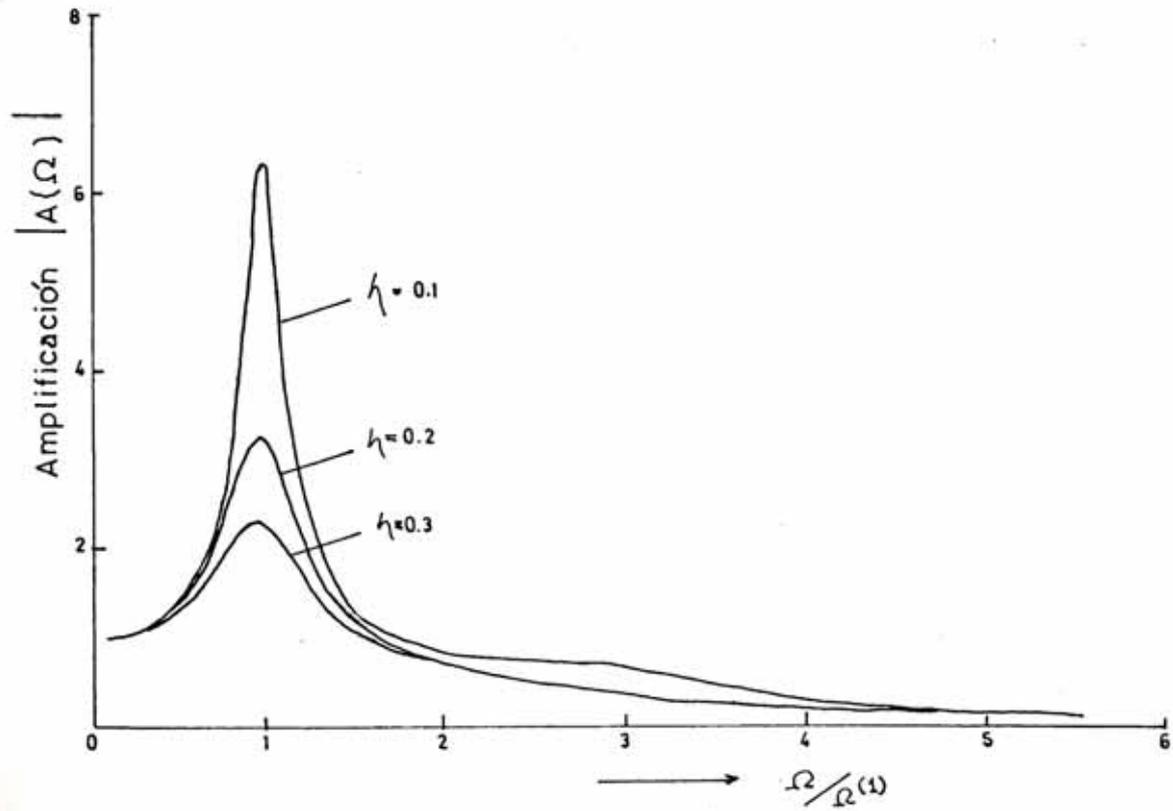


FIG. 3.7 Amplificación con Amortiguamiento Viscoso

Por ejemplo: si  $J=1$  y  $\beta = 0.1$ ,  $A(\Omega^{(1)}) \approx 6.4$ . Se puede ver de la ecuación (3.35) que para  $J= 2, 3, \dots$  las amplificaciones se reducen a  $1/3, 1/5, \dots$  en comparación con la altura en el primer modo como se ve en la figura 3.6. Por otro lado, para un modelo de amortiguamiento tipo Voight, donde el amortiguamiento aumenta en proporción a la frecuencia, la amplificación se expresa como:

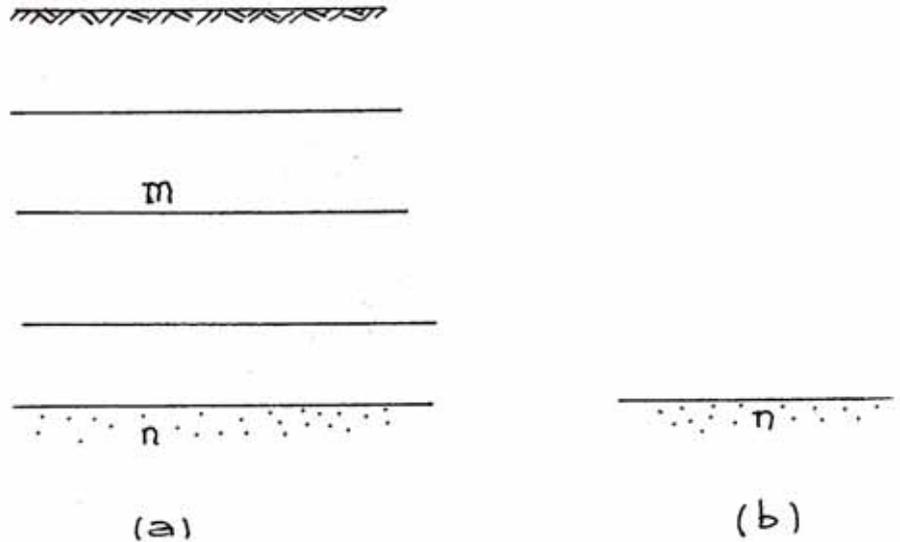
$$A(\Omega^{(j)}) = \frac{2}{(2j-1)^2 \pi} \cdot \frac{1}{h}$$

Luego, la altura de los picos disminuye a  $1/9, 1/25$ , como se ve en la figura 3.7.

Este hecho significa que, en los materiales de un tipo de amortiguamiento histerético tales como los suelos donde el factor de amortiguamiento es aproximadamente constante con respecto a las frecuencias, la vibración de un modo mayor es más apto de aparecer más rápidamente que los materiales del tipo Voight tales como el acero y concreto.

4) Respuesta de la frecuencia a movimientos en afloramiento.

Como se ha obtenido en la ecuación (3.11), la solución en el estrato n-th en el depósito de suelo como se muestra en la fig. 3.80 (a) es:



$$\xi_n(z_n, t) = (A_n e^{ip_n z_n} + B_n e^{-ip_n z_n}) e^{i\omega t} \dots (3.36)$$

Fig. 3.8: Estrato en perfil y en afloramiento

En la ecuación (3.36), los coeficientes  $A_n$  y  $B_n$  se determinan por la fórmula (3.15). En la superficie de contacto superior del estrato,  $z_n = 0$ , el desplazamiento es:

$$\xi_n(0, t) = (A_n + B_n) e^{i\omega t} \dots (3.37)$$

Ahora, consideremos que todos los estratos de suelo subyacentes se quitan y el estrato  $n$ -ésimo queda en afloramiento como se muestra en la fig. 3.8 (b)

En este caso el estrato tiene una superficie libre y, en consecuencia, se ve de la ecuación (3.14) que

$$A_n = B_n$$

En la ecuación (3.36), luego, el desplazamiento en el afloramiento es:

$$\xi_{n'}(0, t) = 2 A_n e^{i\omega t} \dots (3.38)$$

Tomando la relación de las ecuaciones (3.37) y (3.38) se obtiene la función de respuesta de la frecuencia:

$$H_{n/n'}(\omega) = \frac{A_n + B_n}{2 A_n} \dots (3.39)$$

la cual es válida entre la superficie de contacto de un estrato en el perfil de suelo y el afloramiento del mismo estrato.

Si, en el análisis de la respuesta de un depósito de suelo sometido a excitación sísmica lo cual se discutirá luego, se da un movimiento sísmico observado en el afloramiento de un estrato, deberá de corregirse tomando la ecuación (3.39) en consideración antes de usarla como movimiento de entrada del mismo estrato dentro del perfil de suelo.

La función de respuesta de la frecuencia entre la superficie del suelo en la fig. 18 (a) y la superficie aflorante en la fig. 18 (b) es:

$$H_{1/n'}(\omega) = \frac{A_1}{A_n} \dots (3.40)$$

ya que en la superficie del suelo  $A_1=B_1=1$ .

Si se considera un sistema de un estrato, por un estrato base flexible, ejemplo:  $\eta=2$ , la razón de amplificación de la ecuación (3.40) llega a ser de las ecua-

ciones (3.14) y (3.24): 
$$A(\Omega) = \left| \frac{A_1}{A_2} \right|$$

$$A(\Omega) = \frac{2}{|(1+R_1)e^{ip_1 H} + (1-R_1)e^{-ip_1 H}|}$$

$$A(\Omega) = \frac{1}{|\cos(p_1 H) + i R_1 \operatorname{Sen}(p_1 H)|}$$

Donde:

$$R_1 = \sqrt{\frac{\rho_1 G_1 (1 + 2\beta_1 i)}{\rho_2 G_2 (1 + 2\beta_2 i)}}$$

Si uno pone:  $p_1 H = \lambda - ik$

$$R_1 = \mu + i\vartheta$$

Luego, de la ecuación (3.31)  $\lambda = \Omega H \sqrt{\frac{\rho_1}{G_1}}$

$$k = \Omega H \sqrt{\frac{\rho_1}{G_1}} \beta_1$$

y:

$$\mu = \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}} \quad \vartheta = (\beta_1 - \beta_2) \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}}$$

Luego:

$$A(\Omega) = \frac{1}{|\cos(\lambda - ik) + i(\mu + i\vartheta)\operatorname{sen}(\lambda - ik)|}$$

y para

$$\beta_1, \beta_2 \ll 1$$

$$A(\Omega) = \frac{1}{\sqrt{(1+K^2\mu^2)\cos^2\lambda + (K^2+u^2)\operatorname{sen}^2\lambda + 2Ku - 2\vartheta\cos\lambda\operatorname{sen}\lambda}}$$

A la resonancia del estrato superficial, se ha demostrado en las ecuaciones (3.33) y (3.34) que:

$$\cos \lambda = 0$$

$$\operatorname{sen}^2 \lambda = 1$$

$$\text{y: } k = \frac{(2j-1)\pi}{2} \beta_1$$

En consecuencia, la razón de amplificación es:

$$\begin{aligned} A(\Omega^{(j)}) &= \frac{1}{k + \mu} \\ &= \frac{1}{\frac{\pi(2j-1)}{2} \beta_1 + \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}}} \\ &= \frac{2}{(2j-1)\pi} \cdot \frac{1}{\beta_1 + \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}} \frac{1}{2j-1}} \end{aligned}$$

Si ésta expresión se compara con la ecuación (3.35) se podrá notar que el amortiguamiento intrínseco del estrato,  $\beta_1$ , aumenta en:

$$\beta_{eq}^{(j)} = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}} \frac{1}{2j-1} \quad \dots \quad (3.41)$$

el cual está referido como un amortiguamiento equivalente para el modo J-th.

Entonces, una manera alternativa a la ecuación (3.39) para usar el movimiento en un afloramiento como entrada en la superficie de contacto dentro del perfil es considerar un amortiguamiento equivalente en adición al intrínseco. El concepto de amortiguamiento equiva

lente juega un rol importante al tratar con el depósito de suelo como un sistema discreto.

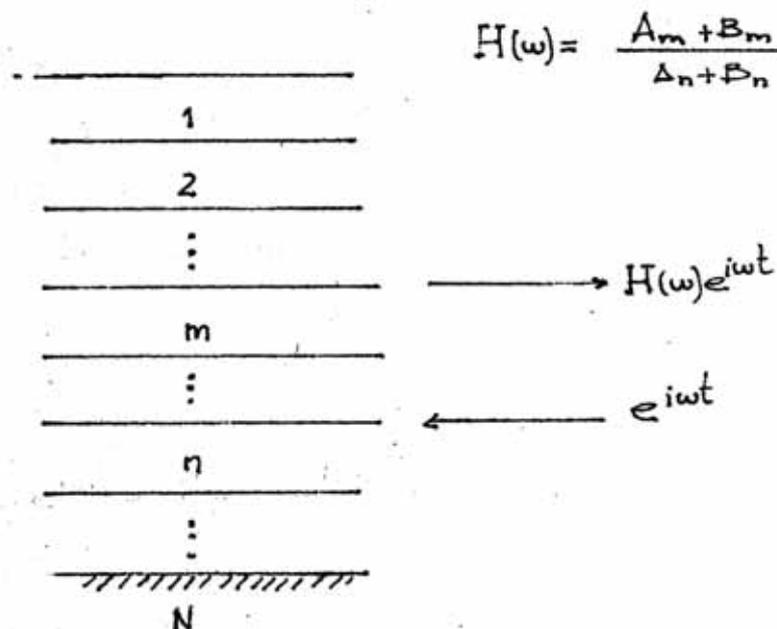
Es interesante notar aquí que, si es estrato base es infinitamente rígida, Ejemplo:

esto es, no toma lugar ningún incremento en el estrato superficial. En otras palabras, el amortiguamiento aparente de un estrato es mayor para una base flexible que para una base rígida. La diferencia se puede interpretar como un resultado de pérdida de energía vibracional disipada o radiada hacia la base subyacente. En este sentido, el amortiguamiento representado por la ecuación (3.41) algunas veces se denomina amortiguamiento de disipación o amortiguamiento de radiación.

### 3.2.5 RESPUESTA DE MOVIMIENTOS SISMICOS.

Se sabe ya de discusiones previas que, si se da un movimiento armónico de amplitud unitaria  $e^{i\omega t}$  con una frecuencia constante  $\omega$  en la parte superior de estrato mismo también es un movimiento armónico  $H(\omega)e^{i\omega t}$

Donde  $H(\omega)$  es la función de la respuesta de la frecuencia representada por la ecuación (3.17), ejemplo:



Si se conocen las características de cada estrato sus  $\rho, G, \beta$  y  $H$ , se puede calcular  $H(\omega)$  para cualquier valor de  $\omega$  según la ecuación (3.13).

Ahora asumamos que se da la historia en el tiempo de la aceleración de sismos reales  $\ddot{\xi}_n(t)$  en la parte superior del estrato n-ésimo. Cualquier historia en el tiempo se puede descomponer en sus componentes armónicos. El proceso para tal descomposición es la transformación de Fourier. Para la historia en tiempo  $\ddot{\xi}_n(t)$  uno puede escribir:

$$\ddot{\xi}_n(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F_n(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (3.42)$$

donde:

$$F_n(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{\xi}_n(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.43)$$

la función  $F_n(\omega)$  da la amplitud de la componente armónica de  $\ddot{\xi}_n(t)$  que tiene la frecuencia  $\omega$ , la ecuación (3.43) es la llamada Transformada de Fourier y la ecuación (3.42) es la transformada inversa de Fourier.

La componente armónica  $F_n(\omega) e^{i\omega t}$  en el estrato n-ésimo se amplifica en el estrato m-ésimo mediante la amplificación  $H_{m/n}(\omega)$  la cual está dado por la ecuación (3.17) y llega a ser:  $H_{m/n}(\omega) F_n(\omega) e^{i\omega t}$

que es el componente armónico del movimiento desarrollado en el estrato m-ésimo que tiene la frecuencia  $\omega$ , ejemplo:  $F_m(\omega) e^{i\omega t} = H_{m/n}(\omega) F_n(\omega) e^{i\omega t}$ .

Ahora que se han determinado los componentes armónicos

$F_m(\omega)e^{i\omega t}$ , se puede hallar la historia en el tiempo de la aceleración  $\ddot{\xi}_m(t)$  en la parte superior del estrato  $m$ -ésimo mediante la superposición de éstos componentes armónicos con respecto a todas las frecuencias:

$$\ddot{\xi}_m(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F_m(\omega) e^{i\omega t} d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H_{m/n}(\omega) F_n(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

lo que es otra vez la transformada inversa de Fourier.

## CAPITULO IV

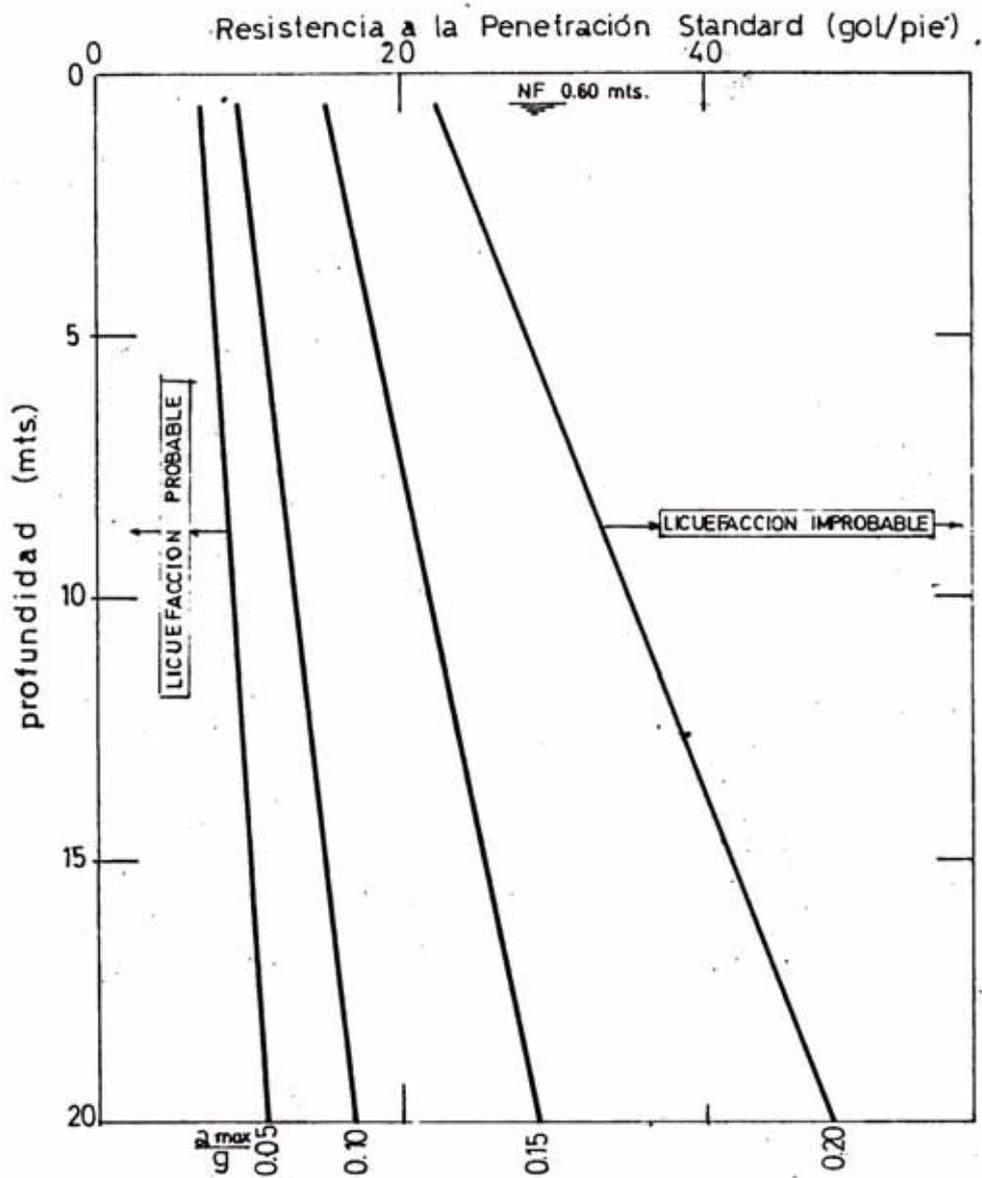
### EVALUACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

#### 4.0 APLICACION DE RESULTADOS.

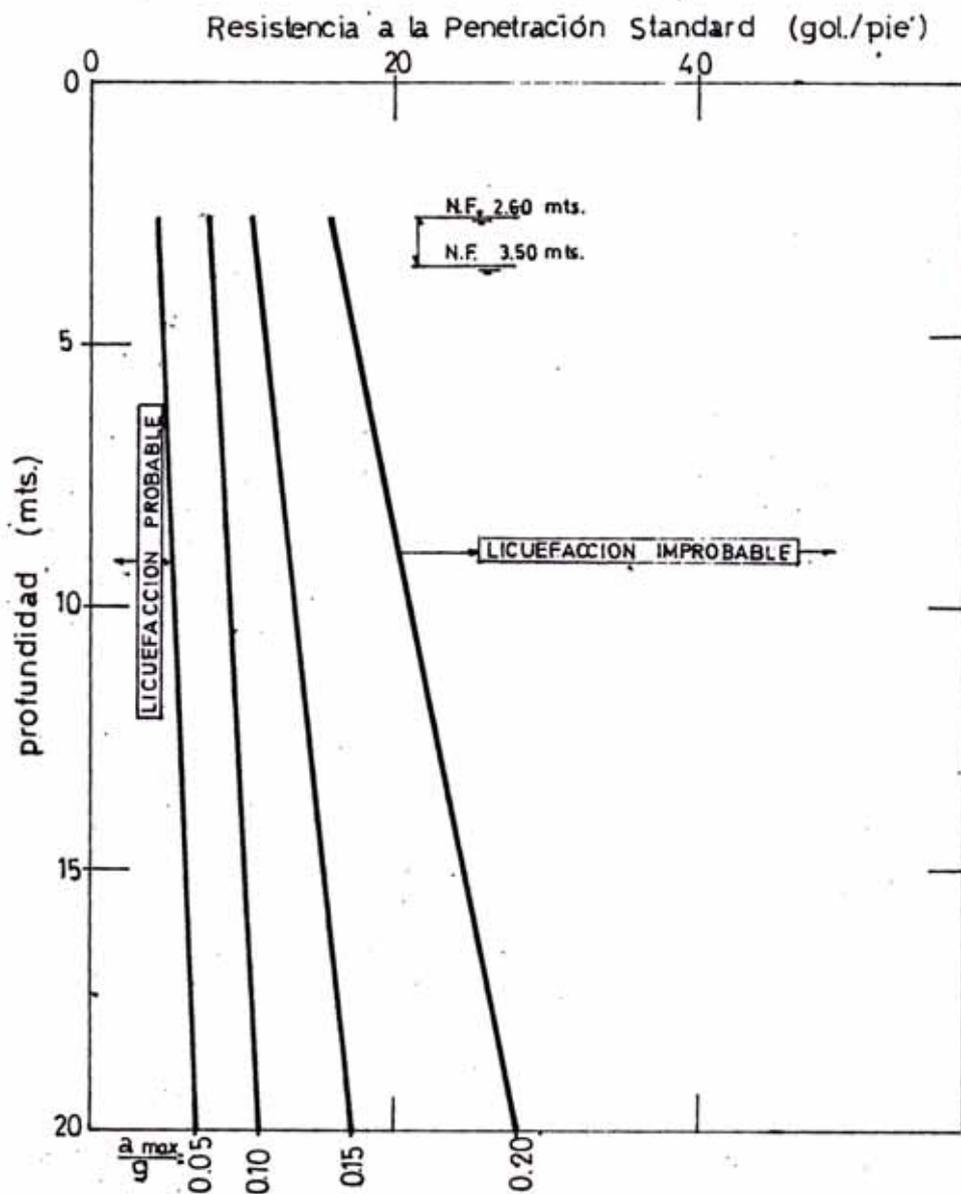
Analizando los ábacos de las zonas I y II (Capítulo II) que evalúan el potencial de licuefacción en función de la resistencia a la Penetración Standard, específicamente las figuras: 13,15,18 y 20; observamos que los pares 13,18 y 15,20 son bastante similares entre sí; por lo que se puede llegar a generalizar el potencial de licuefacción del área de Chimbote (Zona I y II que son las que se encuentran pobladas, ya que la zona V está situada en un área de posible expansión destinada para Puerto), en solamente dos ábacos (figuras 4.1 y 4.2) los cuales son para los valores extremos de la posición del Nivel Freático (0.60 mts. y 3.50 mts). En los cuales se puede apreciar los valores de resistencia a la penetración standard para los cuales la licuefacción es probable o no, para diferentes aceleraciones máximas que se espera, tenga el terreno para un movimiento sísmico.

Los terrenos cuyos valores de penetración standard, a lo largo de toda la profundidad, cayeran a la derecha de cada una de las cuatro líneas, que representan las diferentes aceleraciones máximas del terreno, son improbables que sufran licuefacción, mientras que si algunos de éstos valores cayera a la izquierda entonces sería probable que en ese lugar suceda licuefacción.

Por otra parte de la recolección de datos de campo



**FIG.4.1** .- VALORES DE RESISTENCIA A LA PENE-  
TRACION STANDARD PARA LOS CUALES LA  
LICUEFACCION ES O NO PROBABLE EN LAS  
ARENAS DE CHIMBOTE PARA N.F.=0.60mts.

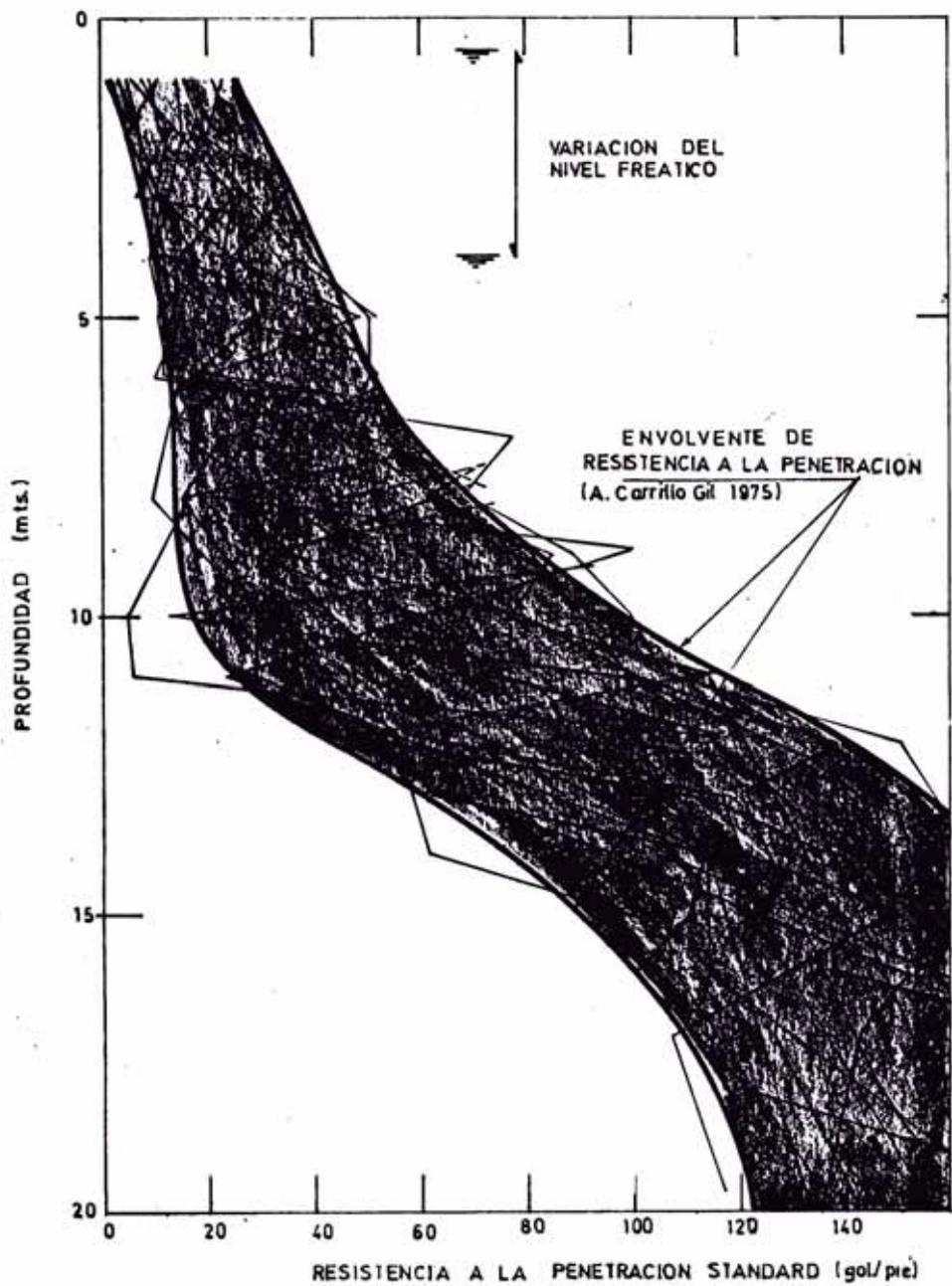


**FIG. 4.2.** - VALORES DE RESISTENCIA A LA 'PENETRACION STANDARD PARA LOS CUALES LA LICUEFACCION ES O NO PROBABLE EN LAS ARENAS DE CHIMBOTE PARA N.F. COMPENDIDO ENTRE 2.60-3.50 mts.

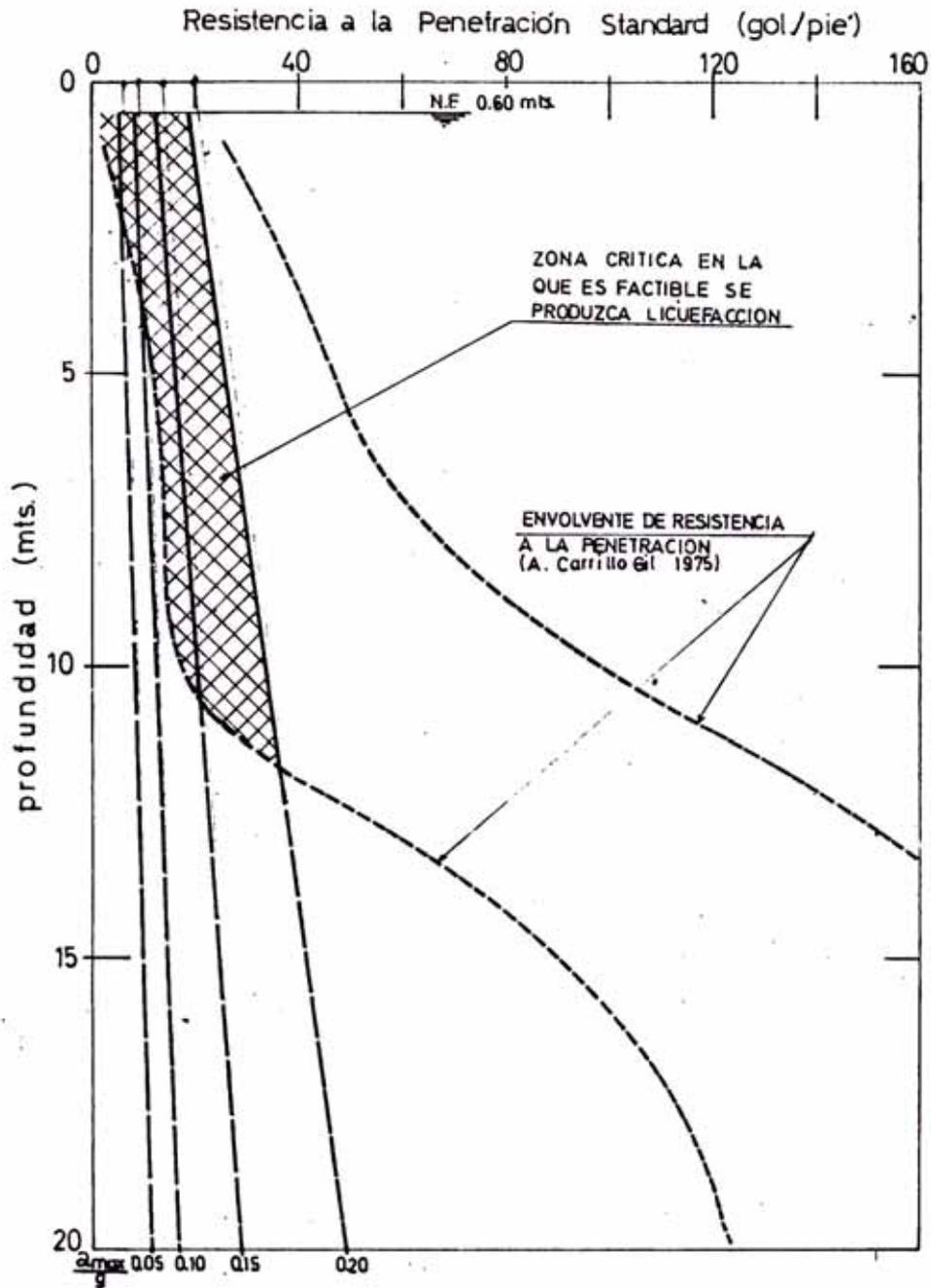
(Carrillo - 1975), en el área de Chimbote después del sismo de 1970, acerca de la compacidad del terreno mediante ensayos de penetración standard, llega al gráfico de la figura 4.3 en la cual se han ploteado los valores de los ensayos ejecutados en esa área de estudio (muchos de los cuales no se han colocado por no quitarle visibilidad); las líneas discontinuas indican valores ejecutados en caliche y que no han sido evaluados, por tratarse de materiales sumamente duros y que se encuentran por capas.

En la misma figura se ha ploteado la envolvente de los ensayos ejecutados, es decir la variación de valores de dicho ensayo.

Tratando de correlacionar los valores de Penetración Standard evaluados, que sufrirán licuefacción, con los valores de campo encontrados, en el área investigada, llegamos a dos nuevos ábacos (figura 4.4 y 4.5), que nos van a dar idea de los valores de penetración standard que sufrirán licuefacción en el campo. Estos valores críticos se muestran achurados en las figuras 4.4 y 4.5. Estas figuras nos dan una idea de los lugares que pueden sufrir licuefacción durante sismos venideros, ya que si en un lugar cuyo nivel freático esté comprendido entre 2.60 mts. y 3.50 mts. y presente una compacidad que esté dentro del rango achurado de la figura 4.5 es muy probable que sufra licuefacción durante un sismo severo de intensidad (M.M.) VIII y que desarrolle una aceleración máxima en el terreno de 0.20 g. y que dicha licuefacción puede ser posible desde la posición del nivel



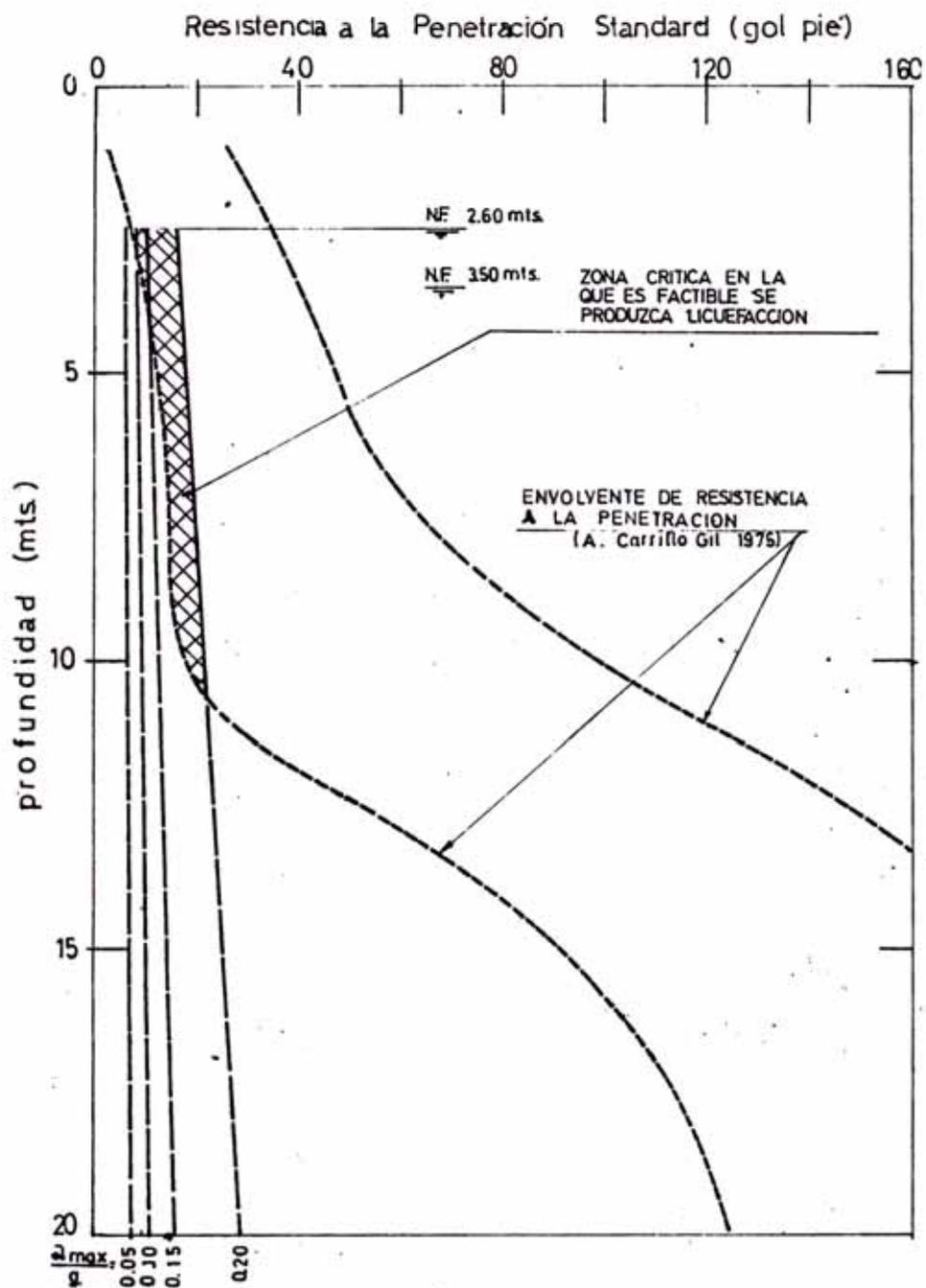
**FIG.4.3.-RESISTENCIA A LA PENETRACION STANDARD PARA LOS SUELOS ARENOSOS DEL AREA DE CHIMBOTE.**



**FIG.4.4.** -ZONA CRITICA DE VALORES DEL ENSAYO A LA PENETRACION STANDARD PARA LA QUE ES FACTIBLE SE PRODUZCA EL FENOMENO DE LICUEFACCION.

N.F.=0.60mts.

-AREA DE CHIMBOTE-



**FIG.4.5.** -ZONA CRITICA DE VALORES DEL ENSAYO A LA PENETRACION STANDARD PARA LA QUE ES FACTIBLE SE PRODUZCA EL FENOMENO DE LICUEFACCION .

N.F.=2.60-3.50 mts.

-AREA DE CHIMBOTE-

freático hasta los 10.00 mts. y si el sismo desarrollase solamente aceleración máxima del orden de 0.15 g. y no habría licuefacción para lugares cuyo nivel freático están por debajo de los 3.50 mts.

#### 4.1 CONCLUSIONES

De todo lo evaluado podemos concluir que:

- De producirse sismos destructivos en el área de Chimbote, cuyas intensidades (M.M) varían entre VII y VIII y desarrollen aceleraciones máximas 0.10 g. a 0.20 g., esta sufriría el problema de licuefacción nuevamente, como el ocurrido durante el sismo de Mayo de 1970. Dicha licuefacción alcanzaría hasta la profundidad de 12.00 mts. para terrenos que tengan nivel freático comprendido entre 0.00 mts. y 0.60 mts. y profundidad hasta 10.00 mts. para terrenos cuyo nivel freático se encuentra entre 2.60 mts. y 3.50 mts.
- Debajo de los 12.00 mts. de profundidad es imposible que se produzcan licuefacción, durante sismos severos que produzcan aceleraciones máximas menores o igual a 0.20 g., en el área de Chimbote investigada; dado a que los valores de la resistencia a la penetración standard son mayores que 40 gol/pie; a partir de dicha profundidad. Para sismos muy destructivos que produzcan mayor aceleración máxima en el terreno, la profundidad hasta la que se producirá la licuefacción será mayor.
- Para terrenos que tengan nivel freático a profundidades mayores de 3.50 mts. es improbable que sufran licuefacción durante sismos que produzcan aceleración

máxima menores o iguales a 0.15 g., ya que los valores de penetración standard hallados en el campo son mayores que los necesarios para que se produzca el fenómeno de licuefacción.

A continuación presento una tabla donde se resume todo lo explicado anteriormente.

Posición del N.F.	Aceleración máxima que produce el sismo. ( $a_{max}/g$ )	Profundidad hasta la que se produce la licuefacción (mts)	Característica del terreno. $D_{50}$ (m.m.)
De 0.00mts. a 0.60mts.	0.05	2.00	0.14 a 0.50
	0.10	3.50	
	0.15	10.50	
	0.20	12.00	
De 2.60mts. a 3.50mts.	0.05	No se produce el fenómeno.	0.14 a 0.50
	0.10	No se produce el fenómeno.	
	0.15	3.50	
	0.20	10.50	

Este método expuesto y explicado a las áreas de Chimbote y Tumbes, pueden ser aplicados a otros depósitos arenosos de nuestra costa ( Tambo de Mora en Chincha, Imperial en Cañete, Villa en Lima etc.) que presentan características semejantes a las áreas investigadas; para de este modo conocer su comportamiento probable, y tratarlos de zonificar. Las zonas más críticas destinadas a áreas

verdes o de recreación, de tal manera que ninguna estructura, ingenieril importante, se apoye sobre su superficie ya que pondríamos en peligro numerosas vidas humanas así como incalculables pérdidas materiales.

Si en caso extremo dado el aumento poblacional de éstos últimos años, que nos obligaría a edificar sobre áreas críticas nos veríamos en la imperiosa necesidad de abatir el nivel freático, ya que se ha demostrado que el potencial de licuefacción resulta disminuído cuando el nivel freático se encuentra a mayores profundidades, y/o densificar el suelo a valores aceptables que no ofrezcan peligro de originar dicho fenómeno.

Para el área investigada (Chimbote) sería conveniente abatir el nivel freático a profundidades mayores o iguales a 4.00mts. ya que como se observa en la figura 4.5 las áreas licuables serían mínima, si se produjeran sismos muy severos que produjeran en la masa del suelo una aceleración máxima igual a 0.20g. sismos que produzcan aceleraciones máximas menores, aparentemente no afectarían el área de Chimbote.

O de lo contrario si se tratara de densificar el suelo estos tendrían que ser a los valores que indicamos a continuación:

- Para suelos que tengan nivel freático a profundidades de 0.60 mts.; los primeros 5 mts. deberían compactarse a valores iguales o superiores a 25 gol./pie; y los siguientes 5 mts. a valores iguales o superiores a 35 gol./pie.
- Para suelos que presenten nivel freático comprendido

entre 2.60 mts. y 3.50 mts. deberían compactarse a valores de 20 gol./pie los primeros 10 mts. y los siguientes metros no tendrían problemas ya que su compacidad aumenta considerablemente.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Carrillo Arnaldo, 1970.- "Algunas apreciaciones del comportamiento del suelo en la zona del sismo de Ancash"-Boletín de la sociedad venezolana de mecánica del suelo e ingeniería de fundaciones N° 35 - Abril, Mayo, Junio 1970.
- 2.- Carrillo, A.G., 1974 .- "Estudio de Suelo para Cimentación: Puerto Pesquero en Zorritos Tumbes-Informe técnico A. Carrillo & Asociados, Ingenieros Consultores-Lima, Perú.
- 3.- Carrillo Arnaldo, 1975.- "Influencia del suelo en los daños por sismos. Evaluación del Potencial de licuefacción de un suelo"-Reunión Andina de Seguridad Sísmica- Lima, Perú.
- 4.- Carrillo Arnaldo, 1976.- "Comentarios sobre los efectos de los terremotos en el Perú" 1<sup>er</sup> Congreso Nacional de Ingeniería Civil- Lima, Perú.
- 5.- Carrillo Arnaldo, 1977.- "Correlations of the seismic effects on the soils of Peru" Ninth International Conference Tokyo, July, 1977.
- 6.- Carrillo A.G., Hernández R.A., 1978.- "Licuefacción en suelos arenosos saturados de las áreas de Chimbo

te y Tumbes"-III Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de fundaciones-Lima, Perú. 1978.

7.- De las Casas Jaime, 1975.- "Terremotos del siglo XX en Lima" Reunión Andina de seguridad sísmica - Lima, Perú.

8.- Faccioli E., Resendiz D., 1976.-

"Soil Dynamics: Behavior Including Licuefaccion Sísmic Risk and Engineering Decisions"-Esciver Scientific Pub. Co, pp 77-139.

9.- Glen V.-Raúl, 1970 .- "Aspectos ingenieriles del terremoto del 31 de Mayo de 1970-Perú" Boletín CERESIS, 1970-Lima, Perú.

10.-Herrera y Giuliani, 1975.- "Comportamiento de algunos edificios importantes"-Informe a Unesco. Sismo del 3 de Octubre de 1974-Lima, Perú.

11.- Koizumi T., 1970 .- "Algunos problemas de Interacción suelo estructura durante sismos intensos".

12.-Kishida, Hidaki .- "Characteristics of liquiefical Sand During Mino-Owari, Tohnankai and Fukui Earthquakes". Soil and Foundation, Vol IX, N° 1, 1969.

13.-Martinez Alberto, 1975.- "Geotécnica de la Campiña de Lima y el sismo del 3-10-74"-Reunión Andina de Seguridad Sísmica-Lima, Perú.

- 14.- Ohsaki, Y., 1969 .- "Soil conditions and earthquake damage"-Estado actual de conocimientos Dinámica de Suelos, U.N.I. Lima, Perú, 1969.
- 15.- Ohsaki, Y., 1970 .- "Effects of Sand Compactation on liquefaction during Tokachioki Earthquake" Soil and foundation Tokyo, Japón Vol. X-N° 2.
- 16.- Ohsaki, Y., 1975 .- "Dynamic Characteristics and one dimensional amplification Theory of soil Deposits". Tokyo, Japón.
- 17.- Ortigosa, P. 1976 .- "Evaluación del Potencial de Liquefacción"- Segunda Jornada Chilena de Ingeniería Sísmica-Chile.
- 18.- Ríos Raúl, 1975 .- "Amplificación de sismos por causa del suelo de Lima"-Reunión Andina de seguridad sísmica-Lima, Perú.
- 19.- Romani Freddy, 1975.- "Interacción suelo y estructuras en el terremoto del 31 de mayo de 1970"-Reunión Andina de Seguridad sísmica-Lima, Perú.
- 20.- Seed H.B.; and Lee, K.L., 1966.-  
 "Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic loading"-Proc Asce, 92 (SMG) pp. 105-134.

- 21.- Seed Bolton H.,1969.- "The Influence of Local Soil Conditions on earthquake damage"  
Soil Dynamics specialty conference  
Mexico City, August, 1969.
- 22.- Seed H.B., Idriss, I.M. 1971 .-  
"Simplified Procedure for evaluating soil liquefaction potential"  
Journal of the Soil Mechanics and  
Foundation Division-pp.1249-1273.
- 23.- Ugas Celso. 1975 .- "Espectro para diseño antisísmico  
en función de las condiciones del  
Suelo"-Reunión Andina de seguridad  
sísmica-Lima, Perú.
- 24.- Yoshimi, Y. 1977 .- "Soil Dynamics and its application  
to Foundation Engineering Liquefaction and Cyclic deformation of soil  
under undrained conditions"-Procc  
Nineth Int. Conf. on Soil Mech.  
and Found. Eng.-Tokyo, Japón Vol2  
pp. 613-630.
- 25.- Misión Japonesa,1971.- "Report on Sismic Microzoning of  
Chimbote area"-Overseas technical  
Cooperation agency government of  
Japón-Perú.