

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Programa Acadèmico de Ingeniería Civil

TESIS DE GRADO

**Análisis Sísmico en el Diseño
de Cimentaciones**

ROGER M. BAZAN CASTILLO

PROMOCION 1970

LIMA - PERU

1972

A MIS PADRES

Con todo cariño y gratitud por sus consejos y sacrificios, en aras de entregar un nuevo profesional al servicio de nuestro país.

A mi asesor Ingº Fidel Ramirez
por su desinteresada labor.

A mis profesores.

I N D I C E

PAGINA

I)	INTRODUCCION	
	A) Prólogo.	1
	B) Definiciones de los tipos clásicos de cimentación.	2
II)	PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION.	
	A) Deformaciones y constantes elásticas.	6
	B) Coeficiente de compresión elástico en suelos.	20
	C) Coeficiente de corte elástico de los suelos.	27
III)	RESISTENCIA ELASTICA Y PLASTICA DE LAS CIMENTACIONES.	
	A) Hipótesis del mecanismo de falla en la rotura del suelo.	31
	B) Resistencia en las cimentaciones superficiales bajo carga vertical y excéntrica.	34
	C) Resistencia de cimentaciones profundas bajo cargas verticales.	39
	D) Resistencia bajo cargas horizontales.	41
	E) Influencia de las propiedades del suelo en la resistencia de las cimentaciones.	41
IV)	EFFECTOS DE LAS VIBRACIONES EN LAS PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE LOS SUELOS.	
	A) Formas de variación del coeficiente de fricción interna por efecto de las vibraciones.	48
	B) Variación de la relación de vacíos y las propiedades hidráulicas por efecto de las vibraciones.	50
	C) La vibroviscosidad en la capacidad portante del suelo.	54
	D) Las propiedades de amortiguación en los suelos de cimentación.	57
V)	DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DINAMICA DEL SISMO.	
	A) Estudios del comportamiento del suelo durante un sismo.	62
	B) Método aproximado para calcular la capacidad portante de los suelos afectado por las vibraciones.	71
	C) Fenómeno de la licuefacción en arenas saturadas durante un sismo.	73
	D) Estudios de Dinámica de suelos en Chimbote.	85
VI)	A) Recomendaciones para la ciudad de Chimbote.	90
	B) Programa a seguir en el diseño de una cimentación teniendo en cuenta la influencia del sismo.	93

PROGRAMA DE TESIS DE GRADO

ANALISIS SISMICO EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

- I) INTRODUCCION.
 - A) Prólogo.
 - B) Definiciones de los tipos clásicos de cimentación.

- II) PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION.
 - A) Deformaciones y constantes elásticas.
 - A-1) Ley de Hooke generalizada.
 - A-2) Aplicación de la ley de Hooke a los suelos.
 - A-3) Módulo de Young y relación de Poisson en suelos.
 - B) Coeficiente de compresión elástico en suelos.
 - B-1) Coeficiente de compresión uniforme elástico.
 - B-2) Coeficiente de compresión no uniforme elástico.
 - C) Coeficiente de corte elástico de los suelos.
 - C-1) Coeficiente de corte uniforme elástico.
 - C-2) Coeficiente de corte no uniforme elástico.

- III) RESISTENCIA ELASTICA Y PLASTICA DE LAS CIMENTACIONES.
 - A) Hipótesis del mecanismo de falla en la rotura del suelo.
 - A-1) Estado general de equilibrio plástico.
 - A-2) Estados locales de equilibrio plástico.
 - B) Resistencia en las cimentaciones superficiales bajo carga vertical y excéntrica.
 - B-1) Estado de equilibrio plástico en cimentaciones superficiales.

- B-2) Resistencia de cimentaciones superficiales bajo cargas verticales.
- B-3) Resistencia de cimentaciones superficiales bajo cargas excéntricas.
- C) Resistencia de cimentaciones profundas bajo cargas verticales.
- C-1) Hipótesis de Meyerhof.
- D) Resistencia bajo cargas horizontales.
- E) Influencia de las propiedades del suelo en la resistencia de las cimentaciones.
- E-1) Cohesión.
- E-2) Angulo de fricción interna.

IV) EFECTOS DE LAS VIBRACIONES EN LAS PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE LOS SUELOS.

- A) Formas de variación del coeficiente de fricción interna por efecto de las vibraciones.
- B) Variación de la relación de vacíos y las propiedades hidráulicas por efecto de las vibraciones.
- B-1) Relación de vacíos.
- B-2) Contenido de humedad.
- B-3) Permeabilidad.
- C) La vibroviscosidad en la capacidad portante del suelo.
- D) Las propiedades de amortiguación en los suelos de cimentación.

V) DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS
CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DINAMICA DEL SISMO.

- A) Estudios del comportamiento del suelo durante un sismo.
- A-1) Ondas sísmicas.
- A-2) Propagación de las ondas sísmicas.
- A-3) Velocidad de propagación de las ondas sísmicas.
- A-4) Estudios a base de observaciones de los movimientos sísmicos.
- B) Método aproximado para calcular la capacidad portante de los suelos afectado por las vibraciones.
- C) Fenómeno de la liquefacción en arenas saturadas durante un sismo.
- C-1) Estudios de algunos sismos.
- C-2) Deformaciones y características resistentes de los suelos bajo cargas repetidas.
- C-3) Acción del flujo del agua hacia arriba durante un sismo.
- C-4) Factores que influyen en la magnitud de daños cuando las arenas han sido liquefactadas.
- D) Estudios de Dinámica de suelos en Chimbote.
- D-1) Estudios necesarios para una microzonificación sísmica.
- D-2) Pruebas dinámicas realizadas en chimbote.
- D-3) Fenómenos observados después del sismo.
- D-4) Datos de la microzonificación sísmica.

- VI) A) Recomendaciones para la ciudad de Chimbote.
- B) Programa a seguir en el diseño de una cimentación teniendo en cuenta la influencia del sismo.

I) INTRODUCCION

A-1) PROLOGO

La finalidad de esta tesis es dar a conocer los estudios teóricos é investigaciones experimentales sobre la influencia que tienen las ondas sísmicas sobre las propiedades de los suelos, para que en base de las conclusiones se llegue a tener un criterio más técnico sobre el diseño de una cimentación afectada del sismo y no prorratear el coeficiente de seguridad debido a la falta de conocimientos en la materia. Sin embargo quisiera manifestar que este modesto aporte de mi tesis sirva como un precedente en el sentido de que se realicen investigaciones con la finalidad de conseguir conclusiones más precisas, las cuales servirán para prevenir los daños que causen los fenómenos sísmicos a los cuales está expuesto nuestro país por su situación geográfica.

Los capítulos II y III pertenecen a la Mecánica de Suelos clásica, pero sirven para centrar la tesis.

En el capítulo II se realiza un estudio de las constantes y deformaciones elásticas, sus restricciones en la aplicación de la Mecánica de suelos hasta llegar a las constantes elásticas de los suelos; la importancia de este capítulo aparece cuando se realiza el estudio de las ondas sísmicas.

En el capítulo III se hace una exposición detallada del

mecanismo de falla en la rotura del suelo tanto en cimentaciones superficiales como en profundas, haciendo hincapié en los parámetros de resistencia de los suelos.

En el capítulo IV se hace una exposición de los experimentos realizados por D.D. Barkan, con la finalidad de estudiar las propiedades mecánicas é hidráulicas de los suelos afectados por las vibraciones; como hemos acotado en la introducción del capítulo V, estos experimentos se realizaron con la finalidad de estudiar las cimentaciones de máquinas, sin embargo se pueden aprovechar estos estudios como una 1^a aproximación para aplicarlo al caso de sismos.

El capítulo V trata la Dinámica de Suelos, específicamente la influencia del sismo en los suelos; este capítulo abarca también el fenómeno de la licuefacción y algunas experiencias foráneas de este fenómeno, en base a éstos estudios y a un meticulado informe de las propiedades dinámicas del suelo de Chimbote se pueden sacar ciertos criterios en la resistencia del suelo en esa ciudad, así como unas recomendaciones generales que son tratadas en el capítulo VI.

A-2) DEFINICIONES DE LOS TIPOS CLASICOS DE CIMENTACION

El método usual del diseño de cimentación está basado en el concepto de capacidad soportante ó en la presión de apoyo permisible. La capacidad de carga está definida como la carga ó presión desarrollada bajo la cimentación por la cual se producen movimientos perjudiciales en la cimentación y por ende en la superestructura; estos movimientos pueden ser producidos por la falla de cimentación (colapso) ó por un asentamiento excesivo del suelo.

Con el objeto de poder proporcionar un factor de seguridad contra el colapso de la cimentación es necesaria conocer la capacidad soportante última del suelo.

Para el mejor estudio de los diversos tipos de cimentación se han tomado ciertos criterios cuyas características son las siguientes:

A-2-1) Cimentaciones Superficiales

A este tipo de cimentaciones se les denomina también directa ya que está en contacto directo con el suelo. Terzaghy estudió la capacidad soportante del suelo en este tipo de cimenta-

ciones, con la condición de que $\frac{d_f}{B} \leq 1$; siendo d_f la profundidad de cimentación y B el ancho de la B misma; el estudio pormenorizado de ésta teoría se hará en el capítulo III.

Este tipo de cimentaciones se hacen en suelos de buena capacidad portante verificada mediante ensayos convenientes en el campo, entre estos tipos de cimentaciones tenemos:

- a) Zapatas aisladas ó individuales, en las cuales descansan las columnas; este tipo de cimientos tienen cualquier forma; las usuales son cuadradas, rectangulares, circulares, etc,
- b) Zapata corrida en la cual descansa un muro.
- c) Zapata combinada; esta zapata abarca la cimentación de dos columnas, una de las cuales generalmente corresponde al límite de propiedad y cuando la luz entre las dos columnas excede de los 6 mts; el peralte de la zapata combinada sería muy grande y antieconómico, por lo cual se usa la zapata conectada, que consiste en 2 zapatas unidas por medio de una viga.
- d) Zapatas continuas, son zapatas combinadas que toman 3 ó más columnas; este tipo de zapatas se utilizan cuando el terreno no es bueno, como para usar zapatas individuales.
- e) Plateas de cimentación, cuando algunas áreas de las zapatas de cimentación se superponen ó cuando la suma de áreas de zapatas exceden de la 1/2 del área total edificada se adopta la platea de cimentación, que es una losa que abarca toda la construcción; ésta solución es adecuada en terrenos de baja capacidad soportante y después de un estudio comparativo de costos con otros tipos de cimentación.

A-2-2) Cimentaciones profundas.

Al tratar de analizar la capacidad soportante en este tipo de cimentaciones, Meyerhof basado en ensayos con modelos de cimentación, aportó unas ciertas consideraciones adicionales a la teoría de Terzaghy que se verán posteriormente en el capítulo III.

Se usan las cimentaciones profundas, cuando las capas superiores del suelo no tiene la capacidad soportante deseada; por lo cual se utilizan elementos que transmitan la carga de la superestructura a estratos convenientes.

Entre los principales y más usuales tipos de cimentacio-

nes profundas tenemos :

a) Cimentaciones Profundas Piloteadas.

Pilote es un tipo de columnas de soporte que puede ser prefabricado ó formado in-situ, está limitado su diámetro a ser no mayor de 24" ó su equivalente por lado en caso de tener otra forma.

La capacidad soportante de un pilote es determinada ya sea, por la resistencia estructural del pilote ó por la resistencia soportante del suelo. El menor de éstos será usado para el diseño.

Dada las características de ésta tesis se incidirá solo en la segunda parte, ó sea en la resistencia soportante del suelo, sin embargo en el proyecto de una cimentación sobre pilotes se debe tener un perfil del suelo, para saber el tipo de pilote que conviene, la longitud del mismo, y también hay que tener un buen criterio para elegir el número de pilotes y el espaciamiento entre ellos para no encarecer la cimentación.

b) Cimentaciones Profundas no Piloteadas.

Las cimentaciones profundas no piloteadas se pueden de las siguientes maneras:

b-1) Dentro de las excavaciones abiertas cuando es roca sana, manteniendo verticales las paredes y normalmente es aconsejable y necesario el uso de ataguías; si no hay restricciones en el espacio es más económico hacer la excavación con cierto talud, la pendiente de estas paredes dependerá del tipo de terreno, de la elevación y condición de la napa freática y de las medidas que se tomen para conservarlas.

b-2) Dentro de Ataguías.- La Ataguía se define como una estructura temporal formado por cualquier tipo de material estructural, como madera, acero, concreto é incluyendo la tierra y se construye alrededor del área que se va a excavar con el propósito de evitar que penetre dentro de la excavación tierra y/o agua; los terráplenes forman el tipo más simple de la ataguía, el tablestacado de acero se usa bastante para ataguías.

b-3) Pilas.- Se usa cuando no hay agua freática ó las fil -

traciones son pequeñas, la pila es la cimentación profunda más barata. La Pila es bastante usada para soportar grandes fuerzas concentradas como las que ocurren en los puentes.

- b-4) Cilindros.- Los cilindros es un tipo de cimentación intermedia entre pilotes y cajones de cimentación. Existe una limitación de dimensiones: los cilindros tienen un diámetro comprendido entre 2'y 10', ó su equivalente para otras secciones; si son menores se clasifican como pilotes, y si son mayores en cajones de cimentación.

Los cilindros pueden ser de concreto ó acero; los cilindros de concreto se usan frecuentemente en combinación con pilotes en la construcción de muelles.

- b-5) Cajones.- Este tipo de cimentación es costosa y deben cumplirse ciertas condiciones para su utilización, entre los cuales tenemos: Cuando la profundidad del agua es muy grande como para usar ataguías, cuando el suelo contienen peñas que obstruyen la penetración de pilotes y cuando la cimentación soporta grandes fuerzas laterales; entre los tipos de cajones de cimentación tenemos:

- Cajón abierto.- Consta de una caja abierta tanto en la parte superior como inferior. El material del interior se suprime por dragado ó utilizando palas mecánicas, el hincado se efectúa bajo el peso propio del cajón y con la ayuda de un lastre; con el objeto de que el hincado sea uniforme el interior del cajón se divide en varias celdas.
- Cajón neumático.- La parte superior del cajón está techado herméticamente y se usa el aire comprimido para expulsar el agua del cajón, dejando el espacio libre para que los hombres trabajen convenientemente en la cámara de trabajo.

El costo de este tipo de cimentación es bastante alto debido al uso del aire comprimido; la profundidad del hundimiento bajo el agua está limitado a 40 mts.

(50 Psi) debido a las limitaciones fisiológicas en la resistencia del hombre.

II) PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS SUELOS

A) DEFORMACIONES Y CONSTANTES ELASTICAS DE LOS SUELOS

A-1) LEY DE HOOKE GENERALIZADA

Hay 2 tipos de fuerzas externas que actúan sobre un cuerpo deformable, son las fuerzas de un cuerpo y las fuerzas de superficie. Las primeras actúan sobre elementos de volumen como la de gravedad, inercia; las segundas actúan sobre superficies, entre éstas tenemos a la presión hidrostática, la fricción externa e interna. La relación entre la fuerza de cuerpo por la unidad de volumen se llama masa-fuerza y la magnitud de la fuerza de superficie por unidad de área se llama esfuerzo. Los esfuerzos producidos por fuerzas de superficies internas actuando en cuerpos deformados son llamados esfuerzos elásticos.

El esfuerzo actuando sobre cualquier plano inclinado que pasa a través de un punto, puede ser obtenido de los esfuerzos actuando sobre tres planos que pasan a través del punto y perpendiculares a las coordenadas x, y, z . Un esfuerzo actuando sobre un plano perpendicular al eje x puede ser resuelto en 3 componentes: Δx , τ_{xy} y τ_{xz} (ver figura II-I). Δx será la componente normal del esfuerzo; τ_{xy} , τ_{xz} serán las componentes del cortante paralelos a los ejes y, z . De igual modo ocurre con los esfuerzos actuando sobre los planos perpendiculares a los ejes z, y ; τ_{zx} , τ_{zy} , Δz y τ_{yx} , τ_{yz} , Δy donde Δz y Δy serán las componentes normales y las restantes las componentes de los esfuerzos cortantes. Las condiciones de esfuerzo en un punto de un cuerpo son determinados por la totalidad de los 9 valores:

(7)

$$\begin{array}{ccc} \Delta x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \Delta y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \Delta z \end{array}$$

Donde: $\tau_{yx} = \tau_{xy}$; $\tau_{xz} = \tau_{zx}$; $\tau_{yz} = \tau_{zy}$

Si un cuerpo experimenta deformaciones bajo la acción de esfuerzos, las distancias entre puntos del cuerpo cambian. Siendo u , v , w las componentes de los desplazamientos a lo largo de los ejes coordenados x , y , z respectivamente, en el caso general los valores de éstas componentes dependen de las coordenadas del punto en consideración y del tiempo.

Asumiendo que las deformaciones son pequeñas, podemos tomar la deformación lineal de un elemento cuya longitud es paralela al eje x como: $\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$, de igual manera las deformaciones lineales de los elementos paralelos a los ejes y , z son: $\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$; $\epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$

Sin embargo el estado de deformación de un cuerpo no solo es determinado por deformación lineal, sino también por la rotación de algunos elementos, como resultado de las deformaciones, un ángulo recto entre 2 elementos lineales paralelos a los ejes x, y , puede distorsionarse en el siguiente valor: $\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$, esta deformación ó distorsión es llamada la deformación por corte. Similarmente las distancias de los ángulos rectos entre los ejes x, z y entre los ejes y, z serán las siguientes:

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} ; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}$$

Las cantidades ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z , y γ_{xy} , γ_{xz} , γ_{yz} son las que determinan la deformación del cuerpo y son llamadas las componentes de las deformaciones.

Si los esfuerzos en los cuerpos deformados son cantidades tales que $\gamma_{xy} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$ (ó sea que no ocurre deformación por cortante) entonces la deformación produce un cambio en volumen; el cambio relativo en volumen para pequeñas deformaciones es: $e = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$; si $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = 0$ el volumen del cuerpo no cambia. De

acuerdo con la teoría de elasticidad, cualquier deformación puede componerse en una suma de deformaciones acompañado de un cambio de volumen; y de deformaciones acompañado solo por corte.

Si después de la eliminación de la fuerza, un cuerpo vuelve a su forma inicial (que la tuvo antes de aplicarse la fuerza), entonces se dice que el cuerpo es elástico. Sin embargo esto en realidad no ocurre exactamente, porque después de la descarga el cuerpo no recupera exactamente su forma inicial (ó sea que han ocurrido deformaciones residuales que son irrecuperables.)

Se han demostrado por la experiencia que las deformaciones elásticas aumentan proporcionalmente al aumento de cargas externas. Asumiendo que los esfuerzos internos de un cuerpo son proporcionales a las cargas externas, se puede llegar a la conclusión de que las deformaciones de un cuerpo dependen de los esfuerzos que actúan dentro de él. Esta interrelación entre los esfuerzos y deformaciones puede ser analíticamente expresado por las sgtes. funciones :

$$\Delta x = F_x (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz})$$

$$\gamma_{yz} = F_{yz} (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz})$$

Vamos a asumir que antes que las fuerzas externas fueran aplicadas, el cuerpo estuvo en un estado tal, que los esfuerzos internos no estuvieran presente, de tal manera que : $\varepsilon_x = \varepsilon_y = \dots = 0$; entonces : $F_x = F_y = \dots = 0$

Asumiendo que las deformaciones son pequeñas y por lo tanto las funciones F_x, F_y, \dots de la serie Taylor lo restringimos a términos de primer orden.

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= C_{11} \varepsilon_x + C_{12} \varepsilon_y + C_{13} \varepsilon_z + C_{14} \gamma_{xy} + C_{15} \gamma_{xz} + C_{16} \gamma_{yz} \\ \gamma_{yz} &= C_{61} \varepsilon_x + C_{62} \varepsilon_y + C_{63} \varepsilon_z + C_{64} \gamma_{xy} + C_{65} \gamma_{xz} + C_{66} \gamma_{yz} \end{aligned} \right\} \quad (I-1)$$

La ecuación I-1 presenta a la expresión analítica de la Ley de Hooke generalizada que dice : Cada una de las seis componentes del esfuerzo, es una función lineal de las seis componentes de la deformación.

Los coeficientes C_{ij} son constantes que dependen de

las propiedades elásticas del cuerpo sólido; en el caso general habría 36 constantes, no obstante se ha demostrado en la teoría de elasticidad que sólo son 25 constantes independientes, las 15 restantes están fijados por la interrelación $C_{ij} = C_{ji}$.

Es necesario el menor número de constantes independientes para caracterizar a un cuerpo homogéneo isotrópico, cuyas propiedades elásticas son iguales en todas direcciones y en todo los puntos. Dos constantes describen a un cuerpo elástico. La ley de Hooke generalizada para cuerpos isotrópicos homogéneos puede ser escrito como sigue:

$$\begin{aligned} \Delta x &= \lambda e + 2\mu \varepsilon_x & , & \quad \tau_{yx} = \mu \gamma_{xy} \\ \Delta y &= \lambda e + 2\mu \varepsilon_y & , & \quad \tau_{zx} = \mu \gamma_{xz} \quad (\text{II} - 2) \\ \Delta z &= \lambda e + 2\mu \varepsilon_z & ; & \quad \tau_{zy} = \mu \gamma_{yz} \end{aligned}$$

Donde λ , μ son las constantes elásticas de Lamé. Los cuerpos anisotrópicos están caracterizados por más de 2 constantes elásticas, como por ejemplo: el cristal de piritita está determinado por tres constantes; la de fluorita y de roca por seis; la de barita y topaz por nueve.

Las ecuaciones (II-2) muestran directamente que la constante elástica μ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación por cortante; y se le llama el módulo de elasticidad en corte. Este módulo es usualmente medido de una torsión de la muestra ó por el estudio del corte puro.

El coeficiente de proporcionalidad entre los esfuerzos de tensión ó compresión y la deformación por tensión ó por compresión, está definido por la segunda constante elástica λ . La magnitud de la constante es directamente determinada de la prueba en barras cilíndricas ó prismáticas sometidas a una elongación ó a un acortamiento.

Asumiendo que la elongación producida por el esfuerzo uniforme Δ ocurre en la dirección del eje z, tenemos:

(10)

$$\Delta x = \Delta y = 0, \Delta z = \Delta; \tau_{yx} = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0; \gamma_{xy} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$$

Sustituyendo en las tres primeras ecuaciones de II-2 tenemos:

$$\lambda e + 2\mu \epsilon_x = 0$$

$$\lambda e + 2\mu \epsilon_y = 0 \quad (\text{II} - 3)$$

$$\lambda e + 2\mu \epsilon_z = \Delta$$

De estas tres ecuaciones, nosotros encontramos e:

$$\epsilon_z = \frac{(\lambda + \mu)}{\mu (3\lambda + 2\mu)} \Delta \quad (\text{II} - 4)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \frac{-\lambda}{2\mu (3\lambda + 2\mu)} \Delta \quad (\text{II} - 5)$$

Sabiendo que: $E = \frac{\Delta}{\epsilon_z}$

$$E = \frac{\mu (3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad (\text{II} - 6)$$

La ecuación (II-6) define el valor de E, que es la relación entre la tensión (ó compresión) y la elongación (ó acortamiento), causado por el esfuerzo. Al valor de E se denomina esfuerzo normal de elasticidad ó módulo de Young.

De las ecuaciones (II-4) y (II-5) se obtiene:

$$\nu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z} = \frac{-\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad (\text{II} - 7)$$

De la ecuación anterior se deduce que la relación entre la contracción relativa lateral y la elongación relativa axial, no depende de la forma de la sección transversal y es una constante para un material dado. La cantidad ν se le llama: la relación de Poisson y varía entre 0 y 1/2.

El módulo de Young y la relación de Poisson son las 2 magnitudes principales que definen las propiedades elásticas del material y son bastante aplicadas en la Ingeniería.

Resolviendo las ecuaciones (II-6) y (II -7) tenemos:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (\text{II} - 8)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II} - 9)$$

A-2) APLICACION DE LA LEY DE HOOKE A LOS SUELOS

Las ecuaciones (II-2) son válidas solo para los cuerpos isotrópicos y homogéneos, en las cuales no existen esfuerzos iniciales, es evidente entonces que el módulo de Young y la relación de Poisson se aplican si existen tales condiciones.

Algunos suelos, tales como arena, arcillas con arena y arcillas, constan de partículas de diferente material rodeadas por aire ó por una película de agua capilar que contiene soluciones de varias sales y gases.

En las investigaciones de las deformaciones elásticas y totales de los suelos, las partículas de los suelos pueden ser consideradas como absolutamente rígidas.

Las dimensiones de las partículas del suelo varían entre 5 mm. (suelo de grava) y algunos micrones. Suponiendo que tenemos un elemento cúbico pequeño de suelo de algunos milímetros de lado, si es de arcilla se puede considerar con buen grado de precisión que es homogéneo, en cambio si un cubo de las mismas dimensiones es de grava, debe ser considerado como no homogéneo. Sin embargo si los lados del cubo del mismo material pueden medir varias decenas de cms., se le puede considerar como un material homogéneo. De esto se desprende que los suelos pueden ser considerados como homogéneos, solo en elementos de volumen que tienen dimensiones mucho mayores que las partículas del suelo. Por lo tanto, un esfuerzo en un determinado punto en el suelo, significa un esfuerzo promedio actuando sobre deformaciones de superficie ó volumen cuyas dimensiones (esto es de área y volumen) son mayores que las dimensiones del suelo. Con estas limitaciones cualquier sistema discontinuo incluyendo los suelos, los cuales consisten de partícula uniforme estática puede ser consideradas como un cuerpo homogéneo. Las propiedades elásticas de un elemento volumétrico cuyas dimensiones son mayores en comparación con las dimensiones de las partículas del suelo, serán constantes en todo el e-

lemento. Algunas partículas son distribuídas más ó menos al azar y por lo tanto, las propiedades elásticas de los suelos son las mismas en todas las direcciones. Por esta razón al suelo se le puede considerar como cuerpo isotrópico.

La excepción se presenta en suelos estratificados, en los cuales cada capa está caracterizada por propiedades diferentes; en este caso el suelo es considerado como isótropo dentro de los límites de la capa.

Además de los esfuerzos de cohesión que están presentes en mayor ó menor grado en todos los cuerpos sólidos, el suelo está caracterizado por las fuerzas de fricción interna y las fuerzas capilares, las cuales producen esfuerzos internos iniciales.

La ley generalizada de Hooke (II-1) está basada en la premisa de que los esfuerzos y deformaciones en el estado inicial (ó sea antes que la fuerza externa se aplique), son iguales a cero. Sin embargo ésta acción puede ser omitida si los esfuerzos internos son pequeños comparados con los esfuerzos aplicados; por esto se pueden aplicar la ecuación (II-2) para cuerpos homogéneos é isotrópicos.

Algunas veces los esfuerzos iniciales en un cuerpo pueden alcanzar magnitudes comparables con los esfuerzos de trabajo ó aún superarlos; tal es el caso del interior de la tierra, donde se producen esfuerzos considerables, causados por la atracción mutua de grandes masas, es conocido que los más severos sismos son causados por esfuerzos internos en la rotura de la masa. En estos casos, el uso de la ley de Hooke, ecuación (II-2) que no considera esfuerzos iniciales, puede conducir a grandes errores. Si existen esfuerzos iniciales considerables, entonces las deformaciones iniciales no son pequeñas y el principio de superposición deja de ser válido en relación con las deformaciones. Por lo tanto, no es posible aplicar métodos

convencionales, que consideran al estado ante de la de formación como un estado que no tiene esfuerzos cuando se calculan las deformaciones.

Los esfuerzos iniciales en los suelos son producidos por la acción de la fricción interna, por las fuerzas de capilaridad y por procesos que conducen al hinchamiento y consolidación de los suelos.

En suelos arenosos los esfuerzos iniciales resultan mayormente de la fricción. En suelos cohesivos, el estado inicial de esfuerzos puede ser influenciados por los procesos físico-químico, sin embargo, éstos fenómenos todavía no han sido suficientemente estudiados.

La influencia de los esfuerzos iniciales sobre las deformaciones elásticas de un suelo pueden ser encontrados sólo por comparación entre los datos experimentales, con algunas deducciones que provienen de la ecuación (II-2); sin embargo existen ciertas contradicciones.

La ecuación (II-2) fué deducida sobre la base de que en ausencia de fuerzas externas; los esfuerzos son iguales a cero y también las deformaciones son iguales a cero. En las figuras (II-2a) y (II-2b) se presentan los resultados típicos de un experimento de corte sobre arena y arcilla amasada respectivamente.

Los resultados de la prueba de corte, ploteados en las figuras (II-2a) y (II-2b) indican dentro de los límites del error, que existe una relación entre el esfuerzo cortante y la deformación; las curvas demuestran que las deformaciones por cortante aparecen después que el esfuerzo alcanza un cierto valor. Aparentemente, éste valor corresponde a la fuerza de fricción por unidad de área de la muestra.

La prueba de corte puede estar en concordancia con la ley de Hooke, si la influencia de los esfuerzos de fricción iniciales actuando entre las partículas de los sólidos es tomado en cuenta en las tres últimas ecuaciones (II-2), que se transformarían de ésta manera:

(14)

$$\begin{aligned}\tau_{yx} - \tau_{yx}^0 &= 2\mu \gamma_{xy} \\ \tau_{zx} - \tau_{zx}^0 &= 2\mu \gamma_{xz} \\ \tau_{zy} - \tau_{zy}^0 &= 2\mu \gamma_{yz}\end{aligned}\quad (\text{II} - 10)$$

Donde τ_{yx}^0 , τ_{zx}^0 , τ_{zy}^0 son los componentes de los esfuerzos de corte iniciales. De las ecuaciones (II-2) se deducen que los esfuerzos cortantes no dependen de los esfuerzos normales, sin embargo pruebas sobre arcilla bajo Δ diferentes demuestran que el módulo de rigidez crece cuando se aumenta la presión sobre la muestra. De acuerdo a los experimentos desarrollados se asume una cierta dependencia de μ sobre la componente normal del esfuerzo de esta manera:

$$\mu = \mu_0 - \beta(\Delta x + \Delta y + \Delta z) \quad (\text{II} - 11)$$

Donde μ_0 es el módulo de rigidez en su estado inicial.

Sustituyendo en la ecuación (II-2) se obtiene:

$$\Delta x = \lambda e + 2[\mu_0 - \beta(\Delta x + \Delta y + \Delta z)] \epsilon_x \quad (\text{II} - 12)$$

$$\tau_{xy} = 2[\mu_0 - \beta(\Delta x + \Delta y + \Delta z)] \gamma_{xy}$$

En estas expresiones, los esfuerzos componentes representan las diferencias entre los esfuerzos inducidos por la carga actuante y los esfuerzos iniciales. Las ecuaciones (II-12) no son lineales, aunque las ecuaciones (II-2) si lo son.

Vamos a usar la ecuación (II-12) y consideramos el problema de la compresión de un cubo a lo largo del eje z

$$\Delta x = \Delta y = 0 \quad \text{y} \quad \Delta z = -\Delta$$

Sustituyendo éstas expresiones en la ecuación (II-12) se obtiene la siguiente relación:

$$\begin{aligned}\lambda e + 2(\mu_0 + \beta\Delta) \epsilon_x &= 0 \\ \lambda e + 2(\mu_0 + \beta\Delta) \epsilon_y &= 0 \\ \lambda e + 2(\mu_0 + \beta\Delta) \epsilon_z &= -\Delta\end{aligned}\quad (\text{II} - 13)$$

De estas 3 ecuaciones deducimos que:

$$e = \frac{-\Delta}{-3\lambda + 2(\mu_0 + \beta\Delta)}$$

Sustituyendo ésta expresión en la ecuación (II-13)

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \frac{\lambda \Delta}{2 [3\lambda + 2(\mu_0 + \beta \Delta)] (\mu_0 + \beta \Delta)} \quad (\text{II} - 14)$$

$$\varepsilon_z = - \frac{(\lambda + \mu_0 + \beta \Delta)}{[3\lambda + 2(\mu_0 + \beta \Delta)] (\mu_0 + \beta \Delta)} \quad (\text{II} - 15)$$

$$E = \frac{\Delta}{\varepsilon_z} = \frac{[3\lambda + 2(\mu_0 + \beta \Delta)] (\mu_0 + \beta \Delta)}{(\lambda + \mu_0 + \beta \Delta)} \quad (\text{II} - 16)$$

$$E = \alpha E_0$$

E_0 Es el módulo de Young determinado por la ecuación (II-6), α es el coeficiente que toma en cuenta la influencia de los esfuerzos normales sobre la resistencia al cortante.

$$\alpha = \frac{[3\lambda + 2(\mu_0 + \beta \Delta)] (\mu_0 + \beta \Delta) (\lambda + \mu_0)}{\mu_0 (3\lambda + 2\mu_0) (\lambda + \mu_0 + \beta \Delta)} \quad (\text{II} - 17)$$

Para pequeños valores de α el valor de Δ está cerca a la unidad y el valor de E se aproxima al de E_0 .

Estas conclusiones están confirmadas por pruebas de compresión en cubos de suelos cohesivos. Los resultados de éstas pruebas en arcillas y en limos arcillosos con algo de arena, revela un aumento en la rigidez del suelo con un aumento de presión normal. La figura (II-3) presenta una curva típica de interrelación entre las deformaciones elásticas por compresión y la presión normal actuando en la misma

Dividiendo la expresión (II-14) y (II-15) se obtiene la relación de Poisson:

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu_0 + \beta \Delta)} \quad (\text{II} - 18)$$

Esto demuestra que la relación de Poisson no es constante. Si los esfuerzos normales (incluyendo su magnitud inicial) son pequeños, entonces el valor de ν está cerca al valor que dá la ecuación (II-7) para cuerpos elásticos en los cuales la ley de Hooke es válida.

Con un aumento en la presión normal, la relación de Poisson disminuye en los suelos, por lo cual las ecuacio-

nes (II-12) son válidas.

En cuerpos para los cuales las condiciones expresadas por las ecuaciones (II-12), son válidas. El módulo de elasticidad E en tensión disminuirán con un aumento en los esfuerzos de tensión y al mismo tiempo la relación de Poisson aumentará.

también la hipótesis concerniente a la dependencia del módulo de rigidez de corte sobre los esfuerzos normales, lleva a la conclusión de que las propiedades elásticas de los suelos son diferentes para compresión y tensión.

Las deformaciones elásticas de los suelos dependen del período de tiempo durante el cual la carga está aplicada; esto se cumple sobre todo en suelos cohesivos. Las deformaciones elásticas no desaparecen inmediatamente después de la descarga sino que continúan en un período largo. Este fenómeno de posterior efecto elástico es observado en suelos en mayor grado que en otros materiales tales como metales y concreto.

Debido a la influencia del posterior efecto elástico, las deformaciones dependen del grado de la carga aplicada. Esta es la razón por la cual los valores de las constantes elásticas encontradas en algunos suelos, bajo condiciones de cambios lentos en cargas, pueden diferir de los valores correspondientes obtenidos como resultado de la investigación de procesos dinámicos elásticos (por ejemplo en el estudio de propagación de ondas ó frecuencia natural de vibraciones.

A-3) MODULO DE YOUNG Y LA RELACION DE POISSON PARA SUELOS.

Se ha demostrado que aún cuando solo se consideran deformaciones elásticas, la relación esfuerzo-deformación en suelos, es mucho más complicada que lo que estipula la ley de Hooke. No obstante al asumir una relación más complicada conducirá a la necesidad de emplear una teoría de elasticidad no lineal que se desarrolla con ecuaciones

diferenciales no lineales; la solución de éstas ecuaciones llevará a dificultades considerables y la aplicación de esta relación a la ecuación (II-12) será prácticamente imposible. También es necesario restringir el análisis por asumir que el suelo sigue estrictamente la ley de Hooke. Entonces las ecuaciones diferenciales lineales pueden ser usadas cuando consideramos el equilibrio ó movimiento de los suelos y las soluciones pueden ser encontradas para muchos problemas; sin embargo debe tenerse bien presente que los valores numéricos de las constantes elásticas, han sido calculadas con las simplificaciones anteriormente mencionadas.

En el cálculo de asentamiento de estructuras bajo la acción de cargas estáticas no repetidas, usualmente solo se determinan los asentamientos residuales, aunque también son observados los asentamientos elásticos; siendo éstos más pequeños que los primeros y no son tomados en cuenta en el cálculo.

Por lo tanto cuando se calculan asentamientos ó deformaciones producidos por la acción de cargas no repetidas no se emplean constantes elásticas sino más bien constantes que determinan la relación entre la deformación total del suelo (residual y elástico) y los esfuerzos internos; también en lugar del módulo de Young se usa el módulo de deformación total ó el coeficiente de compresibilidad, que algunas veces es determinado del primer tramo de la curva de compresibilidad. La prueba de resistencia de los suelos en el laboratorio usualmente es limitada a la determinación de las propiedades mencionadas anteriormente.

Antes del presente tiempo, las constantes elásticas muy pocas veces han sido investigadas en los laboratorios y los datos existentes no son de la confianza en lo que respecta con las propiedades físico-mecánicas de los suelos (tamaño del grano, porosidad, contenido de humedad).

Una serie numerosa de investigadores han experimentado diversos suelos para hallar valores de la relación de Poisson y el módulo de young.

Terzaghy, investigó el coeficiente de presión lateral en diferentes suelos y llegó a la conclusión que la relación $\Delta x / \Delta z$ tiene un valor constante para cada suelo y encontró para la relación de Poisson con el empuje lateral de tierra K se relacionan por medio de la fórmula: $K = \frac{\gamma}{1 - \nu}$; obtuvo valores de $\nu = 0.30$ para arena y $\nu = 0.410043$ en arcillas. De investigaciones en muestras de arcillas con arena, se encontró que ν no depende del contenido de humedad, pero un aumento de arena en la mezcla produce una disminución de ν ; se obtuvo $\nu = 0.5$ para la arcilla y con la mezcla de 30% de arena se obtuvo $\nu = 0.42$

A pesar de que cada método de investigación arrojaba valores diferentes de ν se ha determinado que los valores de ν para arena son menores que los de arcilla. Para arcilla se considera un valor promedio de $\nu = 0.5$ y para arena $\nu = 0.3$ a 0.35 .

D.D. Barkan realizó investigaciones en el laboratorio del módulo de Young para diversos suelos. La muestra de arena fué colocada en un consolidómetro y sometidas a cargas repetidas y descargas, obteniendo curvas que demuestran la interrelación entre la deformación elástica y la presión vertical. La figura (II-4) presenta uno de los característicos diagramas. La pendiente de ésta curva está relacionada con el módulo de Young y la razón de Poisson por medio de la fórmula:

$$\alpha = \frac{(1 - \nu) E}{(1 + \nu) (1 - 2\nu)} \quad (\text{ II } - 19)$$

La figura II-5 presenta valores de E para diferentes contenidos de humedad en un tipo de arena. En base a experimentos se puede considerar que E para la arena no depende de W ; tampoco varía demasiado con el tamaño del grano ó porosidad. Esto se cumple en arena pura que no contenga mezcla con limos ó arcillas.

La figura II-6, muestra la variación que experimenta E de un suelo cohesivo al variar W ; esta arcilla posee las siguientes características: límite plástico = 16.16 %; límite líquido = 29.13 %; $e = 0.70$.

De la figura II-6 se puede deducir la fórmula empírica:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{W^2}{W_0^2} \right) \quad (\text{II} - 20)$$

Donde E_0 es el módulo de Young para la muestra de arcilla con $W=0$; y W_0 es el contenido de humedad de la arcilla para el cual E es muy pequeño (teóricamente igual a cero).

Si $E_0 = 430 \text{ kgr/cm}^2$ y $W_0 = 29 \%$ el gráfico planteado en la figura (II-6) cumple con los valores de E establecidos experimentalmente.

La figura (II-7) muestra la relación entre E de una arcilla y e .

De los experimentos anteriores se deduce que para arenas E depende en poca proporción de las propiedades físico-mecánicas de los suelos, comparado con las arcillas ó arcillas con limos, en los cuales W y en menor grado el tamaño de los granos tienen bastante influencia en el valor de e .

Los datos obtenidos no son suficientes para recomendar un valor de E para diseño, por lo cual se recomienda realizar pruebas directas de suelos inalterados para hallar E .

Los valores de E en la tabla II-1 fueron hallados en las pruebas de campo y en las investigaciones en el laboratorio.

TABLA II - 1

VALORES DE E PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

DESCRIPCION DEL SUELO	E (Kgr/cm ²)
Arcilla limosa plástica con arena y limo orgánico	310
Arcilla limosa saturada marrón con arena	440
Arena con mediana humedad	540
Arena ploma con grava	540
Arena saturada fina	830
Arena mediana	830
Loess	1,000-1,300
Suelo Loessial	1,200

B) COEFICIENTE DE COMPRESION ELASTICO DEL SUELO

B-1) COEFICIENTE DE COMPRESION UNIFORME ELASTICA

Para determinar la capacidad de soporte de un suelo, son usadas las pruebas de carga que consiste en líneas generales, en cargar un plato de apoyo rígido mediante unas cargas concentradas y la medición correspondiente de los asentamientos para cada carga incrementada.

En las figuras (II-8) (II-9) y (II-10) se muestra la relación entre la presión vertical normal y los asentamientos en las pruebas de carga, para distintos suelos y con diferentes áreas de platos de apoyo. Haciendo un análisis visual de éstos gráficos, se observa que en cada figura existen dos tramos definidos; en el primero existe una condición de linealidad entre asentamiento y presión; esta zona es lo que se denomina el límite de proporcionalidad y puede condensarse en la siguiente ecuación:

$$p_z = c_p \times s_t \quad (\text{II-21})$$

Donde:

p_z = Presión normal sobre el suelo.

c_p = Coeficiente de proporcionalidad.

s_t = Asentamiento total del plato de apoyo.

Se ha demostrado experimentalmente que para esfuerzos que no excedan de un cierto valor, el suelo es considerado como un cuerpo que se deforma linealmente.

La figura (II-11) muestra el gráfico de resultados de pruebas en un plato de área 1.4 m^2 , sobre un suelo loessial, cuando se carga y se descarga repetidamente. En éstas pruebas se demostró que el suelo a pesar de estar sometido a bajos esfuerzos, el asentamiento residual está cerca de 90% del asentamiento total. De esto se induce que el asentamiento elástico es una pequeña fracción del asentamiento total (2% a 3%); por lo cual el límite elástico es mucho más pequeño que el límite de proporcionalidad.

Para la mayoría de suelos, exceptuando las rocas y los suelos preconsolidados, el límite elástico alcanza solo a una fracción de 1 kgr/cm^2 , son valores menores que la presión permisible de trabajo del suelo. Para presiones pequeñas es posible asumir que en arcillas y algunos tipos de arena, se satisface las condiciones de reversibilidad de las deformaciones.

Un gráfico de la relación asentamiento-deformación de la zapata bajo condiciones de carga y descarga, permite la fácil separación de la parte elástica de la deformación del asentamiento total; la figura (II-12) indica el resultado del análisis de la figura (II-11). La figura (II-13) también muestra gráficos de asentamientos elásticos de arena sobre diversas áreas.

En base a los gráficos anteriores se puede relacionar el asentamiento elástico de las zapatas y la presión uniforme externa sobre el suelo mediante la siguiente relación:

$$p_z = C_u \times S_e \quad (\text{II-22})$$

Donde:

C_u = es el coeficiente de proporcionalidad llamado el coeficiente de compresión uniforme elástico del suelo.

S_e = es el asentamiento elástico del plato debido a la presión externa.

A menudo no se toma en cuenta la diferencia entre C_p y C_u ; sin embargo, diremos que siendo S_e S_t se debe cumplir que $C_u = C_p$ en todos los suelos sin excepción.

B-1-1) Dependencia de la forma y área de una cimentación.

Los valores C_u y C_p tendrían valores constantes para cada suelo y serían independientes de las condiciones de la prueba, de la forma y área de cimentación, si los esfuerzos en el suelo bajo la cimentación uniformemente cargada fueran constantes en cualquier punto; de otra manera C_u y C_p dependerán

de la forma y área de la zapata.

Una serie de investigadores estudiaron la variación de C_u ; Sadovsky dió solución al problema. En el caso de una área de contacto circular de un plato rígido y obtuvo la siguiente fórmula:

$$C_u = 1.13 \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{II-23})$$

Además se llegó a la conclusión que bajo el área de contacto del plato rígido, los asentamientos son uniformes pero los esfuerzos bajo la cimentación no son uniformemente distribuidos.

Si la cimentación consiste de un plato flexible, cargado por una presión vertical, entonces los esfuerzos en el suelo bajo la cimentación serán uniformemente distribuidos, pero los asentamientos serán variables. Schleicher, dió una solución para una zapata flexible con base rectangular, mediante la siguiente ecuación:

$$C_u = \frac{C_s}{\sqrt{A}} \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (\text{II-24})$$

Donde:

C_s = Coeficiente que depende de α

$$\alpha = \frac{2a}{2b}$$

a y b son la longitud y ancho de la cimentación.

$$C_s = \frac{\pi \sqrt{\alpha}}{\ln \frac{\sqrt{1+\alpha^2} + \alpha}{\sqrt{1+\alpha^2} - \alpha} + \alpha \ln \frac{\sqrt{1+\alpha^2} + 1}{\sqrt{1+\alpha^2} - 1} - \frac{2}{3} \left[(1+\alpha^2)^{3/2} - \left(\frac{1+\alpha^3}{\alpha} \right) \right]} \quad (\text{II-25})$$

NO hay mucha diferencia entre C_s y C_u que corresponde a una cimentación rígida.

TABLA II-2

α	Cs	C's
1	1.06	1.08
1.5	1.07	
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

Todos los estudios teóricos para hallar el valor de C_u están ampliamente ratificados por investigaciones preliminares, realizadas dentro del rango de presiones menores que el límite de proporcionalidad; después aparecen los asentamientos residuales y el suelo ya no se comporta como un cuerpo elástico.

En la figura (II-14) se observa que la relación entre el asentamiento y \sqrt{A} puede ser considerada directamente proporcional, lo cual está de acuerdo con los estudios teóricos. La tabla II-3 nos dá los valores de C_u en función de áreas de platos rígidos; la figura (II-15) se realizó en base a la tabla anterior.

TABLA II-3

VALORES DE C_u DE ARENA MEDIANA		
Area (cm^2)	C_u (kgr/cm^3)	
	Experimental	Calculado
200	30	30
500	18	18.8
1,000	11.4	13.4
3,000	8.9	7.7
7,500	6.6	4.9

TABLA II-4

VALORES DE UN Cu DE ARCILLAS SATURADA		
Area (m ²)	Cu (kgr/cm ³)	
	Experimental	Calculado
8	2.05	2.2
4	2.5	3.12
2	4.4	4.4

TABLA II-5

VALORES DE Cu PARA LOESS		
Area (m ²)	Cu (kgr/cm ³)	
	Experimental	Calculado
0.81	14.2	14.2
1.40	10.8	10.6
2.00	10.2	9
4.00	8.0	6.4

En base a la ecuación (II-23) se puede obtener una relación entre 2 áreas de cimentación en un mismo suelo, $Cu_2 = Cu_1 \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}$

Se han realizado estudios experimentales en base a ratificar la ampliación de la ecuación anterior. En cimentaciones amplias Cu varía en menor rango que los que se calcula mediante la ecuación anterior; es decir que Cu hallado experimentalmente en varias veces mayor que el calculado por la teoría (ecuación anterior). Este desacuerdo se debe a que las propiedades de un suelo uniforme cambia con la profundidad; con el aumento del área de contacto una mayor profundidad de suelo es afectada por el peso de la cimentación; y por lo tanto, las capas profundas del suelo influyen bastante en el asentamiento.

Para obtener un valor adecuado de diseño es necesario realizar investigaciones especiales de las propiedades

elásticas de los suelos del lugar donde se va a levantar la obra. Sin embargo se puede tomar valores hallados experimentalmente con diversas áreas y están resumidas en la siguiente tabla:

TABLA II-6

VALORES RECOMENDADOS DE C_u PARA DISEÑO		
Características del suelo	Carga permisible sobre el suelo bajo la acción de solo carga estática (kgr/cm^2).	C_u (kgr/cm^3)
Suelos débiles (arcillas limosas con arena, arena limosas y arcillosas)	Hasta 1.5	Hasta 3
suelos de mediana resistencia (arcillas y arcillosas limosas con arena cerca al límite plástico, arenas)	De 1.5 a 3.5	De 3 a 5
Suelos fuertes (arcillas y arcillas limosas con arenas de consistencia dura, grava, grava con arena, loess)	De 3.5 a 5	De 5 a 10
Rocas	Mayor de 5	Mayor de 10

B-2) COEFICIENTE DE COMPRESION NO UNIFORME ELASTICO

Estudios teóricos han llevado a una ecuación que exprese tanto el efecto de las propiedades elásticas del suelo, como el área de cimentación, en el coeficiente de elasticidad del suelo cuando es produce la rotación de la zapata en un ángulo φ además se ha asumido que la pendiente φ de una base rígida difiere muy poco de la pendiente

de una zapata flexible.

Los estudios teóricos se han realizado sometiendo a un plato rectangular a los efectos de un momento M que flecta al plato con respecto al eje y (ver figura II-16).

$$C_{\varphi} = \frac{K_{\varphi} C}{\sqrt{A}} \quad (\text{II-26})$$

$$K_{\varphi} = \frac{2\pi \alpha \sqrt{\alpha'}}{2\alpha^2 \ln \frac{\sqrt{4\alpha^2+1}+1}{\sqrt{4\alpha^2+1}-1} + \sqrt{4\alpha^2+1}-1} \quad (\text{II-27})$$

$$\alpha = \frac{2a}{2b} ; \text{ a y b son dimensiones de la zapata.}$$

$$C = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

Para hallar la relación entre C_u y C_{φ} dividimos la ecuación (II-24) y la (II-27) obteniendo:

$$\frac{C_{\varphi}}{C_u} = \frac{K_{\varphi}}{C_s} \quad (\text{II-28})$$

De esta ecuación se desprende que el coeficiente de elasticidad de un suelo, que relaciona la carga externa con el asentamiento de la cimentación, depende no sólo de las propiedades elásticas del suelo, sino de la forma como se trasmite la carga al suelo.

Los primeros experimentos para verificar los valores teóricos de C_{φ} , fueron realizados en arcillas saturadas con limo y arena; por medio de éstas investigaciones se verificó la diferencia entre C_u y C_{φ} . Hay que hacer notar que antes de estos experimentos se consideraban ambos coeficientes iguales.

En la tabla (II-7) se presentan los valores experimentalmente; notamos en esta tabla, que se verifica la teoría de que C_{φ} disminuye con un aumento en el área. Experimentalmente se estableció que el valor promedio de la relación $\frac{C_{\varphi}}{C_u} = 1.73$

TABLA II-7

VALORES DEL COEFICIENTE DE COMPRESION NO UNIFORME ELASTICOS C_{φ} PARA DIFERENTES SUELOS.

Descripción del suelo	Area de contacto de la cimentación (m ²)	(kgr/cm ³) Cu	(kgr/cm ³) C _φ	$\frac{C_{\varphi}}{C_u}$
Arcillas limosas saturadas de arena	2	4.40	12	2.73
	4	2.50	4	1.60
	8	2.05	3	1.46
Arcilla limosa blanda con algo de arena.	0.5	3.50	3.55	1.02
	1	2.52	3.61	1.44
	1.5	2.11	3.79	1.80
Loess con contenido natural de humedad.	0.81	14.2	25	1.76
	1.40	10.8	17.6	1.63
	2.00	10.2	15.5	1.51
	4.00	8.0	12.9	1.61
Arena saturada densa y fina	4.0	7.5	14.5	1.92
	8.0	5.6	9.5	1.71
	15.0	4.0	9.2	2.30

C) COEFICIENTE DE CORTE ELASTICO DEL SUELO

C-1) COEFICIENTE DE CORTE UNIFORME ELASTICO

Si una cimentación de prueba está sometida a la acción de una fuerza aplicada en el nivel de la base, ocurrirá un deslizamiento en la dirección de la fuerza y dependerá de la misma; después que la fuerza cesa, quedará un desplazamiento residual de la cimentación. Hay que anotar que este deslizamiento no es de ninguna manera diferente al asentamiento producido por la compresión del suelo, de tal manera que es posible considerar que hay una relación lineal entre el deslizamiento de una cimentación y el esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo del área de contacto de la base de cimentación. Esto es:

$$\tau_{av} = c_r \times s'_e \quad (\text{II-29})$$

Donde:

τ_{av} = es el esfuerzo cortante promedio en el suelo.

s'_e = es la parte elástica del deslizamiento total horizontal originado por

c_r = Es el coeficiente de corte uniforme elástico.

Con el objeto de aclarar la dependencia de c_r con respecto al módulo de Young, la relación de Poisson y forma de la base de cimentación, fué usado la solución existente del problema de deformación de un sólido semi-infinito rígido, bajo la acción de una fuerza horizontal aplicada en su superficie. Las soluciones matemáticas llevan a la siguiente relación:

$$c_r = \frac{k_r C}{\sqrt{A}} \quad (\text{II-30})$$

A diferencia de c_s y k_r que dependen solo de las dimensiones de la zapata; k_r depende además de γ ; desde que el valor de γ es mayor en suelos cohesivos que en arenosos c_r será más pequeño en arcillas que en arenas.

De las ecuaciones (II-24) y (II-30) se obtienen:

$$\frac{c_u}{c_r} = \frac{c_s}{k_r} \quad (\text{II-31})$$

TABLA II-7

VALORES DE k_r PARA LA VARIACION DE γ y α ($\alpha = \frac{2a}{2b}$)

γ	α						
	0.5	1	1.5	2	3	5	10
0.1	1.040	1	1.01	1.020	1.050	1.15	1.25
0.2	0.990	0.938	0.942	0.945	0.975	1.05	1.16
0.3	0.926	0.868	0.860	0.870	0.906	0.95	1.40
0.4	0.844	0.792	0.770	0.784	0.806	0.85	0.94
0.5	0.770	0.704	0.692	0.686	0.700	0.732	0.94

La figura (II-17) presenta curvas que relacionan el deslizamiento y las fuerzas horizontales.

Experimentalmente se estableció que con un aumento de presión normal sobre el suelo produce un aumento de C_γ además este valor varía con el tiempo que dura la acción de la fuerza, manteniéndose constante la presión normal. Como ilustración se presentan los gráficos (II-18) y (II-19).

En las investigaciones sobre arenas finas saturadas fig. (II-20), muestra lo mismo que en arcillas limosas plásticas con arena que el valor de C_γ aumenta proporcionalmente con el crecimiento de σ_z sobre el suelo.

El hecho que la magnitud del corte elástico dependa no solo del esfuerzo cortante sino también de la presión normal, indica que la ley de independencia de fuerzas no puede ser aplicado en casos de amplios rangos de variación en la magnitud de cargas externas.

La figura (II-21) muestra valores de C_γ establecido experimentalmente en cimentaciones sobre loess. Esta figura está ploteada en base a asumir que C_γ cambia en proporción inversa con \sqrt{A} (según ecuación II-30); sin embargo ésta ecuación como en la de C_u (ecuación II-24) son válidas solo en cimentaciones pequeñas ya que áreas de base mayor de 10 a 12 m², C_γ no depende del área.

C-2) COEFICIENTE DE CORTE NO UNIFORME ELASTICO (C_ψ).

Si una cimentación está sometida a un momento con respecto al eje vertical, el cual rota alrededor de éste eje. Las pruebas demostraron que el ángulo de rotación ψ de una cimentación es proporcional al momento externo; por lo pronto puede ser escrito:

$$M_z = C_\psi \times J_z \times \psi \quad (\text{II-32})$$

Donde:

M_z = Momento externo que produce la rotación de la base de la cimentación alrededor de un eje vertical un ángulo ψ .

C_{ψ} = Coeficiente de corte no uniforme elástico.

J_z = Momento Polar de inercia del área de la base de contacto de la cimentación.

En la rotación de una cimentación alrededor de un eje vertical la base de la cimentación experimenta un deslizamiento no uniforme; experimentalmente se ha demostrado que su magnitud es algo mayor que C_{γ} .

La tabla II-8 da valores de C_{γ} y C_{ψ} establecidos por pruebas realizadas en una misma cimentación y sobre arcillas limosas plásticas con algo de arena y sobre arenas.

TABLA II-8

VALORES DE C_{γ} Y C_{ψ} PARA DIFERENTES SUELOS Y AREAS DE CIMENTACIONES.

Suelo	Area (m ²)	C_{γ}	C_{ψ}	$\frac{C_{\psi}}{C_{\gamma}}$
Arcillas limo- sas saturadas plásticas con algo de arena.	1.5	1.27	2.72	2.14
	1.0	1.64	2.33	1.42
	0.5	1.88	2.08	1.01
Arenas Saturadas finas	1.0	2.54	3.90	1.54
	4.0	2.20	2.85	1.30
	15.0	1.90	2.20	1.16

El valor promedio de $\frac{C_{\psi}}{C_{\gamma}}$ puede ser asumido igual a 1.5, valor que se utilizará C_{γ} para el diseño.

FIGURA II-1
COMPONENTES DE ESFUERZOS

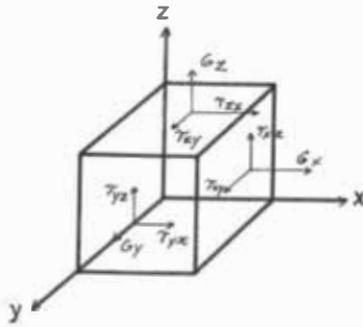


FIGURA II-2-a
RELACION τ - γ EN ARENA

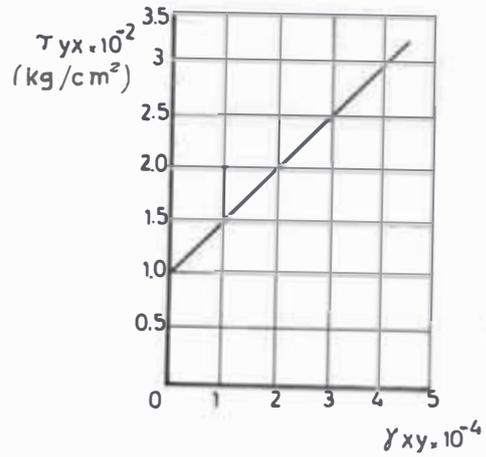


FIGURA II-2-b
RELACION τ - γ EN ARCILLA

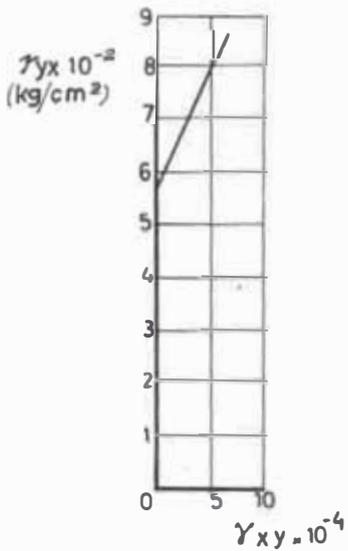


FIGURA II-3
RELACION σ - ϵ (elástica) EN ARCILLA

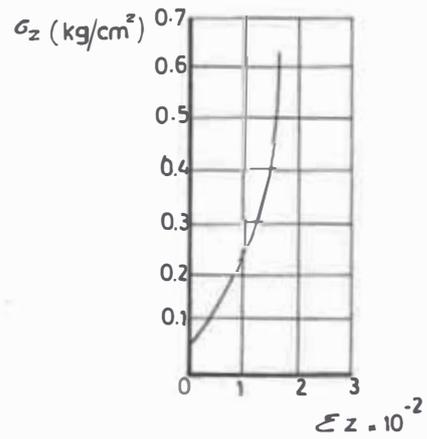


FIGURA II - 4
RELACION σ - ϵ (elástica) OBTENIDA
DE LA CURVA DE HISTERESIS

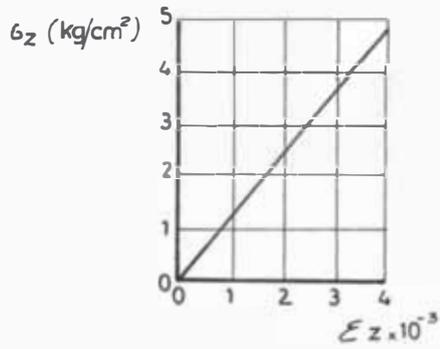


FIGURA II - 5
RELACION ENTRE MODULO DE YOUNG
Y CONTENIDO DE HUMEDAD EN ARENAS

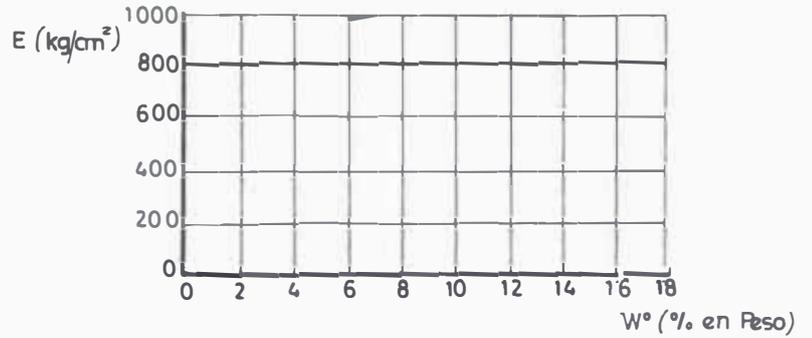


FIGURA II - 6
RELACION E-W PARA ARCILLAS

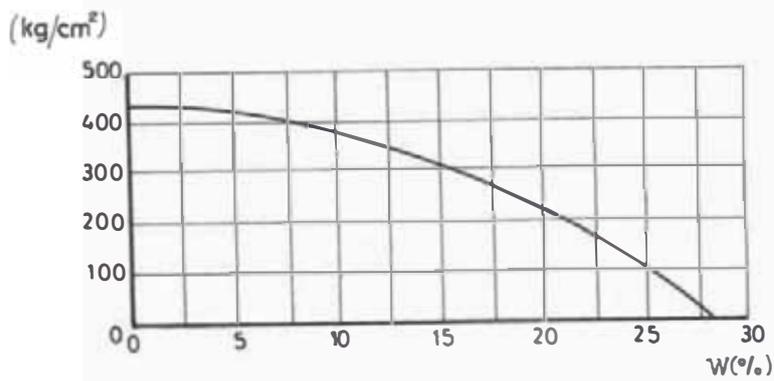


FIGURA II - 7
RELACION E-e PARA ARCILLAS

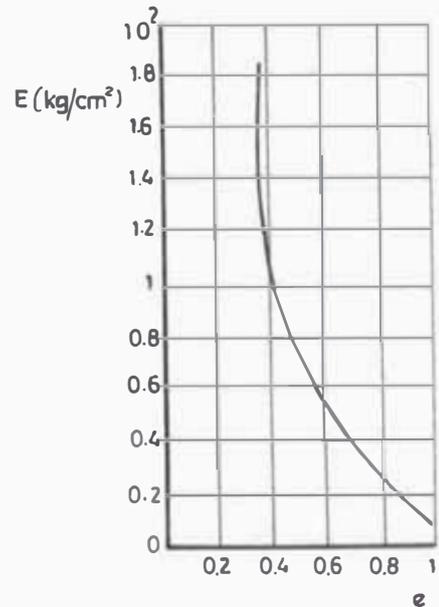


FIGURA II - 8

**RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA EN
UN AREA DE 1 M² SOBRE ARENA**

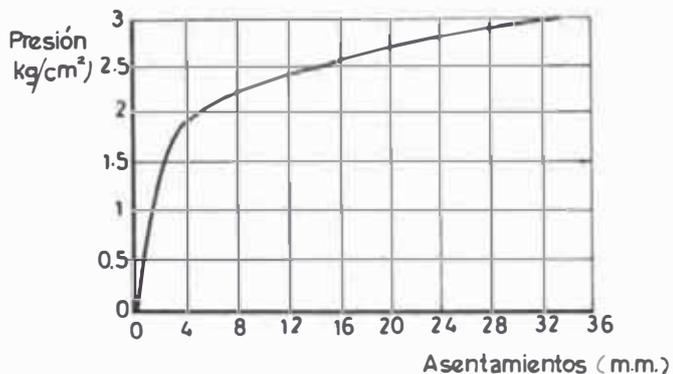


FIGURA II - 9

**RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA EN
UN AREA DE 8 M² SOBRE LOESS**

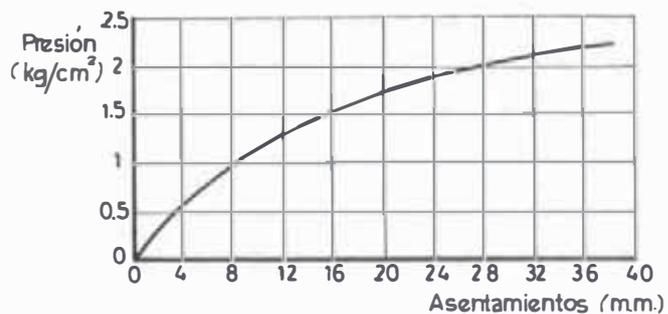


FIGURA II - 10

**RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA EN
UN AREA DE 8 M² SOBRE ARCILLA**

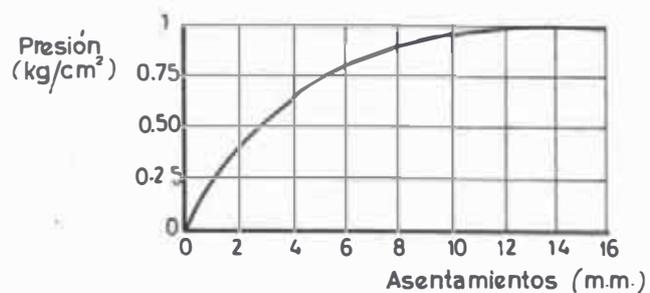


FIGURA II - 11
RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA
EN UN AREA DE 1.4 M² SOBRE LOESS

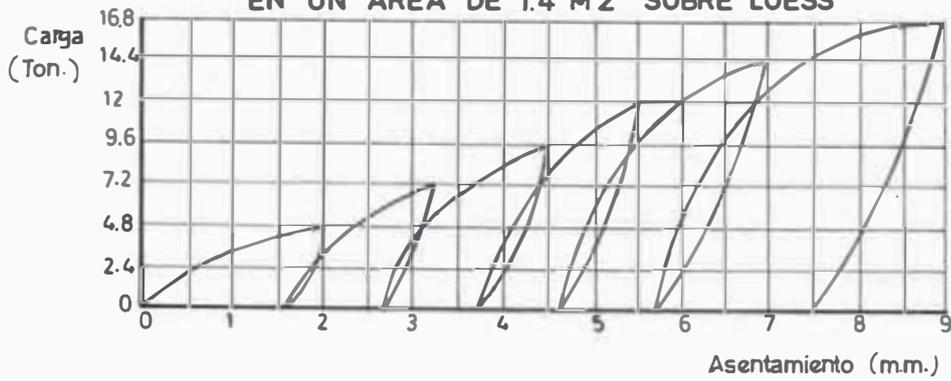


FIGURA II - 12
EVALUACION DE LA CURVA DE
HISTERISIS DE LA FIGURA II - 11

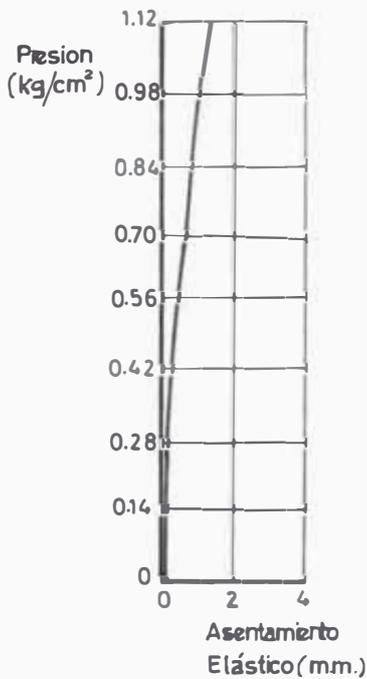


FIGURA II - 13
EVALUACION DE LA CURVA DE HISTERISIS
DE PRUEBAS DE CARGA EN ARENAS SOBRE ZAPATAS

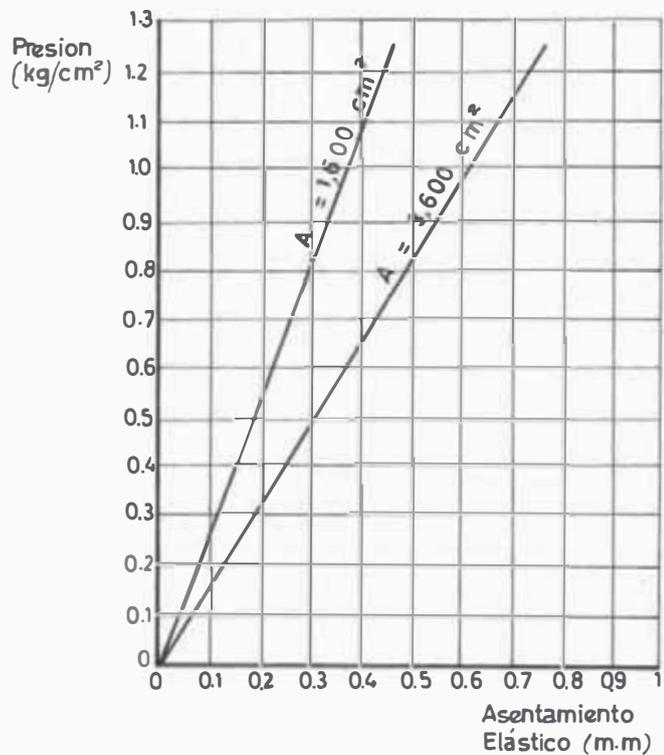


FIGURA II - 14
DEPENDENCIA DE LOS ASENTAMIENTOS
SOBRE EL AREA CARGADA

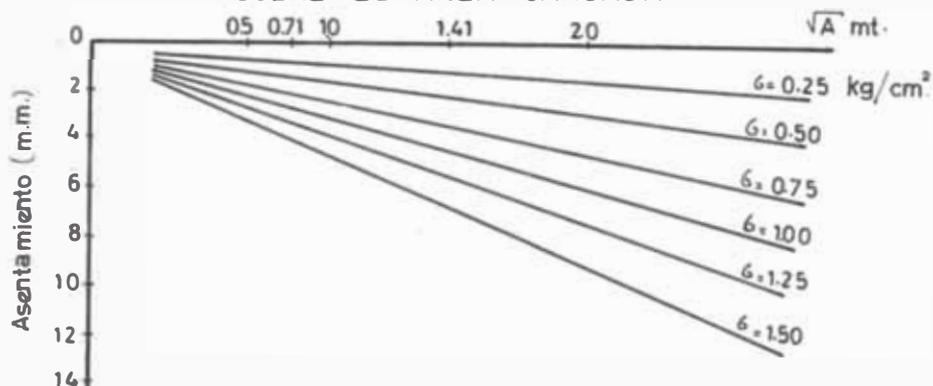


FIGURA II - 15
DEPENDENCIA DE C_u
SOBRE EL AREA CARGADA

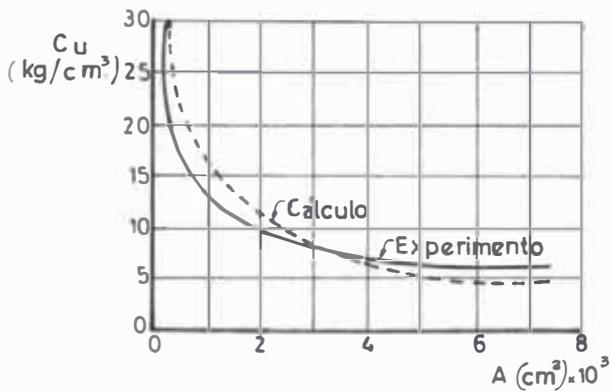


FIGURA II - 16
PLATO CARGADO QUE CAUSA
UNA COMPRESION NO UNIFORME

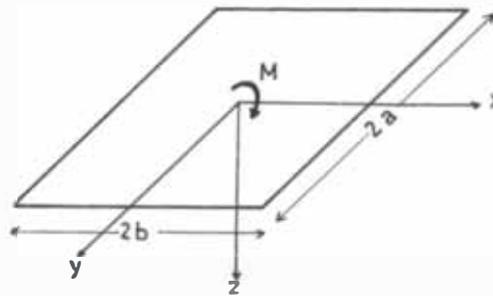


FIGURA II - 17
RESULTADO DE UNA PRUEBA DE CARGA
HORIZONTAL SOBRE LIMO SATURADO

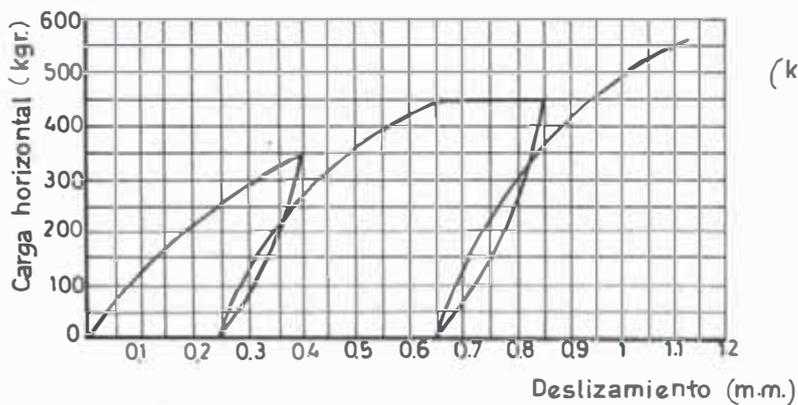


FIGURA II - 18
VARIACION DE C_τ EN UN AREA DE
1 M² SOBRE ARCILLA DURANTE
UNA PRUEBA DE CARGA

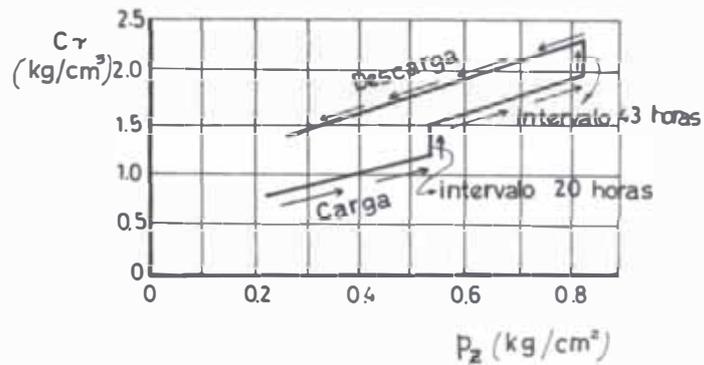


FIGURA II - 19
VARIACION DE C_{τ} DURANTE UNA PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL SOBRE LOESS

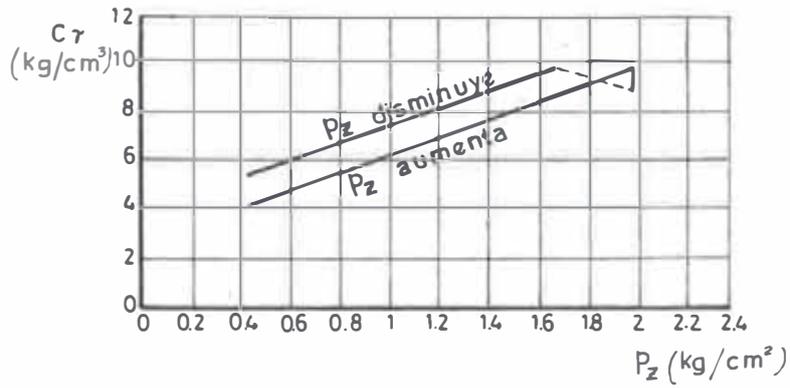


FIGURA II - 20
VARIACION DE C_{τ} EN UNA PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL SOBRE UN AREA DE 4 M² EN ARENA SATURADA

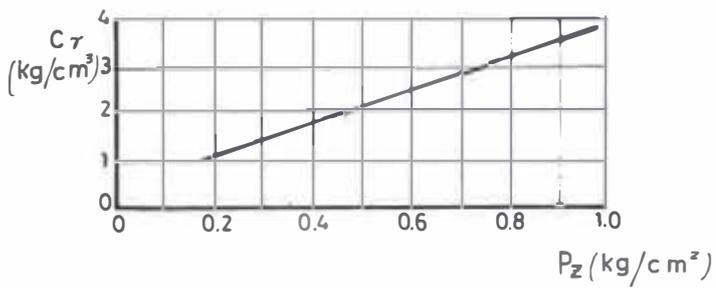
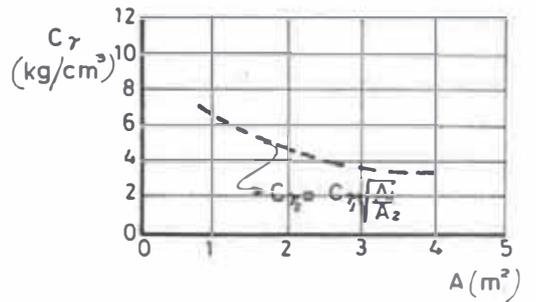


FIGURA II - 21
DEPENDENCIA DE C_{τ} SOBRE EL AREA CARGADA EN LOESS



III) RESISTENCIA ELASTICA Y PLASTICA EN LAS CIMENTACIONES

A) HIPOTESIS DEL MECANISMO DE FALLA EN LA ROTURA DEL SUELO.

A-1) ESTADO GENERAL DE EQUILIBRIO PLASTICO

Se dice que un suelo está en estado de equilibrio plástico, según Rankine, si cada uno de los puntos de la masa se encuentra al borde de la rotura. En las investigaciones realizadas se analizó los estados de tensión en la rotura que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semi-infinita de suelo, debido solo a su propio peso.

Los estados generales de equilibrio plástico están representadas en las figuras (III-1) y (III-2); en la que AB representa la superficie horizontal de una masa semi-infinita de arena, sin cohesión, de peso unitario γ , siendo E un prisma de arena, de base unitaria y de altura z ; como el prisma es simétrico respecto a cualquier plano vertical, la presión normal p_v en la base es igual a γz . Las presiones p_h son normales a las caras verticales; éstas 2 tensiones son principales.

Cuando se realizan ensayos de compresión triaxial, las condiciones de tensión en el plano de la rotura pueden determinarse en forma más rápida por el círculo de Mohr. En el caso de arenas en la que la cohesión es igual a cero, se ha demostrado en el círculo de Mohr que la relación entre dos tensiones principales no debe exceder el valor de $N\phi$.

$$\frac{p_1}{p_2} \leq N\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (\text{III-1})$$

Siendo p_1 y p_2 tensiones principales en la que $p_1 > p_2$; ϕ es el ángulo de fricción interna.

Utilizando la relación (III-1) para fijar las dos tensiones del equilibrio plástico se tiene:

$$\frac{p_h}{p_v} = K \quad (\text{III-2})$$

El valor de K puede tomar hasta 3 valores: K_0 llamado el coeficiente de la presión lateral de las tierras en reposos; K_A y K_P que se verán a continuación.

A-1-1) Estado activo de Rankine.

Este estado se produce cuando el suelo se expande y el valor de K_0 disminuye hasta alcanzar el valor de K_A , llamado el coeficiente de empuje activo de la tierra.

Combinando las expresiones (III-1) y (III-2) y sabiendo que el plano principal menor es el horizontal se tiene:

$$K_A = \frac{p_R}{p_V} = \frac{1}{N\phi} = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (\text{III-3})$$

Para explicar el esquema de la superficie de deslizamiento recurrimos a lo demostrado en el círculo de Mohr, correspondiente a un ensayo de compresión triaxial; allí se determina que el ángulo α que hace el plano de deslizamiento con el plano principal es igual a $45^\circ + \phi/2$. En el caso específico tratado corresponde esta misma situación (Ver fig. III-1).

A-1-2) Estado pasivo de Rankine.

Cuando se comprime el suelo el valor de K aumenta hasta alcanzar el valor de K_P ; a este valor se le denomina el coeficiente de empuje pasivo de la tierra; y al estado de tensión, estado pasivo de Rankine. En este caso el plano horizontal, es el plano principal mayor y por eso se tiene:

$$K_P = \frac{p_R}{p_V} = N\phi = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (\text{III-4})$$

Con respecto al deslizamiento, el plano de tensión vertical, que es el menor, hace un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la dirección del deslizamiento, de lo que se infiere que hará un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

A-2) ESTADOS LOCALES DE EQUILIBRIO PLÁSTICO

El estado general de equilibrio plástico se produce

cuando todo el material de la masa semi-infinita es sometido, ya sea a una expansión ó contracción; en un estado real no es posible producir un estado tal de equilibrio, esto sólo puede producirse por fenómenos geológicos.

El efecto de desplazamiento de muros, produce efectos solo en las cercanías donde se produjo el fenómeno; ó sea que en una zona se opera el equilibrio plástico, manteniéndose lo restante en equilibrio elástico. La forma de porción de suelo que se encuentra en equilibrio plástico, así como su estado de tensión dependen de:

- Condiciones de deformación.
- Condiciones de borde. O sea las características de la superficie en contacto.

Para estudiar los estados locales de equilibrio plástico se ha experimentado con arena contenida en una caja rectangular.

A-2-1) Estado activo local.

a)- Condiciones de borde.- Cara y fondo de caja lisa.

- Condición de deformación.- Desplazamiento de la cara 1 - 2 a 1' - 2' en una distancia d_1 . Cualquier movimiento adicional produciría el desplazamiento de partículas en las direcciones de líneas punteadas.

b)- Condiciones de borde.- Cara lisa pero fondo rugoso.

- Condición de deformación.- Desplazamiento de la pared de 1-2 a 1' - 2' cualquier movimiento adicional produciría estado de equilibrio plástico sólo en la cuña 1-2-3; el deslizamiento sería a lo largo del plano 1-3 que hace con la horizontal un ángulo de $45^\circ + \phi/2$.

A-2-2) Estado Pasivo local.

a)- Condición de borde.- Cara y base lisa.

- Condición de deformación.- Se empuja la pared contra la arena, tan pronto como se alcanza el desplazamiento $d_2(1-2 \text{ a } 1'-2')$ se ha llegado al estado pasivo de Rankine.

b)- Condición de borde.- Cara lisa y borde rugoso.

- Condición de deformación.- Cuando se produce el desplazamiento de la pared de 1-2 a 1'-2', la cuña 1-2-3 está en equilibrio plástico, cualquier movimiento adicional, la cuña se desplazaría a través del plano de deslizamiento 1-3 que hace

un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

B) RESISTENCIA EN LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CARGA VERTICAL y EXCENTRICA.

B-1) ESTADO DE EQUILIBRIO PLASTICO DEL SUELO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

En base a investigaciones realizadas con respecto al equilibrio plástico, originadas debajo de zapatas continuas poco profundas, se ha llegado a un determinado mecanismo de falla que tiene ciertas variantes con respecto a la adherencia entre la base de la zapata y el suelo.

B-1-1) Zapata de base lisa.

En este caso el suelo falla en forma plástica en la región abcba, esta zona puede ser dividida en 5 zonas.(ver fig. III-5).

La zona I se encuentra en el estado activo de Rankine y la zona III en el estado pasivo de Rankine; esto se deduce ya que los esquemas de deslizamiento coinciden con los de la figura III-1 y III-2; de tal manera que los límites de la zona del estado activo forma un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal, y la zona de estado pasivo un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

Entre la zona I y III se localiza la zona II, llamada zona de corte radial; porque su esquema de deslizamiento está constituido por líneas radiales cuyo origen se encuentra en la arista exterior de la base de fundación; estas líneas son casi rectas, en cambio la zona de deslizamiento del estado pasivo se asemejan a espirales logarítmicas.

En la figura III-5, parte derecha se observa como se deforma el suelo en la zona plástica; la zona I se expande horizontalmente; mientras que la zona III es lateralmente comprimido y su superficie se levanta.

B-1-2) Zapata de base rugosa.

Cuando la base es rugosa la fricción y la adherencia con el suelo impide la expansión de la zona d.c. e.(ver

fig. III-6); lo cual indica que ésta zona permanece en estado elástico y penetra en el suelo junto con la zapata. Las caras inclinadas de la cuña d.c.e. son planos radiales que forman un ángulo ϕ con la horizontal. Las observaciones que se han hecho están objetivizadas en la fig. III-6.

B-2) RESISTENCIAS DE CIMENTACIONES BAJO CARGAS VERTICALES

B-2-1) Hipótesis de Terzaghy

La superficie de falla según Terzaghy (ver fig.III-7) tiene las siguientes consideraciones:

- Está basada en experiencias realizadas en cimentaciones cuya longitud es mucho mayor que el ancho; ya que en esta situación se produce una deformación plana, por esta razón al aplicarse en cimentaciones rectangulares, cuadradas ú otras formas se han introducido coeficientes empíricos basados en observaciones y ensayos.

- La cimentación debe ser simétrica, incluyendo las cargas axiales y debe apoyarse en un terreno homogéneo.

- Se desprecia la resistencia al cortante del suelo arriba del nivel de la base de la cimentación.

- Cuando la cimentación está bajo la napa freática, se considera el peso específica sumergido para los efectos del cálculo.

- Para calcular la capacidad de carga de zapatas con base rugosa se ha supuesto que la porción del suelo d.c.e. no puede penetrar en el terreno sin que primero sus caras adyacentes dc-ce alcancen la presión pasiva del suelo colindante, (experimentalmente se ha encontrado que en zapatas con cargas uniformes la rotura del suelo se produce por rotación de la zapata.

La figura III-6 ilustra como se produce la rotura del suelo, el peso del suelo encima de la cota de cimentación se representa por la carga uniforme γd_f .

Cuando se produce la rotura del suelo, la presión total sobre cada una de las caras dc-ce es igual a la resultante entre el empuje pasivo y la cohesión C_a .

Despreciándose el peso de la cuña, dce para producirse el equilibrio debe cumplirse:

$$Qd = 2 Pp + 2 Ca \text{ sen } \phi \quad (\text{ III-5 })$$

$$Ca = C \times \bar{C}e$$

$$Qd = 2 Pp + BC \text{ tg } \phi \quad (\text{ III-6 })$$

Donde:

Pp : Representa el empuje pasivo que se requiere para producir el deslizamiento sobre abc.

C : Cohesión del material.

El empuje pasivo se puede descomponer en 3 partes:

Pp_γ : Representa la resistencia debido al peso de la masa abcd.

Pp_c : Resistencia debido a la cohesión.

Pp_q : Resistencia debido a la sobrecarga.

La expresión III-6 se convierte en:

$$Qd = 2 (Pp_\gamma + Pp_q + Pp_c) + BC \text{ tg } \phi$$

Terzaghy a partir de la fórmula anterior llegó a la siguiente expresión para cimientos largos y delgados:

$$Qd = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma + \gamma d_f BN_q + BC N_c \quad (\text{ III-7 })$$

Los coeficientes N_γ , N_q y N_c se denominan factores de capacidad de carga, son adimensionales y sólo dependen de éstos coeficientes que corresponden a la ecuación III-7 están ilustrados en la figura III-7

$$N_\gamma = \frac{T_g \phi \times K_p}{2 \cos^2 \phi} \quad (\text{ III-8 })$$

$$N_c = c T_g \phi \left[\frac{\alpha^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} - 1 \right] \quad (\text{ III-9 })$$

$$N_q = \frac{\alpha^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} \quad (\text{ III-10 })$$

$$\alpha = e^{(\frac{3}{4} \pi - \phi/2) T_g \phi} \quad (\text{ III-11 })$$

En la fórmula (III-8) K_p es el coeficiente de

presión pasiva para suelos cohesivos y depende del ángulo de rugosidad δ de la superficie de deslizamiento: en éste caso: $\delta = \phi$

El suelo falla de acuerdo a la figura III-6, solo cuando es denso ó resistente; a ésta situación se denomina rotura general por cortante, en cambio, cuando el suelo es suelto ó blando la cimentación se hunde, antes que el estado de equilibrio plástico se extienda más allá del bb' y se produce la rotura local por corte.

Para el caso de rotura general rige la ecuación (III-7); la misma ecuación rige para la rotura local con la diferencia que se usa $C' = \frac{2}{3} C$ y $\text{tg } \phi' = \frac{2}{3} \text{tg } \phi$

La ecuación III-7 está basada en la suposición de que la cimentación tiene una longitud infinita y un ancho B ; con la cual limita el problema de la capacidad soportante a 2 dimensiones. Cuando la longitud y el ancho de la cimentación tienen valores cercanos ó iguales, la capacidad soportante involucra corte en tres dimensiones; sin embargo para el estudio de tales cimentaciones no se ha considerado ésta condición de corte, sinó se ha estudiado modelos de cimentaciones; en base al comportamiento de estos modelos se han considerado otros coeficientes en la ecuación III-7:

Cimentación cuadrada:

$$Q_d = B^2 (1.3 C N_c + \gamma d_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma) \quad (\text{III-12})$$

Cimentación circular:

$$Q_d = \pi R^2 (1.3 C N_c + \gamma d_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma) \quad (\text{III-13})$$

La capacidad soportante de los suelos granulares varía principalmente con la densidad relativa, la cual es determinada por las pruebas de penetración standard; ésta prueba se utiliza también para hallar el ángulo de fricción ϕ (ver fig. III - 8); de estos ensayos se han deducido las siguientes fórmulas empíricas para hallar la capacidad soportante en suelos granulares.

Para cimentación cuadrada:

$$q_u = 2 N^2 B R_w + G (100 + N^2) d_f R_w \quad (\text{III-14})$$

Para cimentaciones largas:

$$q_u = 3 N^2 B R_w + 5 (100 + N^2) d_f R'_w \quad (\text{III-15})$$

Donde:

q_u , es la presión en el fondo de la cimentación, sin considerar al peso del suelo que rodea a la cimentación.

N , es la resistencia a la penetración standard; ó sea el número de golpes por pié de penetración.

R_w y R'_w , sin factores de corrección por la posición del nivel de agua, (ver figuras III-9)

La capacidad soportante de los suelos arcillosos depende principalmente de su consistencia (resistencia al cortante). La consistencia puede ser determinada por la prueba de penetración standard (para proyectos pequeños), por pruebas de compresión de muestras no confinadas, tomadas dentro de los tubos Shelby (para proyectos de regular en vergadura) y por ensayos triaxiales de muestras inalteradas (para proyectos grandes).

Skempton basado en sus experimentos sobre arcillas, sujetas a la aplicación de cargas instantáneas y considerando $\phi = 0$ llegó a la siguiente ecuación:

$$q = C N_c + \gamma d_f \quad (\text{III-16})$$

Donde:

N_c , difiere del valor del gráfico de Terzaghy (ver fig. III-10).

B-3) RESISTENCIA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CARGAS EXCENRICAS.

Para el análisis de zapatas cargadas excentricamente se introduce el concepto de ancho útil; por medio del cual se considera que el área contribuyente de la zapata es simétrica respecto a la carga excéntrica (ver figura III-11-a).

Para efectos del diseño, la capacidad soportante de la zapata será determinada suponiendo que la carga está aplicada en el centroide y luego afectarlo por un coeficien-

te de reducción R_e , que dependerá de la excentricidad (ver fig. III-11-b).

C) RESISTENCIA EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS BAJO CARGA VERTICAL.

C-1) HIPOTESIS DE MEYERHOF

Meyerhof considera la resistencia al cortante del suelo que está encima del nivel de cimentación para los efectos del cálculo de la resistencia de la cimentación, en esta consideración estriba la diferencia fundamental de la hipótesis de Terzaghy, manteniéndose los otros principios iguales al de éste.

Para las franjas largas de cimentación se extiende la superficie de falla en forma de una espiral logarítmica a través del suelo que está encima del nivel de cimentación.

En la figura (III-12-a) se aprecian los esfuerzos p_o y s_o que actúan en B, E, estos esfuerzos se tomarán en cuenta cuando se realiza el equilibrio de la cuña B, E, F, el valor de p se sustituye después en la ecuación.

$$q_d = C N_c + p_o N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (\text{III-17})$$

Esta fórmula no se usa ordinariamente debido a que su aplicación es complicada; sin embargo, se hacen algunas implicaciones, como por ejemplo en suelos no cohesivos se usan el valor $N_{\gamma q}$, que depende de N_q y N_γ , esto con el objeto de no calcular los esfuerzos p_o y s_o , en la superficie libre equivalente, de tal manera que la ecuación (III-17) se reduce a:

$$q_d = \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma q} \quad (\text{III-18})$$

Los valores de $N_{\gamma q}$ dependen del coeficiente del empuje de tierra (K_s) (ver figura III-13).

Meyerhof, también dió la solución para cargas excéntricas con el criterio del ancho útil, ya tratado en (B-3). Si la base es lisa el suelo puede fluir plásticamente bajo la cimentación, conforme esta se hunde en el suelo y el valor de $N_{\gamma q}$ que se debe usar es 1/2 del valor obtenido para bases

rugosas. Para los casos de cimentaciones rectangulares cuadradas ó circulares, la ecuación de Meyerhof se afecta del coeficiente λ (λ varía con ϕ).

$$q_d = \frac{\gamma B}{2} \lambda N_{\gamma} q \quad (\text{III-19})$$

Los valores de λ se pueden hallar en la figura (III-14).

Para suelos cohesivos como las arcillas $\phi = 0$, se usan los valores N_c de Skempton (fig. III-10)

La capacidad soportante de pilote en un suelo firme fue presentado por Terzaghy- Peck en las siguientes ecuaciones estáticas:

Para pilotes circulares:

$$Q_u = \pi R^2 (1.3 C N_c + \gamma d_f N_q + 0.6 \gamma R N_{\gamma}) + 2\pi R d'_f S \quad (\text{III-20})$$

Para pilotes cuadrados :

$$Q_u = 4R^2 (1.3 C N_c + \gamma d_f N_q + 0.8 \gamma R N_{\gamma}) + 0.8 R d'_f S$$

Donde:

R = Radio de un pilote circular ó la mitad de un pilote cuadrado.

d_f = Profundidad del pilote.

d'_f = Longitud de fricción en el estrato donde descansa la carga.

S = Valor del cortante último promedio del suelo.

Cuando se calculan los valores de ϕ y C , se asume que el suelo no se va a afectar por el hincado.

La capacidad soportante de cajones se halla con las siguientes ecuaciones:

Para suelos granulares:

$$q_u = 4 N^2 B R_w + 12 (100 + N^2) d_f R_w \quad (\text{III-21})$$

Para suelos cohesivos :

$$q_u = C N_c \quad (\text{III-22})$$

D) RESISTENCIA BAJO FUERZAS HORIZONTALES

La resistencia de un suelo contra las fuerzas horizontales está dada por la resistencia pasiva del suelo y la resistencia friccionante. La existencia de las fuerzas horizontales no proscriben las verticales que siempre existen, esta acotación se hace debido a que los criterios para hallar la capacidad soportante de suelos bajo fuerzas horizontales, involucra las fuerzas verticales.

Jambu, amplió la hipótesis de Terzaghy cuando existían fuerzas horizontales y adicionó el factor N_h , llegando a la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_v + N_h Q_R}{A} = c N_c + \gamma d_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (III-23)$$

Los factores de carga de ésta fórmula se pueden hallar en la figura III-15.

Meyerhof, estudió la capacidad soportante bajo cargas inclinadas. Este estudio se puede asimilar al de fuerzas horizontales, descomponiendo la carga inclinada en una fuerza vertical y otra horizontal.

$$\frac{Q_v}{A} = R_i q \quad (III-24)$$

Donde:

R_i = Es el factor de reducción (ver fig. III-16)

q = Capacidad soportante bajo carga vertical.

E) INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO EN LA RESISTENCIA DE LAS CIMENTACIONES

E-1) COHESION

Es una propiedad de los suelos finos, tanto en el estado elástico como en el plástico que permite resistir tensiones tangenciales ó de corte.

La cohesión en las partículas no es debido a la atracción molecular, sino a la resistencia al corte de las capas adsorbidas.

Como se sabe la superficie de toda partícula lleva una carga eléctrica negativa que depende principalmente de sus características mineralógicas, las manifestaciones físicas y químicas de dicha superficie constituyen la actividad de su-

perficie del mineral. En la naturaleza toda partícula de suelo está rodeada de agua, cuyas moléculas están polarizadas, la carga negativa de la superficie del suelo atrae a los iones positivos (hidrógeno) , las moléculas de agua situada dentro de la zona de influencia de los fenómenos de superficie, constituye lo que se llama la capa absorbida de la partícula; dentro de esta capa las propiedades de ésta agua son diferentes a la que tendría dicha agua normalmente y a la misma temperatura, se ha estudiado que cuando el contenido de humedad de un suelo muy fino saturado disminuye por consolidación ó evaporación superficial, el volumen de vacíos ocupado por el agua disminuye mientras que el volumen ocupado por las sustancias absorbidas permanece constante; por consiguiente la cohesión aumenta al disminuir el contenido de humedad.

E-2) ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

Para la investigación de la resistencia al corte de los suelos se utilizan los llamados ensayos de corte; para lo cual se utilizan el aparato de corte directo ó caja de corte, el aparato anular de corte y el aparato triaxial.

Las condiciones de la muestra del suelo determinan el tipo de aparato a usar y la forma como se van a ir aplicando las cargas. En estos ensayos se somete la muestra a una presión normal, se mide la fuerza de corte. La relación entre las dos fuerzas anteriores nos dá un valor $T_g \phi$, llamado coeficiente de fricción interna y al ángulo ϕ , ángulo de fricción interna.

E-2-1) Ángulo de fricción en arena.

Entre los factores que hacen variar ϕ en arenas tenemos:

a) Compacidad.- Esta propiedad influye bastante en el ángulo de fricción ya que una alta compacidad, produce una fuerte trabazón entre los granos y por lo tanto el ángulo ϕ aumenta.

b) Forma de los granos.- Los granos angulosos se traban mejor que los granos redondeados, ya que estos se deslizan más fácilmente.

c) Granulometría.- No es muy importante sin embargo una arena bien graduada S_w tiene un valor más alto de ϕ que una arena uniforme S_p constituida por partículas de tamaños similares.

d) Relación de vacíos.- Experimentalmente se ha comprobado que la variación en la relación de vacíos que se origina por corte, depende de la carga vertical y de la densidad relativa de la arena.

e) Densidad relativa.- El estado de densidad de los suelos arenosos, está expresada numéricamente por medio de la densidad relativa.

$$D_r = \frac{e_o - e}{e_o - e_{\min.}} \quad (\text{III-25})$$

Donde:

e_o = Relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.

$e_{\min.}$ = Relación de vacíos en su estado más denso.

e = Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

La densidad relativa debe estimarse con los ensayos normales de penetración.

B-2-1-1) Angulo de fricción en arena seca.

De los resultados de corte directo en arenas, se ha graficado las presiones normales p y las tensiones tangenciales S ; el resultado fué una recta.

$$S = P \operatorname{tg} \phi \quad (\text{III-26})$$

Para arenas densas, la relación dá una línea ligeramente curva pero para propósitos prácticos se desecha dicha curvatura. Para arena suelta el ángulo de fricción es aproximadamente igual al ángulo de reposo.

Valores de ϕ para arena seca.

Tipo de arena	Uniforme (grano redondeada)	Bien graduada (grano angular)
1) Suelta	28.5°	34°
2) Densa	35°	46°

Cuando los granos de arena están unidos por algún cementante; la resistencia al corte está dado por

$$S = C + p \operatorname{Tg} \phi \quad (\text{III-27})$$

El ángulo ϕ es aproximadamente igual al de la misma arena cuando no tiene cohesión siempre que tengan la misma relación de vacíos.

E-2-1-2) Ángulo de fricción en arena saturada

Para presiones normales que tengan valores ordinarios, el esfuerzo de corte produce una disminución de vacíos en arenas sueltas, disminuyendo también su volumen; y en arenas densas un aumento de vacíos por lo tanto un aumento de volumen, a este fenómeno se llama dilatancia.

En arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una cohesión aparente, que lo hace aparecer resistente aún bajo cierta presión normal. Al aumentar el grado de saturación de la arena disminuyen los efectos capilares, que llegan a anularse cuando la saturación toma valores altos, para que el aire contenido en los vacíos existan solo en burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permiten la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo.

Los resultados de ensayo de corte lento sobre muestras saturadas son idénticas a los que se obtienen con la misma arena seca a igual densidad relativa, con la diferencia de que el ángulo de fricción de arena saturada puede ser de 1° a 2° más pequeña que la arena saturada.

En arenas saturadas se cumple la siguiente ecuación:

$$S = (P - u_w) \operatorname{Tg} \phi \quad (\text{III-28})$$

Siendo u_w la presión del agua en los poros o presión neutra.

E-2-1-3) Relación de vacíos y licuación de arenas.

Ya ha quedado establecido de que la deformación bajo esfuerzo cortante, en las arenas sueltas disminuye su

volumen y en arenas densas aumenta; de tal manera que existe teóricamente un valor de la relación de vacíos; en la cual la arena no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante, a ese valor se llama relación de vacíos crítica. Para lograr éstas, con condiciones en el laboratorio, no es recomendable realizar la prueba de corte directo sino la de compresión triaxial, cuando se trabajan con arenas saturadas los valores obtenidos en el laboratorio no son constantes para cada tipo de arena sino que dependen de varios factores entre los cuales se cuentan:

El estado de esfuerzo a que está sometida la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzo; éstas son las razones por las cuales es más apropiado denominar intervalo crítico de la relación de vacíos.

La importancia de la relación de vacíos crítica es notoria cuando se estudia la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. En arenas finas de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones ocurren en caso de sollicitaciones muy rápidas, si la arena es compacta ó densa tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y también su relación de vacíos. Esto hace que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si la absorción no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión intersticial menor que la inicial, aumentando por lo tanto la diferencia ($\Delta - u_w$) con lo cual aumenta la resistencia al cortante, en cambio si la arena es suelta y se deforma aplicando cargas rápidamente ocurre el fenómeno contrario y por lo tanto la arena disminuye su resistencia al cortante.

La disminución instantánea del cortante hasta cerca a cero se denomina licuefacción, en la cual la capacidad de carga es practicamente igual a cero.

Algunos investigadores concluyen con que si la

relación de vacíos era mayor que la crítica, la arena puede fluir pero esto no ha sido corroborado en el laboratorio, ya que si se produce el fenómeno anteriormente mencionado, la resistencia al corte considerado rápido es menor que la resistencia al corte lento pero nunca se ha llegado a cero. Si la relación de vacíos es menor que la crítica, la arena está generalmente suelta y cometida a una presión baja; ésta arena puede fluir fácilmente bajo un choque ó sismo; en caso de arenas saturadas puede comenzar a escurrir cuando su $d_r < 0.4$ ó 0.5 .

Experimentalmente se ha demostrado que la intensidad de alteración que se requiere para licuefactar una arena suelta es distinta para los diferentes tipos de arena; las arenas más inestables que se han encontrado hasta el presente están constituídas principalmente por granos redondeados de tamaño efectivo < 0.075 mm.; coeficiente de uniformidad < 5 y porosidad $\leq 44\%$.

Las arenas finas y los limos gruesos son difíciles de encontrar y están propensos a licuefactarse si haber recibido efectos exteriores; en cambio, las arenas sueltas ordinarias tienen que recibir cargas exteriores (choque-sismo).

Las características granulométricas de las arenas inestables y estables difieren un poco.

E-2-1-4) Posición de la napa freática.

La posición que la napa freática ocupa con respecto al plano de fundación, tiene influencia tanto en la capacidad de carga a rotura, así como su asentamiento en las arenas. Así por ejemplo, si la napa freática sube una cota que corresponde a la profundidad activa hasta la base de la zapata, el peso unitario efectivo del suelo de la napa se reduce en un 50 % y como consecuencia disminuye también aproximadamente en el mismo porcentaje el coeficiente de seguridad con respecto a un hundimiento por rotura de la zapata, y el asentamiento casi se duplica.

E-2-2) Angulo de fricción del limo y de la arena limosa.

Para éstos suelos las relaciones entre la presión normal

y la resistencia al corte son similares a la de la arena. Siendo ϕ_s ó sea en corte lento de 27° a 30° en estado suelto, y de 30° a 35° para el estado denso.

Sin embargo, debido a la baja permeabilidad de estos suelos, cuando están saturados suelen romper en condiciones similares a las que existen cuando se realizan ensayos consolidados rápidos. Obteniendo así ϕ_{cq} valores entre 20° y 22°, llegando a veces hasta 17°.

E-2-3) Angulo de fricción en arcilla.

a) Amasada.- Si el contenido inicial de humedad de una arcilla amasada se halla cerca del límite líquido, la resistencia al corte lento y al corte consolidado rápido aumenta en proporción directa con la presión en la superficie de deslizamiento.

$$S = P \operatorname{tg} \phi_s \quad (\text{III-28})$$

$$S = P \operatorname{tg} \phi_{cq} \quad (\text{III-29})$$

ϕ_s varía entre 28° a 30°, algunas veces llega a 20°.

ϕ_{cq} varía entre 14° a 20°, algunas veces llega a 12°.

b) Estratos naturales.- Las relaciones entre presión y resistencia al corte que se obtiene ensayando nuestras inalteradas, son muy similares a las que existen para muestras preconsolidadas de la misma arcilla, cuando ha sido amasada.

Sin embargo para una presión de preconsolidación dada y una cierta carga normal la relación que existe entre el valor máximo y el valor final es mayor para las arcillas inalteradas que para las amasadas.

FIGURA III - 1
ESTADO ACTIVO DE RANKINE

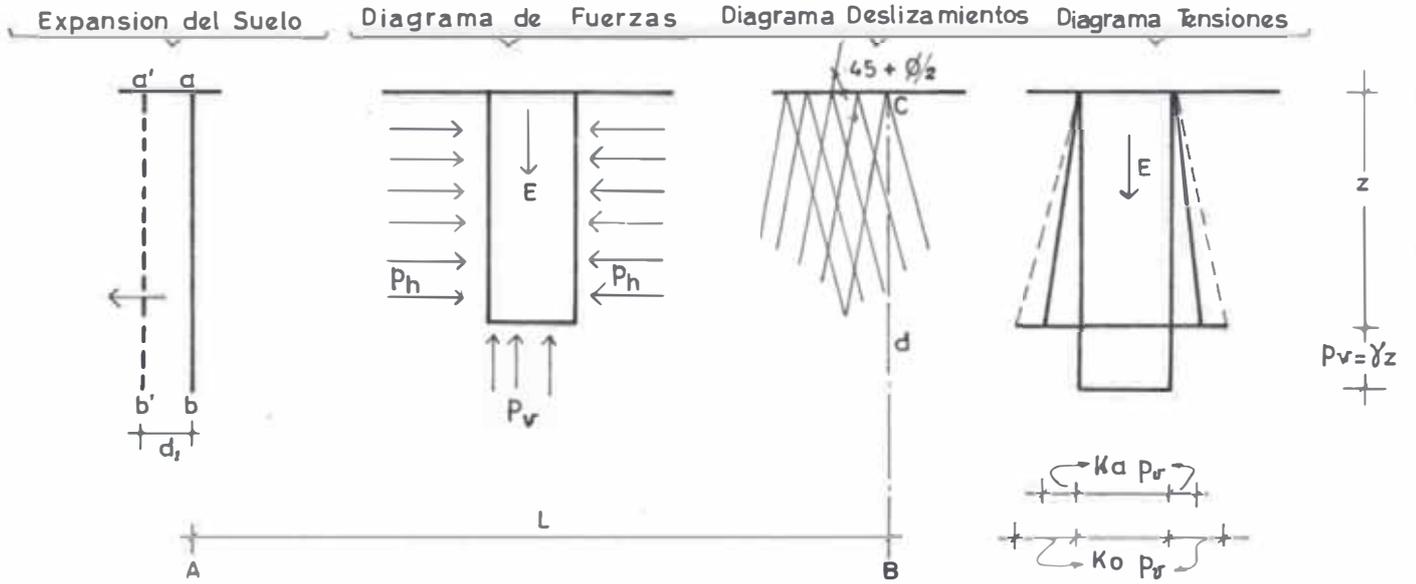


FIGURA III - 2
ESTADO PASIVO DE RANKINE

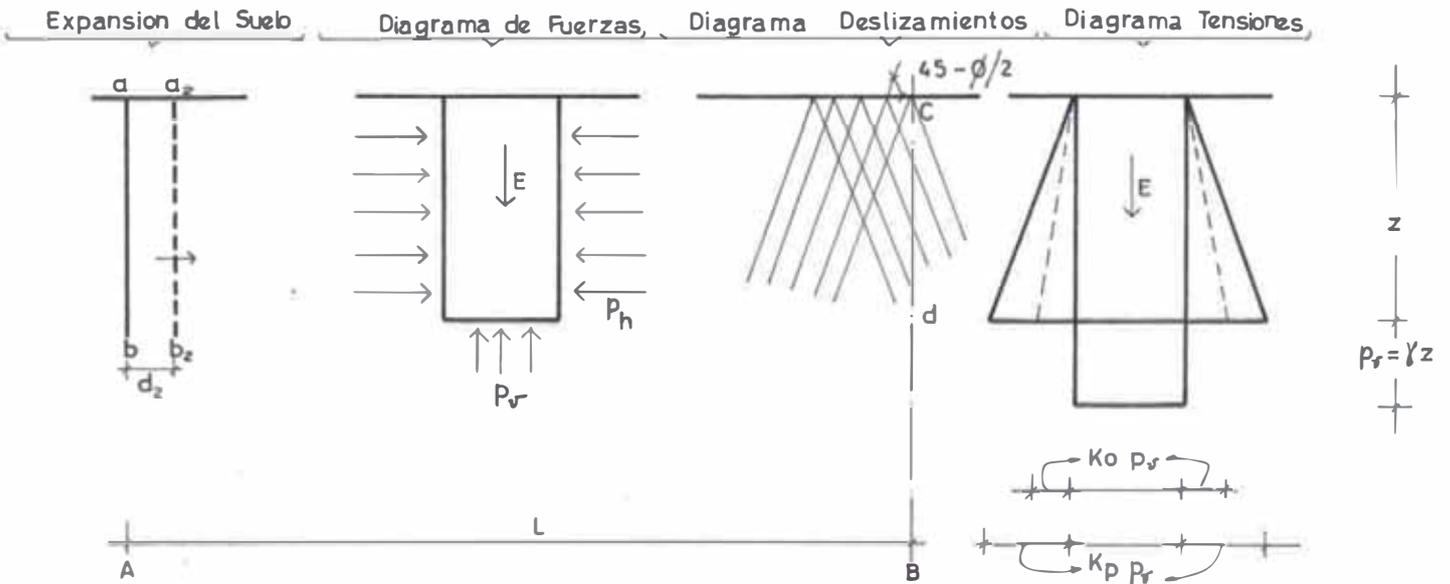


FIGURA III - 3
ESTADO ACTIVO LOCAL

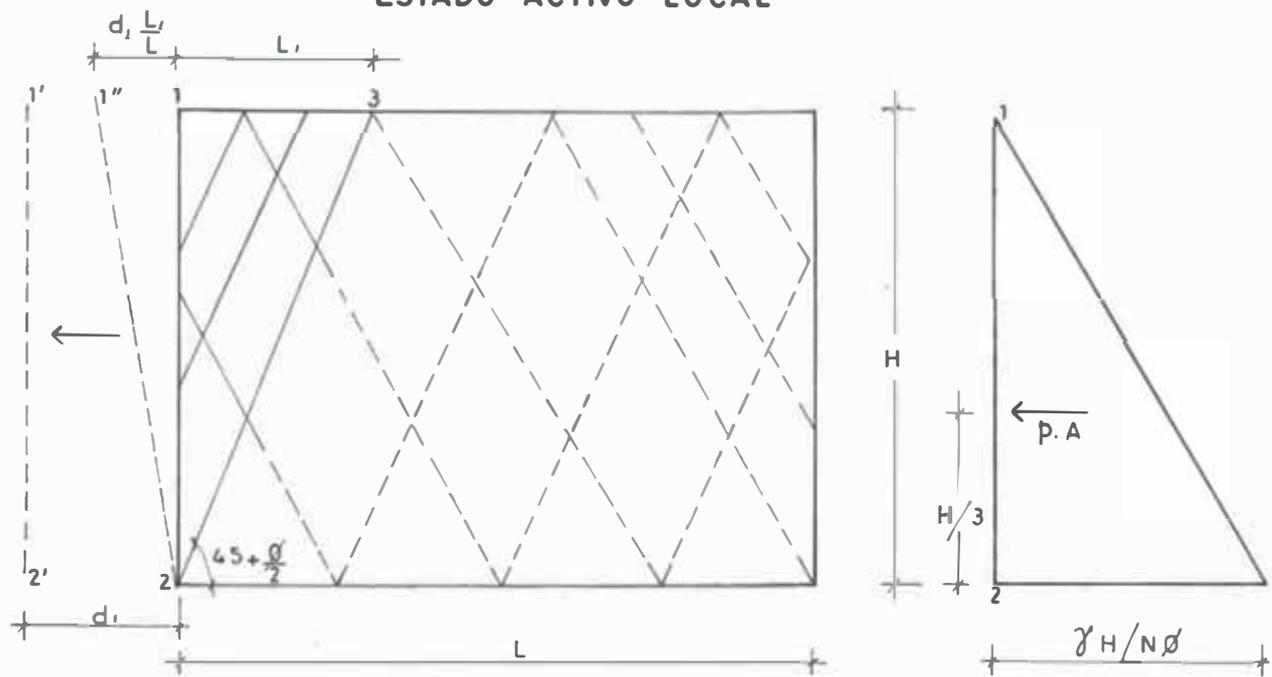
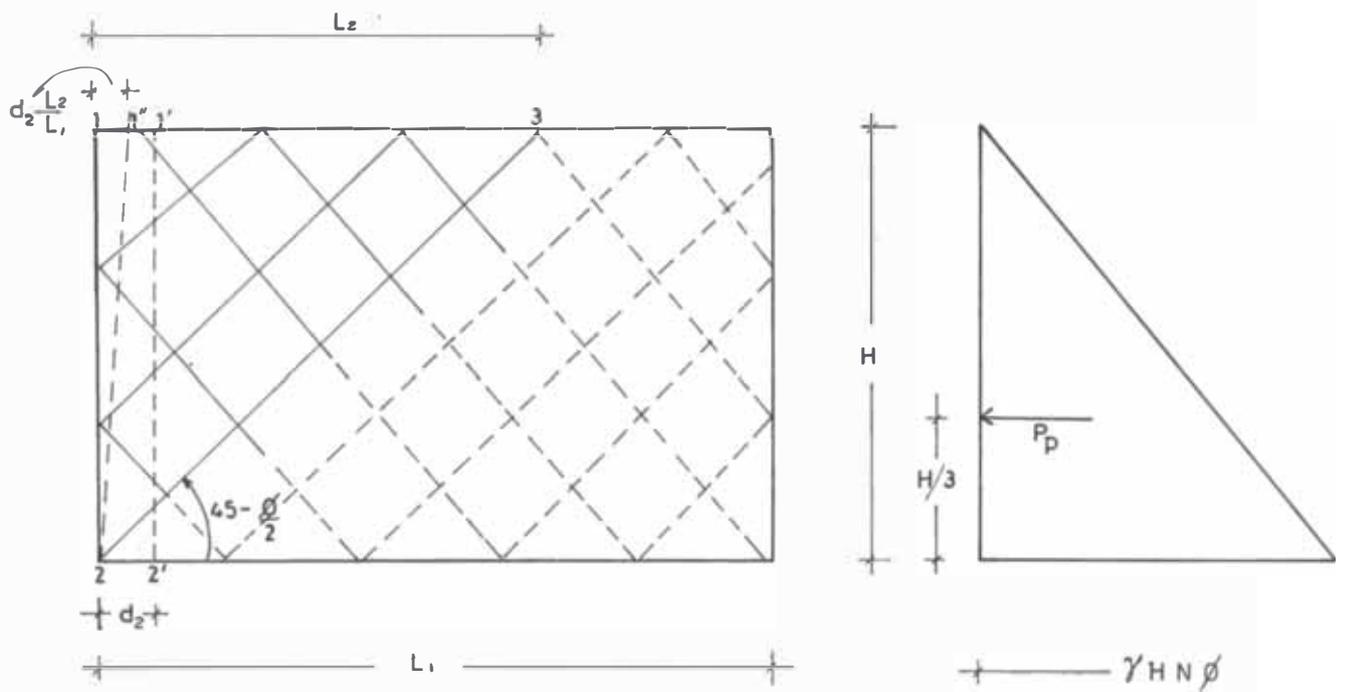


FIGURA III - 4
ESTADO PASIVO LOCAL



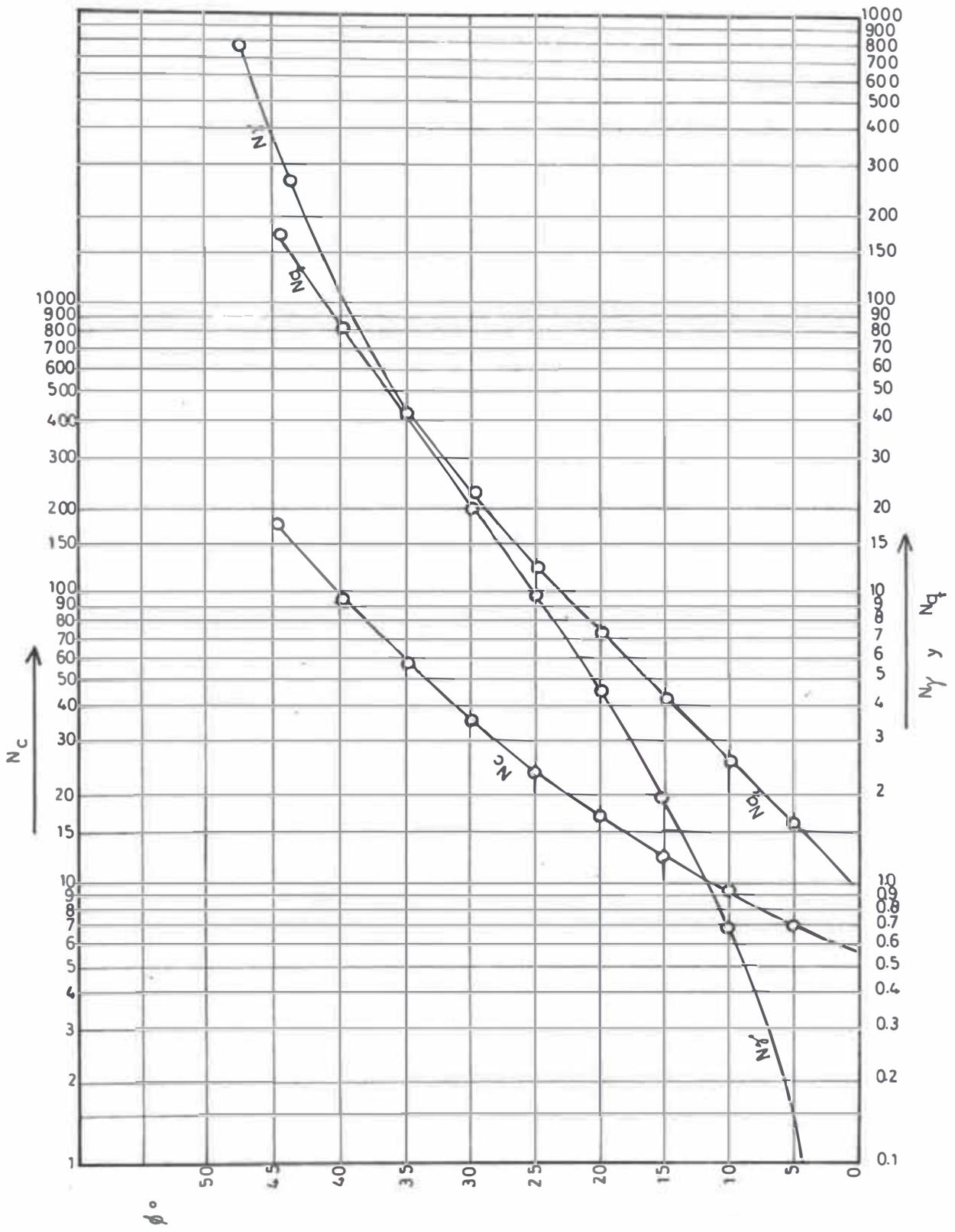


FIGURA III-7: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY PARA CIMENTOS SUPERFICIALES

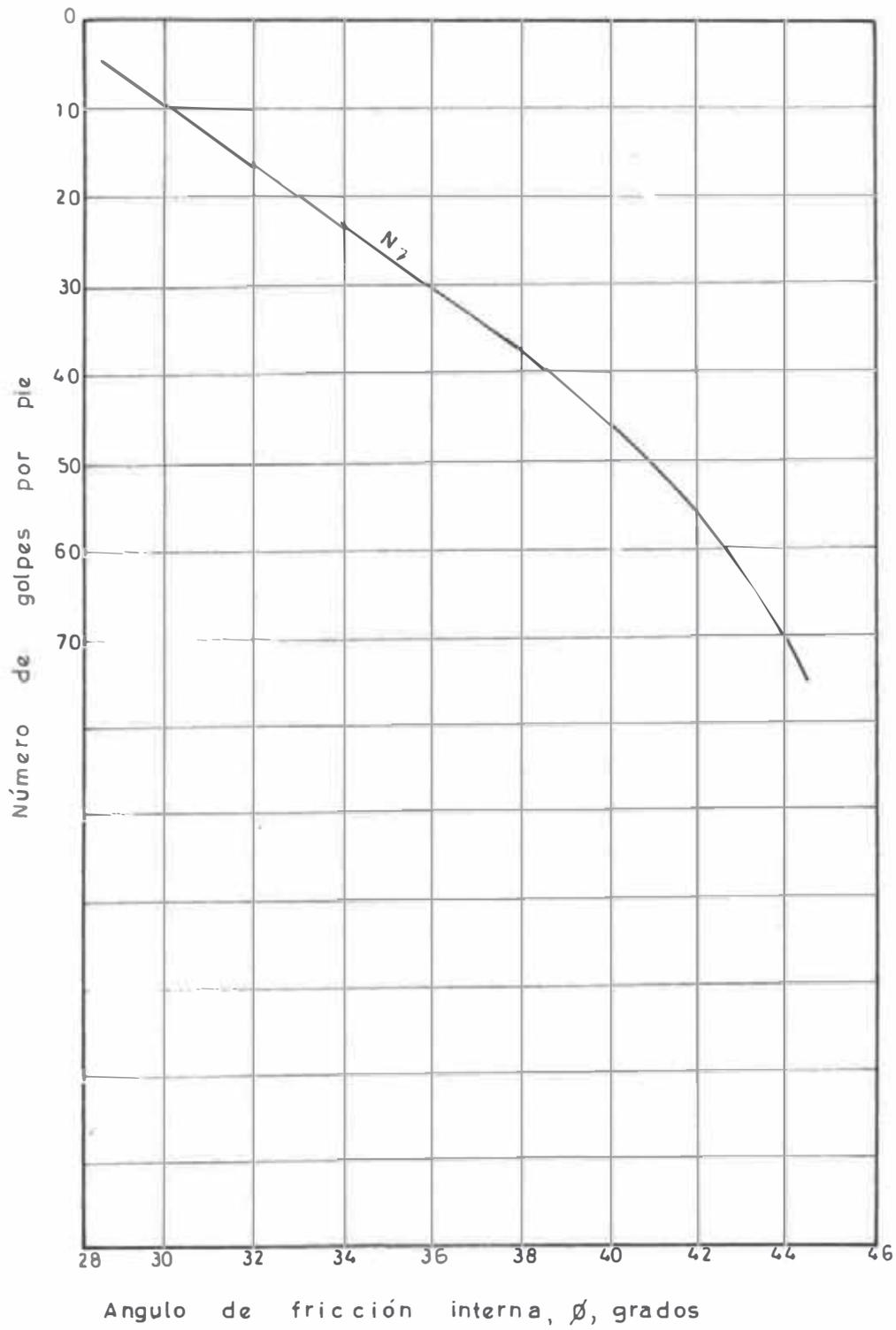


FIGURA III - 8 : RELACION ENTRE LA PRUEBA DE PENETRACION STANDARD N Y ϕ

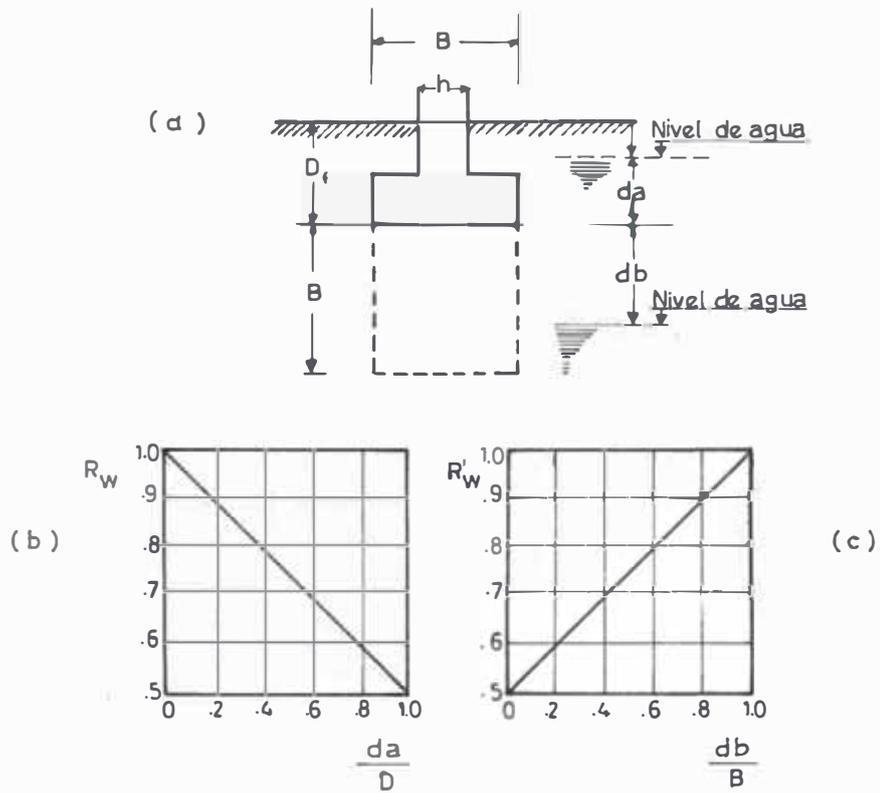
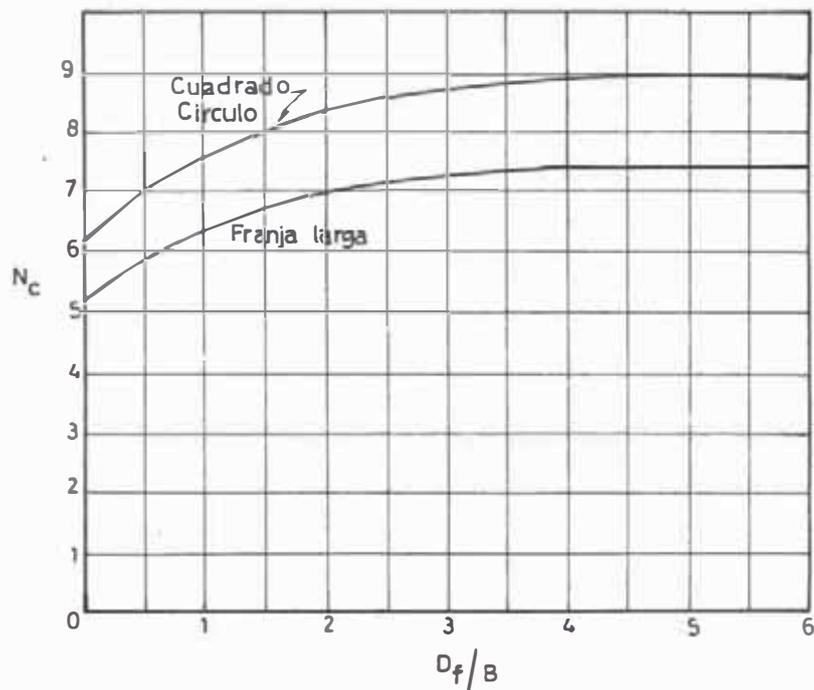


FIGURA III - 9

FACTOR DE CORRECCION POR LA POSICION DEL NIVEL DE AGUA

FIGURA III - 10
VALORES DE SKEMPTON PARA LOS FACTORES N_c
DE CAPACIDAD DE CARGA CUANDO $\theta = 0$



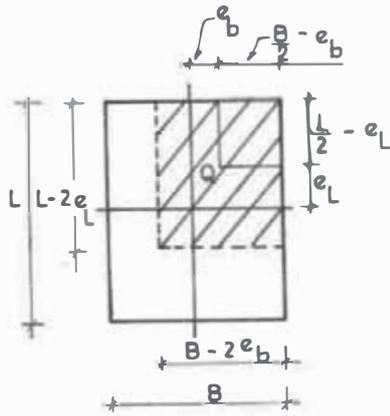


FIGURA III - 11 - a

ANCHO UTIL PARA UNA CARGA EXCENTRICA EN SUELOS COHESIVOS

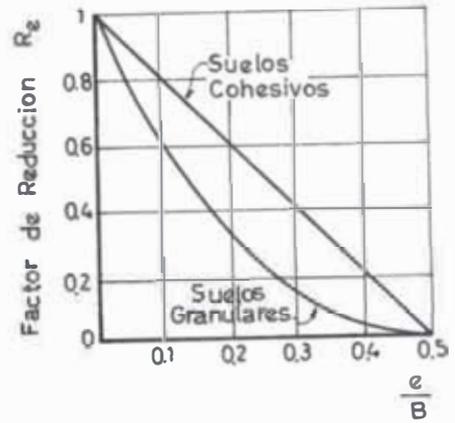


FIGURA III - 11 - b

CAPACIDAD SOPORTANTE DE UNA ZAPATA CARGADA

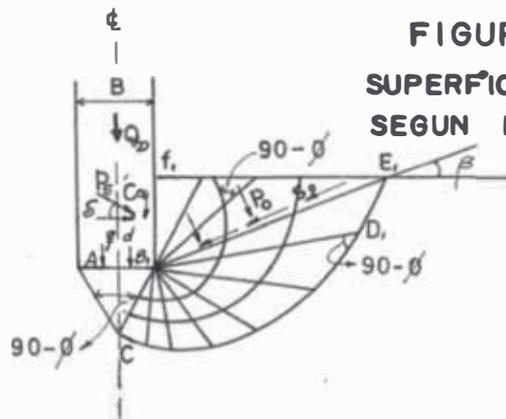
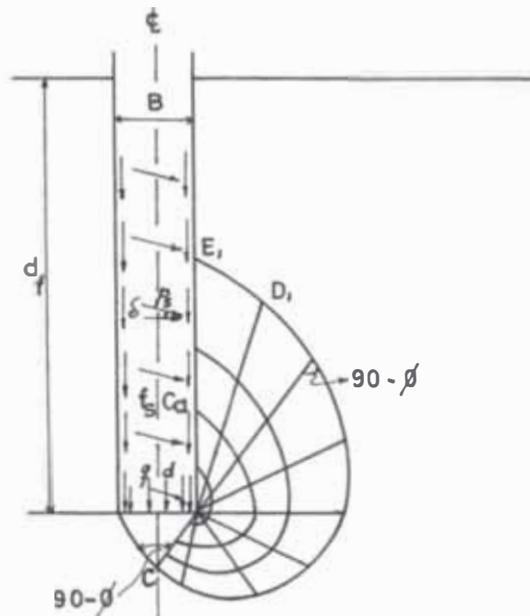


FIGURA III - 12
SUPERFICIE DE FALLA SEGUN MEYERHOF

(a) Cimentacion Superficial



(b) Cimentacion Profunda

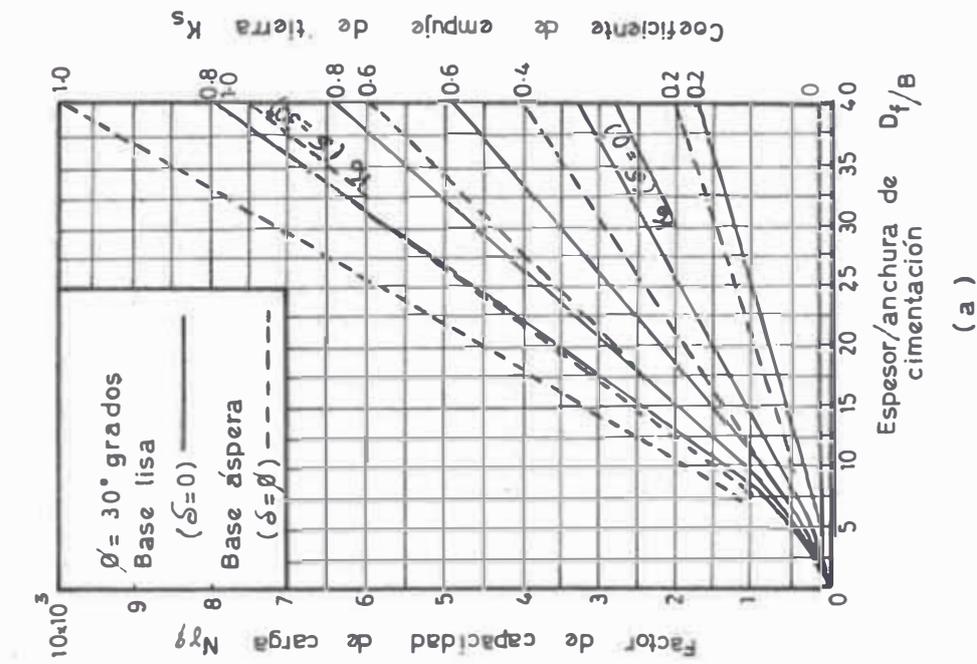
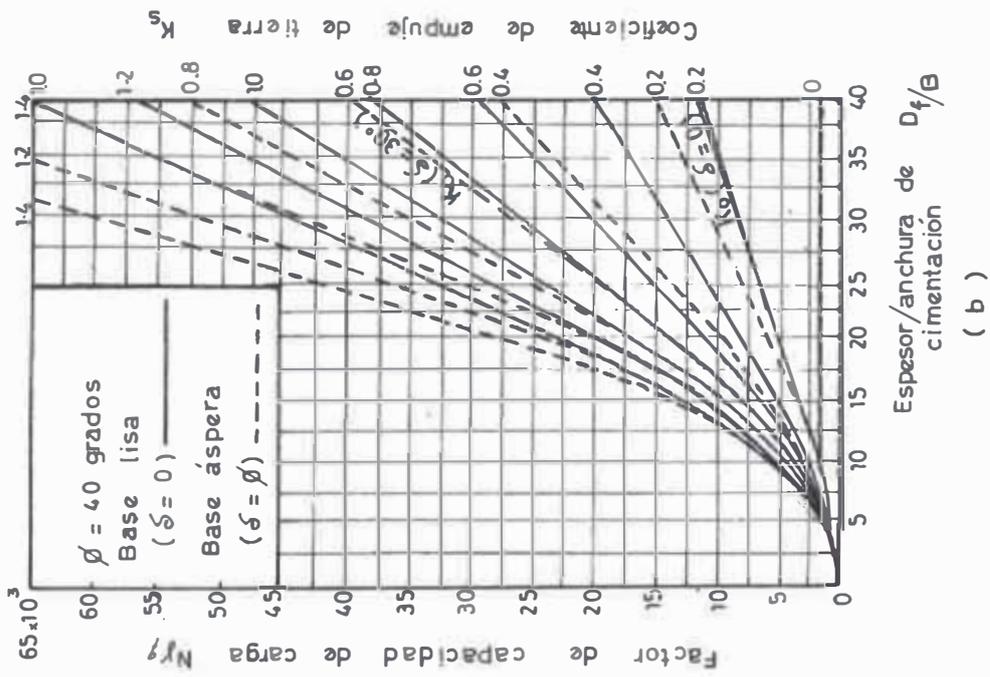
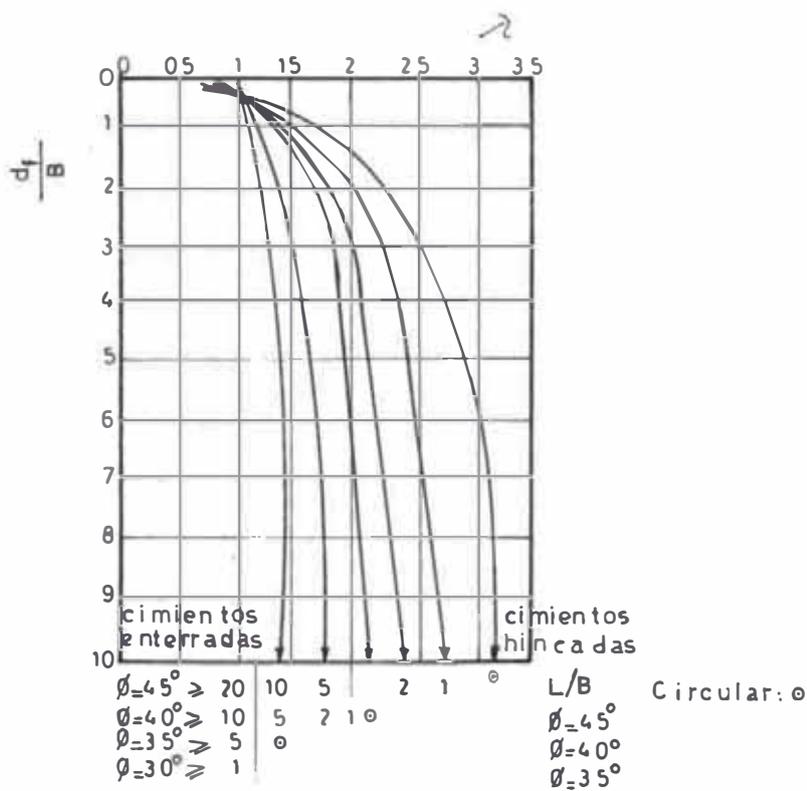


FIGURA III - 13
FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES
LARGAS Y DELGADAS EN MATERIAL SIN COHESION SEGUN
MEYERHOF

FIGURA III - 14

FACTOR DE FORMA PARA CIMENTACIONES
RECTANGULARES Y CIRCULARES EN ARENA
SEGUN MEYERHOF



CAPACIDAD SOPORTANTE BAJO FUERZAS HORIZONTALES

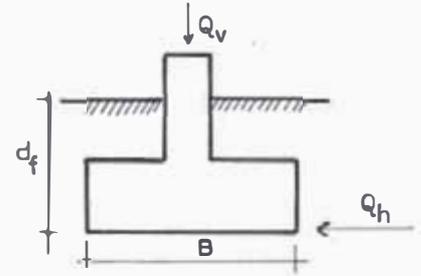
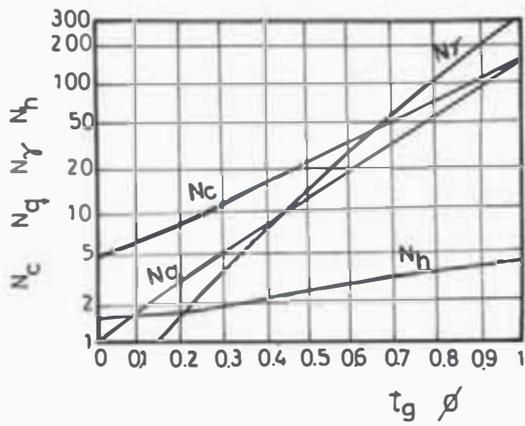


FIGURA III - 15
CRITERIO DE JAMBU

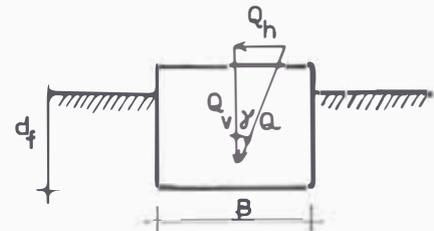
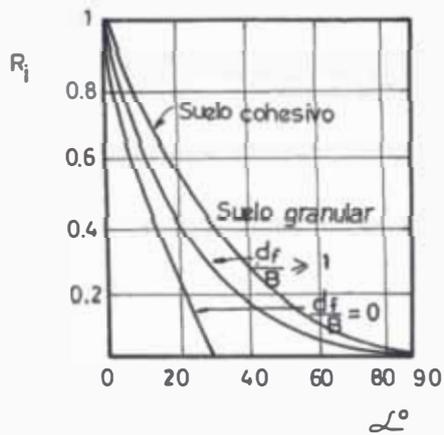


FIGURA III - 16
CRITERIO DE MEYERHOF

IV) EFECTOS DE LAS VIBRACIONES EN LAS PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE LOS SUELOS.

Hay una infinidad de ejemplos de estructuras deterioradas en mayor ó en menor grado por efecto del cambio de las diferentes propiedades del suelo durante los sismos.

En esta tesis, se va a considerar como una primera aproximación; que el mecanismo de falla en la rotura del suelo cuando se aplica cargas estáticas, (ya estudiado en el capítulo III) es el mismo, que cuando el suelo está sometido a una serie de vibraciones. De tal manera que los parámetros de resistencia del suelo, son los mismos, pero tendrán distintos valores.

Experimentalmente se ha demostrado que las vibraciones modifican las propiedades principales de los suelos; tales como las fuerzas internas de fricción seca y viscosa; las fuerzas de cohesión y las fuerzas de fricción externa. Así mismo influye en las propiedades hidrodinámicas, tales como el coeficiente de permeabilidad y la presión de poro, además alteran las características tanto elásticas como plásticas, como por ejemplo el módulo de Young y de corte.

En este capítulo desarrollaremos la influencia de las vibraciones en los factores determinantes de la capacidad soportante de los suelos.

A) FORMAS DE VARIACION DEL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA ($Tg. \phi$) POR EFECTOS DE LAS VIBRACIONES.

Experimentalmente se ha demostrado que el coeficiente de fricción interna decrece con el aumento de la energía cinética de las vibraciones; de tal manera que dicho coeficiente es mayor que en el estado estático.

Algunos resultados experimentales están ilustrados en la figura (IV-1). De ésta figura se deduce, la capital importancia de las vibraciones sobre el coeficiente de fricción interna. En general se puede decir que la pendiente de la curva esfuerzo cortante-deformación, es más pequeña con vibraciones que sin ellas. Desde que el coeficiente de corte elástico es proporcional a dicha pendiente, es claro que la re -

sistencia elástica de un suelo al corte es menor durante las vibraciones que en su ausencia; con un aumento en la aceleración el valor del coeficiente de fricción interna disminuye en forma asintótica a un límite que depende de las propiedades del suelo.

En adición a los experimentos con suelos secos, análogos experimentos fueron hechos con arenas teniendo un contenido de humedad de 10 % a 12 %. Fué establecido que las vibraciones causan menores disminuciones en el coeficiente de fricción en suelos húmedos que en suelos secos; ésto puede ser atribuído al factor de que el valor absoluto de las fuerzas de cohesión entre partículas de arena que tienen un contenido de humedad superior al 10 % ó 12 %, es mucho más alto que los correspondientes valores en una arena seca que contienen aire en sus vacíos; aumentando las fuerzas de cohesión, disminuye la influencia de las vibraciones sobre las propiedades de los suelos.

La figura (IV-2) muestra la relación entre coeficiente de fricción interna y la amplitud de la vibración en una muestra de arena seca de grano medio, permaneciendo la frecuencia constante. De éste gráfico se deduce que el coeficiente de fricción interna de la arena disminuye cuando la amplitud aumenta.

La dependencia del coeficiente de fricción interna sobre la frecuencia angular de vibraciones es más complicada esto se desprende de la figura (IV-3); en ésta figura se observa que cuando la frecuencia aumenta a 180 seg^{-1} , el valor de $Tg \phi$ disminuye lentamente; cuando la frecuencia aumenta de 180 a 250 seg^{-1} , $Tg \phi$ decrece propunciadamente; el aumento posterior de la frecuencia, no tiene casi influencia sobre $Tg \phi$.

La relación entre las aceleraciones de las vibraciones y $Tg \phi$ está mostrada en la figura (IV-4) de éste gráfico se ha deducido la siguiente fórmula empírica:

$$Tg \phi = (Tg \phi_{st} - Tg \phi_{\infty}) \exp(-\beta \eta) + Tg \phi_{\infty} \quad (IV-1)$$

Donde:

$Tg \phi_{st}$ = Valor del coeficiente de fricción sin vibraciones.

$Tg \phi_{\infty}$ = Valor límite del coeficiente de fricción.

$\eta = \frac{\text{Aceleración de Vibraciones}}{\text{Aceleración de la gravedad.}}$

$Tg \phi$ = Valor del coeficiente con vibraciones.

β = Coeficiente que determina los efectos de las vibraciones (Para arena seca de grano medio = 0.23)

La investigación de la influencia del contenido de humedad sobre $Tg \phi$ de un suelo sometido a vibraciones, fué realizada sobre arena de grano medio y está plasmado en la figura (IV-5). En esta figura puede observarse que $Tg \phi$ disminuye poco cuando el contenido de humedad es aproximadamente igual a 13 %.

El estudio de la influencia del tamaño del grano sobre el efecto de las vibraciones fué realizado sobre arena bajo dos regímenes de vibraciones.

En la figura (IV-6) se muestra la relación entre el efecto de las vibraciones (δ) y el diámetro del grano.

Donde:

$$\delta = \frac{Tg \phi_{st} - Tg \phi}{Tg \phi_{st}} \quad (IV-2)$$

En ésta figura se observa que el efecto de la vibración aumenta en proporción al diámetro del grano.

B) EFECTOS DE LAS VIBRACIONES SOBRE LA RELACION DE VACIOS Y PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LOS SUELOS.

La relación de vacíos y las propiedades hidráulicas de los suelos, entendidas como la permeabilidad y la presión de poro son las características principales físico-mecánicas de los suelos; esto lleva a que se haga un estudio de la influencia que tienen las vibraciones sobre los temas anteriormente anotados.

Experimentalmente se ha demostrado que el parámetro principal en las vibraciones es la aceleración, ó mejor dicho la fuerza inercial, la cual actúa en las partículas del suelo durante las vibraciones. Las fuerzas inerciales son proporcionales a la densidad de las partículas, permaneciendo otras condiciones iguales el suelo que contiene partículas caracterizadas por alto peso específico experimentará una mayor compactación, que el formado por partículas de menos peso específico. Sin embargo, hay que hacer notar que existe muy poca diferencia entre los valores de los pesos específicos de los suelos no cohesivos (en las cuales se han centrado los estudios), de tal manera que la compactación se puede considerar solo producida por la aceleración de las vibraciones transmitidas al suelo.

B-1) Relación de vacíos

Investigaciones experimentales han llegado a determinar que la función $e = e(\gamma)$ es del mismo tipo para todos los suelos. En el estado inicial todas las arenas están caracterizadas por un cierto valor de e que está cerca al valor límite máximo, sin embargo, cuando éstas arenas están sometidas a vibraciones pueden experimentar una compactación.

La figura (IV-7) nos muestra la relación $e - \gamma$; en ésta curva observamos que e disminuye cuando aumenta γ ; sin embargo, para aceleraciones grandes el cambio de e es muy pequeño y puede ser considerado cerca al mínimo.

El tipo de dependencia de e sobre γ es observado no solo en arenas, sino en otros sistemas dispersos capaces de experimentar compactación por vibración.

Por analogía con la curva de consolidación estática, la figura (IV-7) puede ser denominada curva de consolidación vibratoria.

En una primera aproximación se puede considerar como lineal la relación entre e y γ y a partir de la figura se puede llegar a la siguiente expresión:

$$\frac{de}{d\eta} = -\alpha (e - e_{\min.}) \quad (IV-3)$$

Donde:

- α = Es el coeficiente de proporcionalidad ó el coeficiente de compactación vibratoria.

$e_{\min.}$ = El valor límite de e .

El signo (-) significa que con un incremento de η el valor $\frac{de}{d\eta}$ disminuye.

Si $\eta = 0$ entonces $e = e^{\circ}$ y $\frac{de}{d\eta} = \text{Tg.}U$.

Por integración de la ecuación (IV-3) se obtiene la siguiente expresión:

$$e = e_{\min.} + C \exp(-\alpha \eta) \quad (IV-4)$$

C = Es la constante de integración determinada de la siguiente manera: Si $\eta = 0$; $e = e^{\circ}$ y por lo tanto $C = e^{\circ} - e_{\min.}$ y la expresión anterior se convierte en:

$$e = e_{\min.} + (e^{\circ} - e_{\min.}) \exp(-\alpha \eta) \quad (IV-5)$$

Vamos a asumir que antes de la compactación por vibración, el suelo fué reducido a su estado más suelto posible, donde $e^{\circ} = e_{\text{máx.}}$ la ecuación de la curva de consolidación vibratoria será como sigue:

$$e = e_{\text{mín.}} + (e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}}) \exp(-\alpha \eta) \quad (IV-6)$$

Como resultado de las vibraciones con la aceleración $\eta = \eta_0$; e disminuye a e° la ecuación se convierte en:

$$e^{\circ} = e_{\text{mín.}} + (e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}}) \exp(-\alpha \eta_0) \quad (IV-7)$$

Sustituyendo este valor en (IV-5) y operando se obtiene:

$$e = e_{\text{mín.}} + (e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}}) \exp - [\alpha(\eta + \eta_0)] \quad (IV-8)$$

En la ecuación anterior η_0 es el valor de la aceleración de la vibración necesaria para llevar el suelo del estado de menor compactación (caracterizado por $e_{\text{máx.}}$) al estado natural de la compactación estática caracterizado por e° ($e_{\text{máx.}} > e^{\circ}$).

De gran importancia práctica es el estudio del intervalo de tiempo correspondiente a una aceleración necesaria

para la compactación de un suelo. Investigaciones de los efectos del tiempo de vibración de suelos húmedos demuestran que la compactación completa no se alcanza aún después de 3 a 4 minutos de vibraciones.

B-1-1) Condición para la compactación por vibraciones

Las vibraciones producen compactación solo si la aceleración de las vibraciones alcanzan un determinado valor llamado " the threshold of vibratory compaction " que podría traducirse como el inicio de la compactación vibratoria.

Si un suelo tiene un e^o correspondiente en la curva de consolidación vibratoria a un valor η_o , entonces las vibraciones que tengan una aceleración menor que η_o , no causarán ningún cambio en e . De esto se deduce que la condición de compactación por efectos de las vibraciones es:

$$\eta > \eta_o \quad (IV-9)$$

Donde η_o es el " threshold of vibratory compaction ", esto es la aceleración de las vibraciones correspondientes a e^o y el valor de e^o puede ser calculado a partir de la ecuación (IV-7).

Investigaciones de laboratorio han demostrado que si una arena ya ha sido comprimida en un consolidámetro y después sometida a vibraciones, el grado de compactación adicional es relativamente bajo.

De aquí que el valor del threshold no solo depende del valor inicial de e sino también de los esfuerzos estáticos actuando sobre el suelo. El efecto de las cargas estáticas en la compactación de suelos es atribuido al hecho de que las fuerzas de fricción entre partículas aumentan con una presión sobre el suelo.

B-2) Contenido de humedad. (W)

Observamos del gráfico de la figura (IV-8) que el contenido de humedad tiene un efecto apreciable sobre el coeficiente de compactación vibratoria (α). Cuando W de

una arena es baja (menos del 5%); α disminuye acentuadamente, ó sea la capacidad de un suelo a la compactación, cuando W aumenta α crece gradualmente hasta que W alcance a 16% ó 17% (corresponde alrededor del 80% de la saturación completa de los vacíos en arena), que tiene un máximo valor de $\alpha = 0.82$ a 0.88 .

Cuando W pasa del 17%, α disminuye y cuando la arena está completamente saturada α es aproximadamente igual a $8/10$ de su valor mayor, lo cual corresponde al contenido óptimo de humedad.

Los anteriores resultados de las investigaciones concerniente a la dependencia de α sobre W, explica en parte los asentamientos considerables de cimentaciones sometidas a cargas dinámicas, cuando se construye sobre arena saturada.

B-3) Permeabilidad

Experimentalmente se ha demostrado que el coeficiente de permeabilidad de las arenas dependen de la intensidad de las vibraciones. La figura (IV-9) nos muestra que el coeficiente de permeabilidad aumenta proporcionalmente con la aceleración. Los efectos de las vibraciones son mucho mayores en grano fino que en grano grueso.

B-4) Presión de Poro

En un experimento se sometió a vibraciones con una aceleración de solo 15 gals a una arena y se estudió la variación de la presión de poro a través del tiempo; la figura (IV-10) muestra los resultados de este experimento; sin embargo, hay que dejar sentado que cuando se producen vibraciones violentas ú otro tipo de efectos dinámicos este tipo de curva varía, siendo el intervalo de tiempo correspondiente al aumento de presión, mucho más pequeña.

C) LA VIBROVISCOSIDAD EN LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS.

El efecto de las fuerzas viscosas de fricción se aprecia mejor en arenas no cohesivas cuando experimentan vibra-

ciones intensas. Las pruebas demuestran que en arenas semejantes las fuerzas de fricción seca entre las partículas pueden completamente desaparecer bajo la acción de las vibraciones y la arena puede adquirir las propiedades mecánicas de un fluido viscoso, luego los objetos colocados sobre esta arena se hundirán con una cierta velocidad siempre que su peso unitario exceda al de la arena y flotará si su peso unitario es más pequeño que el de la arena.

Esta propiedad del suelo puede ser caracterizada por el coeficiente de vibroviscosidad n . Para la determinación de éste coeficiente y para la investigación de su dependencia sobre la aceleración de vibraciones y sobre el contenido de humedad puede ser utilizado el método de la caída de la esfera.

Este método se utiliza para el estudio de los fluidos viscosos y está basado en la ley de Stokes que establece la dependencia de la velocidad de movimiento de una esfera en un fluido viscoso sobre la fuerza R , que actúa sobre ella misma; además interviene el radio de la esfera r y el coeficiente de viscosidad n .

$$R = 6 n v r \quad (IV-10)$$

Si la esfera está bajo la acción de su propio peso y designando por γ_1 el peso unitario rededido de la esfera (esto es el peso correspondiente al volumen unitario de la esfera) y γ_2 el peso unitario del suelo, entonces se puede escribir:

$$S = n v \quad (IV-11)$$

$$S = \frac{2}{9} r^2 (\gamma_1 - \gamma_2) \quad (IV-12)$$

Se realizaron nuevas investigaciones experimentales para hallar la relación entre n y η en una arena cuarzosa blanca cuyos tamaños de granos variaban entre 0.2 y 0.5 mm. En el curso de estos experimentos el contenido de humedad de la arena fué cero, antes la muestra fué compactada mediante vibraciones, de tal manera que e estuvo cerca del mínimo (aproximadamente 0.5), el peso unitario de la muestra en

éstas circunstancias fué de 1.77 gramos/cm³; mientras que el valor de la aceleración permanecía igual, el hundimiento de la esfera fué registrado bajo carga variable.

Los gráficos de relación entre el tiempo y la profundidad de hundimiento dentro de la arena vibrada están mostrados en la figura (IV-11); éstas curvas han sido ploteadas con una aceleración constante y cargas variables. De la figura observamos que la velocidad de hundimiento va disminuyendo con la profundidad del hundimiento y después alcanza una velocidad estable, cuando la aceleración tiende a cero.

La ecuación (IV-11) puede ser aplicada sólo para intervalos de tiempo correspondiente a una velocidad de hundimiento constante, situación en la cual se prescinde de la aceleración.

Los gráficos en la figura (IV-12) presentan la relación entre la velocidad de hundimiento de la esfera y las cargas S que actúan sobre ella, cada gráfico corresponde a una aceleración determinada.

La figura (IV-13) presenta una interesante relación entre la inversa del coeficiente de vibroviscosidad y el coeficiente η ; en ésta figura se observa que cuando la aceleración de las vibraciones es menor que 1.5 veces la gravedad, n no sufre ningún tipo de variación y a partir de éste valor n disminuye con el aumento de η , pudiendo relacionarse de ésta manera:

$$\frac{1}{n} = a (\eta - \eta_0) \quad (IV-13)$$

En esta ecuación η_0 , puede ser designado como el threshold del estado vibroviscoso del suelo.

El hecho de que la magnitud de las fuerzas de cohesión dependen de su contenido de humedad. El método de investigación de éste problema fué análogo al que se empleó para hallar la relación entre n y η , utilizando para ello la misma arena, pero variando el contenido de humedad; la aceleración de las vibraciones y la carga sobre la esfera per-

maneció igual en todos los experimentos. La figura (IV-14) muestra la relación entre $1/n$ y W ; con un aumento en humedad al 13%, n aumenta aproximadamente 220 veces; si se sigue aumentando W , n disminuye pronunciadamente, cuando $W \approx 20\%$ n alcanza un valor como en arena seca; asumiendo que n es proporcional a las fuerzas de fricción ó cohesión, la figura (IV-14) nos daría una idea aproximada de variación de éstas fuerzas con el contenido de humedad.

Sacando las conclusiones de los experimentos anteriores, se tiene que, permaneciendo otras condiciones iguales, los asentamientos residuales de una cimentación (ó el hundimiento del suelo, como producto de las vibraciones) se producirán con mayor velocidad cuando la arena ya sea, seca ó cuando la arena tenga un contenido de humedad lo más alto posible; esto porsupuesto si se cumple la condición de aceleración de aceleración anteriormente citada ($n > n_0$).

Una análoga dependencia entre $1/n$ y W fué obtenida para suelos arcillosos amasados.

D) LAS PROPIEDADES AMORTIGUADORAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION.

El estudio de las propiedades viscosas del suelo por el estudio de la caída de una esfera, es evidentemente posible si la intensidad de vibración es lo suficientemente grande como para que los suelos pierdan una parte considerable de su resistencia al cortante y se comporte como un cuerpo viscoso; en otras palabras las propiedades viscosas de un suelo están manifestadas en mucho menor grado que las propiedades elásticas plásticas, de tal modo que el método de la caída de la esfera no es ampliamente aplicable. Sin embargo, aunque las propiedades viscosas de un suelo pueden estar manifestadas muy superficialmente, ellas pueden tener una influencia significativa sobre los siguiente factores: vibraciones libres, vibraciones forzadas bajo condiciones de resonancia ó cerca a la resonancia, la propagación de ondas, etc,

El estudio de éstas propiedades de los suelos son lla-

mados propiedades de amortiguamiento.

Las propiedades de amortiguamiento del suelo producen esfuerzos que dependen no sólo de la deformación, sino están en proporción a ellas. Por lo tanto las reacciones del suelo contra las cimentaciones, no solo depende del asentamiento sino que son proporcionales.

Para simplificar los cálculos, generalmente se asume que los ~~suelos~~ son cuerpos elástico - viscosos, deformables linealmente y los esfuerzos están linealmente relacionados con las deformaciones y son proporcionales a ellas.

La determinación de las propiedades de amortiguamiento de elementos, incluidos los suelos, puede ser realizado por varios métodos: De observaciones del amortiguamiento de libres vibraciones en muestras de suelo, de la amplitud de vibraciones forzadas bajo condiciones de resonancia, de la fase alterada entre la fuerza periódica y la deformación del suelo y por último de la curva de histéresis.

Experimentalmente se ha demostrado que aún, si los **esfuerzos** son pequeños y menores que el límite elástico; la relación entre esfuerzos y deformaciones no es lineal ni tiene un solo valor, para los mismos valores de esfuerzo le corresponden valores de deformación que son diferentes bajo condiciones de carga y descarga. De tal manera que un ciclo sucesivo de carga y descarga es presentado en el gráfico no por una línea recta, sino por una curva cerrada, llamada curva de histéresis elástica.

La no homogeneidad de un material discontinuo es reflejado en gran intensidad por las propiedades de amortiguamiento del material y por el área de la curva de histéresis.

A mayor área de la curva, mayor será el amortiguamiento del material, esto es, la extensión de la curva es la capacidad de absorber el trabajo mecánico, en forma irreversible por transformación en calor. Cuantitativamente este trabajo ΔW iguala al área de la curva de histéresis. Si W es el trabajo total realizado durante la carga para producir la máxima deformación entonces tenemos :

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} \quad (IV-14)$$

Donde ψ es el coeficiente de absorción, el cual determina la cantidad de energía absorbida por el material por unidad de energía gastada para la deformación por ciclo. Este coeficiente puede ser relacionado con el coeficiente de resistencia a las vibraciones, el cual está dado por la relación entre la reacción del suelo y la velocidad de las vibraciones.

Vamos a asumir que el diagrama de libres vibraciones de una cimentación tendrá la forma de una curva periódica análoga a la figura (IV-15).

Si nosotros tomamos dos deflexiones máximas sucesivas en estado de equilibrio de la cimentación, con amplitudes A_1 y A_2 la correspondiente energía de la vibración de la cimentación, estará también en función de K que es el coeficiente de rigidez del suelo.

La correspondiente energía absorbida por el suelo por período de vibración será:

$$\Delta W = \frac{K A_1^2}{2} \left(1 - \frac{A_2^2}{A_1^2} \right) \quad (IV-15)$$

De aquí:

$$\psi = 1 - \frac{A_2^2}{A_1^2}$$

De otra manera se podría hallar ψ para vibraciones libres de una cimentación con un grado de libertad.

$$A_1 = A \exp. \left(-\frac{C T}{4} \right)$$

$$A_2 = A \exp. \left(-\frac{5 C T}{4} \right) \quad (IV-16)$$

Reemplazando valores tenemos:

$$\psi = 1 - \exp \left(-2 C T \right) \quad (IV-17)$$

$$\xi = \frac{C}{f n} - \frac{1}{4 \pi} \ln (1 - \psi) \quad (IV-18)$$

Donde:

C = Constante de Amortiguamiento.

T = Período de vibraciones.

A = Amplitud de vibraciones sin tomar en cuenta las propiedades de amortiguamiento del suelo.

f_n = Es la frecuencia natural de vibraciones de la cimentación.

ξ = Es el coeficiente de amortiguación de las vibraciones.

Los valores de ψ fueron hallados en el laboratorio y se demostró tanto en arenas como en arcillas, que no depende de la carga, ni de la frecuencia de cambios en la carga, ni de los máximos esfuerzos en la curva de histéresis. Se llegó a la conclusión en el laboratorio, que los suelos que experimentan deformaciones por cortante, el ~~valor de~~ su contenido de humedad tiene muy poca influencia sobre ψ en arenas. En arcillas naturales con contenido de arena ó limo se demostró que cuando experimentan deformaciones compresivas, ψ aumenta proporcionalmente con el incremento del contenido de humedad. (Ver figura IV-16)

El valor absoluto de ψ es más pequeño para deformaciones por compresión que para deformaciones por corte.

En la tabla (IV-1) se observa que el grano de la arena tiene un considerable efecto en el coeficiente de absorción.

TABLA IV - 1

RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE ABSORCION DE ENERGIA DE ARENA, BAJO CONDICIONES DE CORTE Y EL TAMAÑO DEL GRANO	
Tamaño del grano en arenas (mm.)	ψ
0.10 - 0.25	0.64
0.25 - 0.50	0.68
1.00 - 2.00	0.79

El fenómeno de histéresis en suelos bajo condiciones estáticas se produce en forma diferente que bajo condiciones de vibración.

La figura (IV-17) ilustra los resultados sobre una muestra de arena de grano medio bajo deformación por cortante. Las vibraciones que se impuso tenían una amplitud horizontal de 1.2 mm. y una frecuencia de 155 seg^{-1} .

En las mismas figuras se observa que el área de la curva es menor, cuando la arena vibra, ésto es explicado por la considerable disminución del esfuerzo cortante de la muestra. Esto hace que el coeficiente de absorción de energía disminuya un 25% debido a las vibraciones. Los valores de ψ estima solo ciertas propiedades del suelo para determinar ξ . El verdadero valor de ξ depende esencialmente de la transmisión de la energía de vibraciones de la cimentación, área en contacto con el suelo, el peso de la cimentación y de las propiedades del suelo, como un medio en el cuál las ondas elásticas son propagadas.

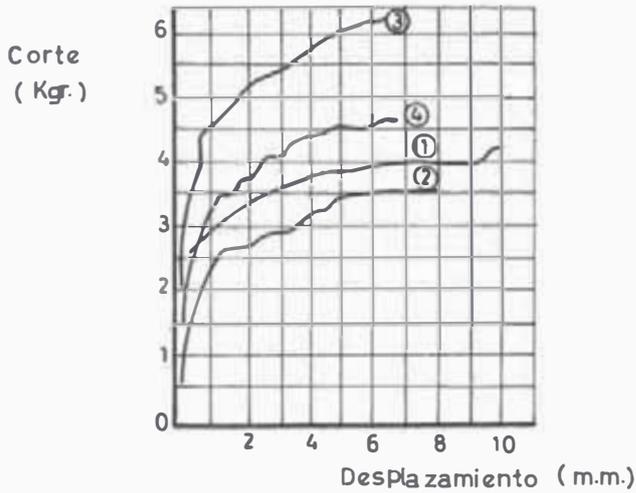
Por lo tanto los valores de ξ serían tomados de los resultados de vibraciones sobre modelos ó cimentaciones existentes.

Sin embargo vamos como referencia a dar la siguiente tabla, producto del trabajo en el laboratorio de Whitman y Richart (1967).

SUELOS	AMORTIGUAMIENTO (%)
Arena saturada y seca, grava.	1 - 7
Arena limosa	3 - 10
Arcilla	2 - 5

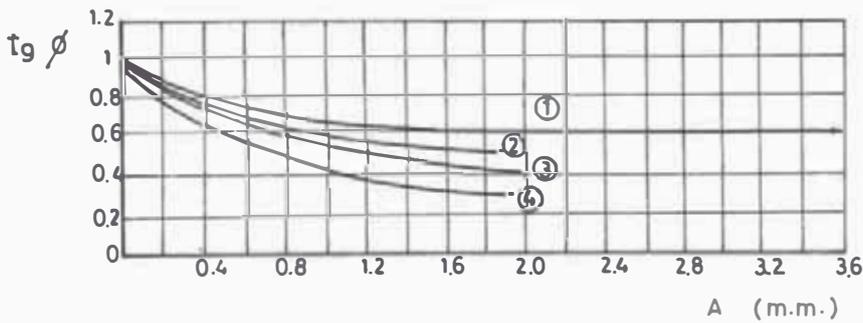
En la práctica se toma usualmente un valor de 5% en el caso de que no existan datos de pruebas dignas de confianza.

FIGURA IV-1
INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES EN LA RELACION
ESFUERZO CORTANTE - DESPLAZAMIENTO EN ARENAS



- ① Sin vibraciones
- ② Con vibraciones $\left\{ \begin{array}{l} A = 0.50 \text{ m.m.} \\ f = 140 \text{ seg}^{-1} \end{array} \right.$
- ③ Pruebas despues de cesar las vibraciones
- ④ Con vibraciones $\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \text{ mm} \\ f = 140 \text{ seg}^{-1} \end{array} \right.$

FIGURA IV-2
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICION INTERNA
Y LA AMPLITUD DE LAS VIBRACIONES EN ARENAS



- ① $w = 25 \text{ seg}^{-1}$
- ② $w = 144 \text{ seg}^{-1}$
- ③ $w = 177 \text{ seg}^{-1}$
- ④ $w = 208 \text{ seg}^{-1}$

$w = \text{frecuencia angular}$

FIGURA IV - 3
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA
Y LA FRECUENCIA DE VIBRACION EN ARENAS

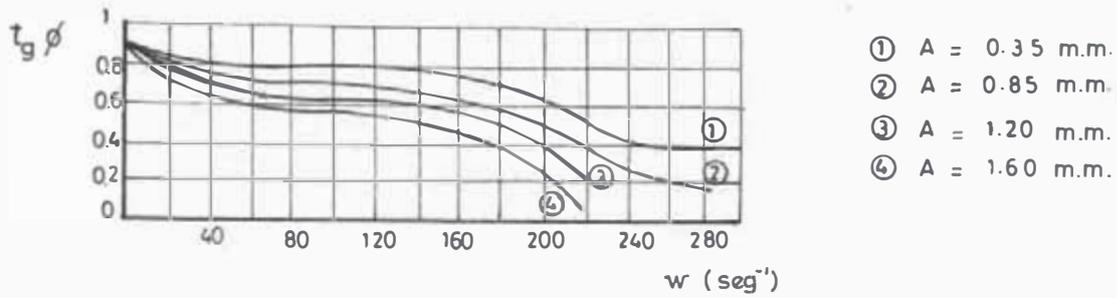


FIGURA IV - 4
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA Y η

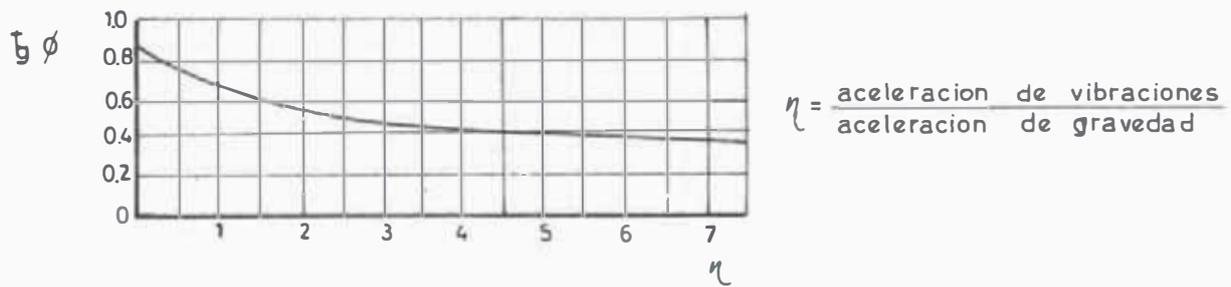
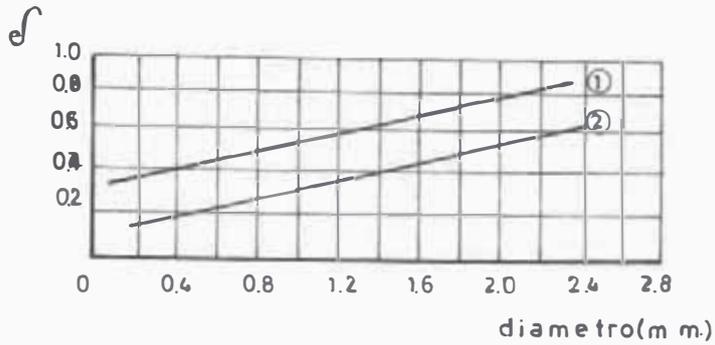


FIGURA IV - 5
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA
Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN ARENAS



FIGURA IV - 6

RELACION ENTRE EL EFECTO DE LAS VIBRACIONES (δ)
Y EL DIAMETRO DE GRANOS DE ARENAS



1 $W = 144 \text{ Seg}^{-1}$ - $A = 0.35 \text{ m.m.}$

2 $W = 250 \text{ Seg}^{-1}$ - $A = 0.35 \text{ m.m.}$

$$\delta = \frac{\text{tg } \phi_{st} - \text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_{st}}$$

FIGURA IV - 7

CURVA DE CONSOLIDACION VIBRATORIA
DE UN TERRAPLEN DE ARENA

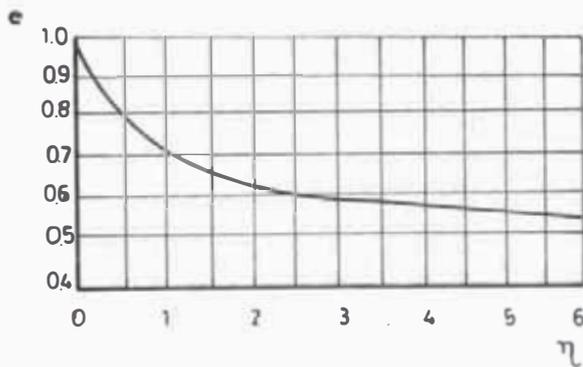


FIGURA IV - 8

RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE COMPACTACION
VIBRATORIA (α) Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD

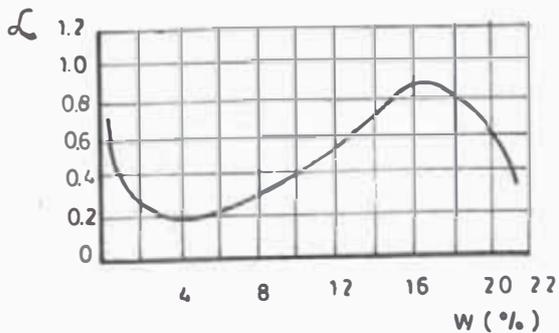


FIGURA IV - 9
RELACION ENTRE LA PERMEABILIDAD Y η

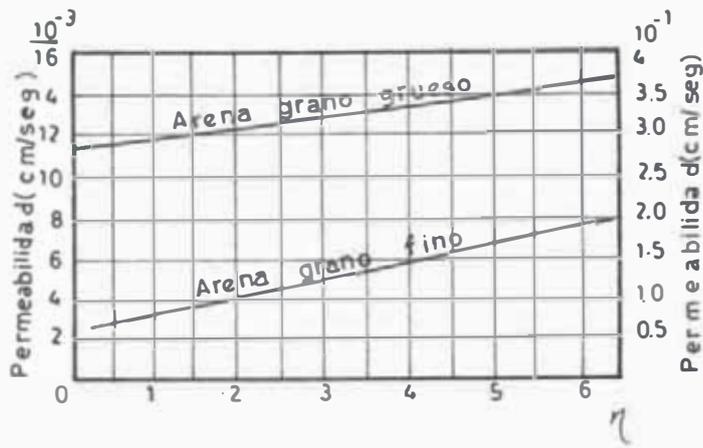


FIGURA IV - 10
CAMBIOS A TRAVES DEL TIEMPO DE LA PRESION HIDRAULICA DINAMICA EN ARENA VIBRADA

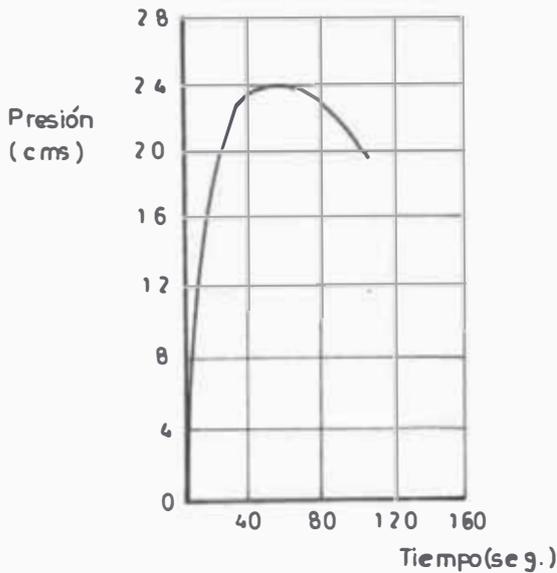


FIGURA IV - 11
RELACION ENTRE LA PROFUNDIDAD DE HUNDIMIENTO DE UNA ESFERA EN ARENA Y EL TIEMPO

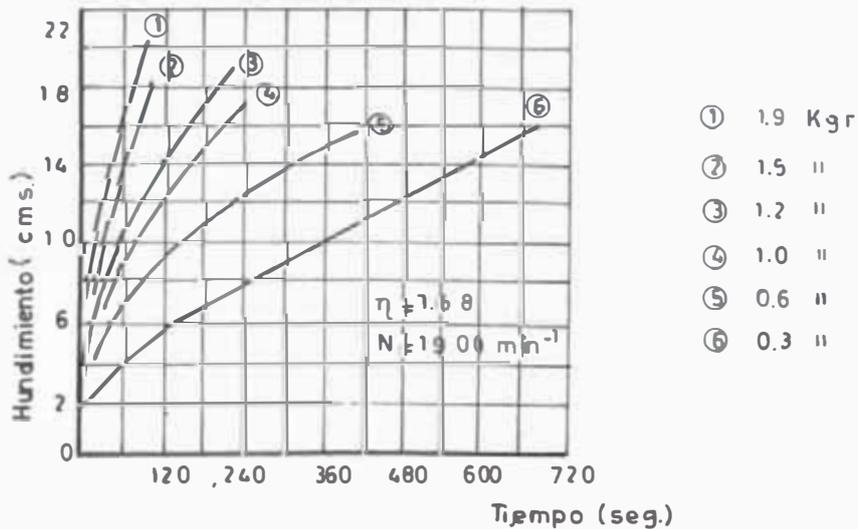
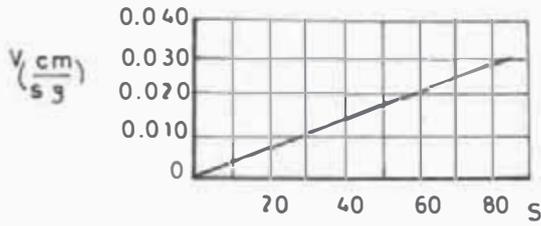
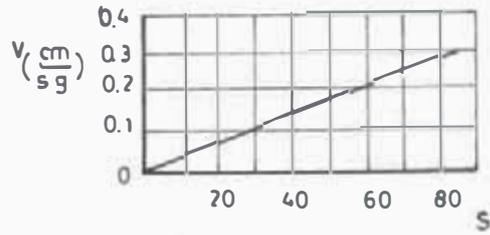


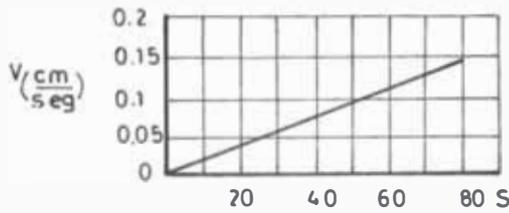
FIGURA IV - 12
RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO EN
ARENA VIBRADA Y LA CARGA S



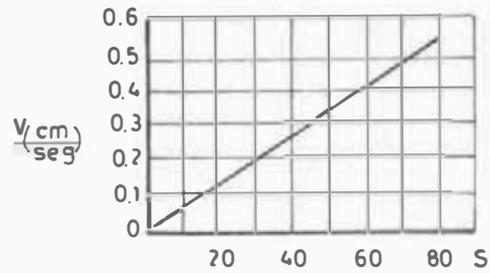
$\eta = 1.62$



$\eta = 2.02$



$\eta = 1.68$



$\eta = 2.44$

FIGURA IV - 13
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE
DE VIBROVISCOSIDAD Y η

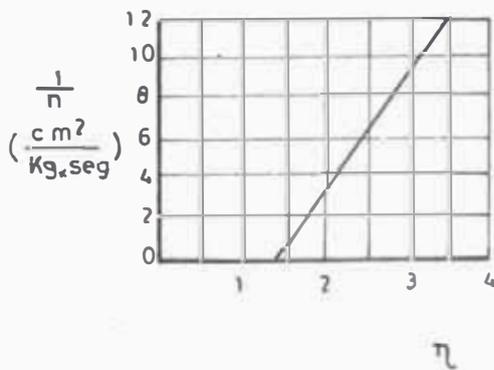


FIGURA IV - 15
VIBRACIONES AMORTIGUADAS
DEBIDO A IMPACTOS

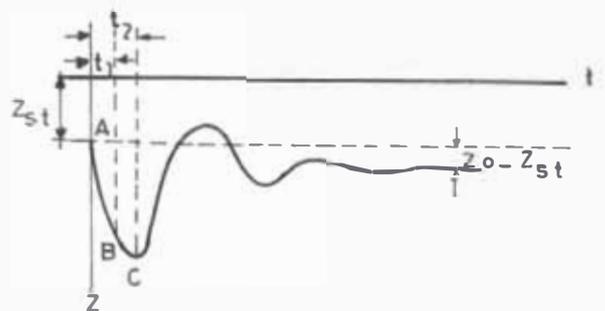


FIGURA IV - 14
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE VIBROVISCOSIDAD
Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD

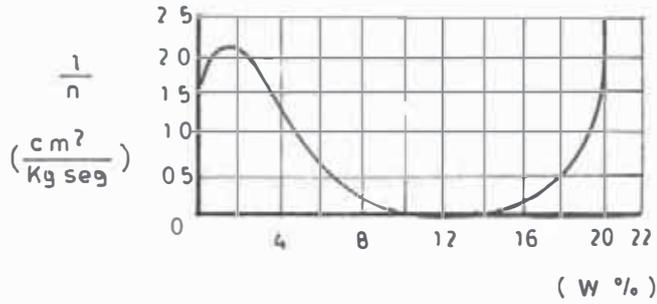


FIGURA IV - 16
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE ABSORCION (Ψ)
Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE ARCILLAS

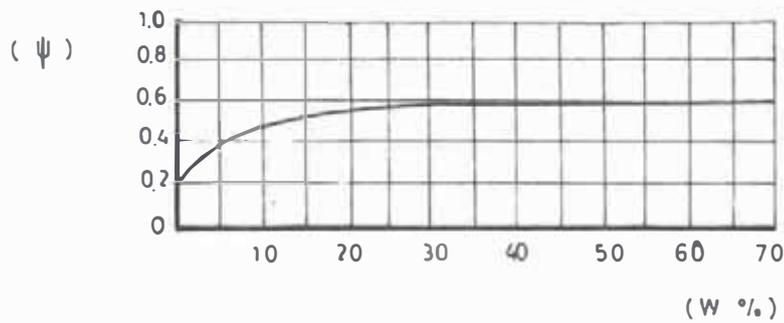
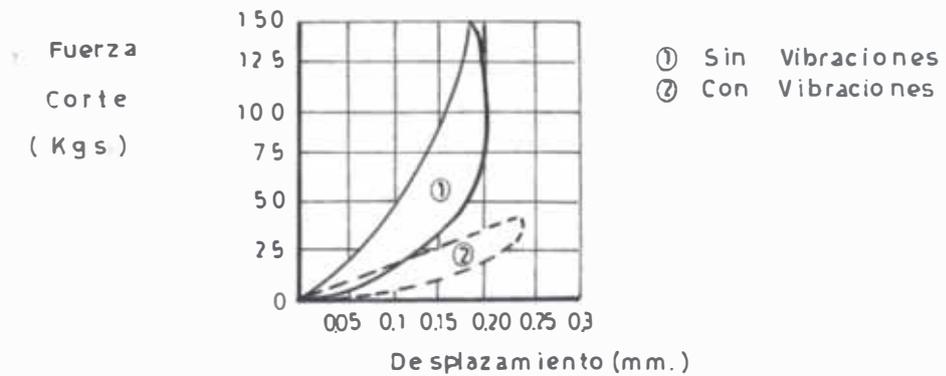


FIGURA IV - 17
CURVA DE HISTERISIS DE UNA ARENA



V) DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DINAMICA DEL SISMO.

Las respuestas de las estructuras a las vibraciones sísmicas es objeto de estudio é investigación de muchos especialistas. Los sismólogos registran é interpretan las amplitudes aceleraciones y períodos de las ondas sísmicas, además localizan el epicentro del sismo. Los ingenieros estructurales analizan los cortes y los momentos inducidos en las estructuras por las fuerzas sísmicas, diseñando además los miembros estructurales para resistir éstas fuerzas; los campos mencionados anteriormente han realizado contribuciones importantes en la Ingeniería de Sismos. En los últimos tiempos en otro aspecto de la Ingeniería el diseño sísmico ha venido realizando progresos, me estoy refiriendo a la Mecánica De Suelos é Ingeniería de Cimentaciones. En éste capítulo presentaremos algunos estudios referente a la influencia sustancial que tienen los sismos sobre el comportamiento del suelo.

Cada tipo de suelo tiene un comportamiento diferente cuando es afectado por cargas de corta duración como la de una explosión ó sismo. Los suelos reaccionarán a las cargas instantáneas de acuerdo a la variación de sus propiedades físicas, así por ejemplo la figura (V-1-a) nos demuestra que las arenas son absolutamente sensibles a este tipo de cargas, sobre todo si se está suelta ; en la misma figura notamos un buen comportamiento de la arena densa bajo los efectos del sismo, por lo que usualmente se aumentará la presión soportante permisible para fuerzas sísmicas en 20% a 30% en este tipo de suelo. La figura (V-1-b) muestra la curva carga - asentamiento en una arcilla y su comportamiento bajo una carga instantánea. Las arcillas son materiales de cimentación menos recomendables que las arenas a causa de su mayor compresibilidad, sin embargo poseen algunas ventajas sobre las arenas con relación a su comportamiento bajo cargas sísmicas. Las zapatas sobre suelos arcillosos pueden ser diseñadas comparativamente para altas cargas instantáneas sin deflexión excesiva en las cimentaciones esto se debe a que la estructura granular de la arcilla no va-

ría con un cambio instantáneo de carga. Por la experiencia y el criterio y no por un ensayo riguroso en el laboratorio, usual - mente para suelos arcillosos típicos se aumentan en un 25% a 100% (de carga viva + carga muerta) las presiones soportantes permisibles cuando se diseñan para cargas sísmicas. En base a lo anunciado anteriormente es obvio que es más peligroso el comportamiento del suelo arenoso que el arcilloso cuando se produce un sismo, por esta razón los estudios se van a centrar en suelos arenosos sueltos y saturados que son los más peligrosos en la presencia de un sismo.

A) ESTUDIOS DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO DURANTE UN SISMO.

En el capítulo IV mostramos los trabajos que había realizado D.D. Barkan acerca de la variación de las propiedades del suelo cuando está sometido a una serie de vibraciones. Por su parte Mogami fué el primero en el Japón que estudió el comportamiento de los suelos sujetos a vibraciones armónicas verticales, encontró que el esfuerzo de corte ó el valor de cedencia del suelo disminuía considerablemente con el aumento de la aceleración de las vibraciones, figuras (V-2) y (V-3). En su serie de experimentos utilizó una caja de corte, la cual se llenó con arena vibrándola verticalmente sobre una mesa oscilatoria. En las pruebas los esfuerzos cortantes fueron medidos bajo la variación de las vibraciones, los experimentos indicaron que durante las vibraciones del suelo, el esfuerzo de corte estaba más influenciado por las aceleraciones que por cualquier otro factor.

Hay que hacer notar que cuando la aceleración pasaba de 300 gals, el esfuerzo de corte se reducía considerablemente, a este fenómeno le denominó licuefacción.

Con el objeto de tener mayores elementos de juicio sobre el comportamiento del suelo durante el sismo, se va a hacer un estudio de las ondas sísmicas y sobre su influencia sobre el suelo.

A-1) ONDAS SISMICAS

Son aquellas que transmiten la energía tridimensionalmente desde el hipocentro hasta la estructura; el estudio de éstas ondas está basado en la elasticidad lineal solo hasta una zona cerca de la cimentación.

Las ondas que se transmiten a través de la masa se denominan corporales y las que se transmiten en la frontera de dos medios de características diferentes se denominan superficiales.

Las ondas corporales son de dos tipos, primarias (p) y secundarias (s). Las ondas p causan vibración de las partículas en la dirección de la transmisión de la energía produciendo tracción y compresión, si la onda llega a un punto causa compresión y si sale de una zona en dirección al epicentro produce tracción, éstas ondas provocan cambios de volumen, son veloces, transmiten poca energía y se desplazan a través de sólidos, líquidos y gases, otra peculiaridad de estas ondas es de arribar verticalmente a la estructura. Las ondas llamadas también de corte ó rotacionales vibran en una dirección perpendicular a la dirección de la transmisión de la energía, son lentas y portadoras de gran energía; éstas ondas además tienen componente horizontal y causan más daños que las ondas p que tienen pequeña amplitud, hay que añadir que estas ondas no producen cambios de volumen.

Las ondas superficiales son de dos tipos, las love (L) y las ondas Rayleigh (R). Las primeras vibran en un plano horizontal y perpendicular a la dirección de la propagación de la onda; en las ondas R las partículas vibran en un plano vertical siguiendo una trayectoria elíptica en sentido retrógrado; las ondas L son más peligrosas que las ondas R.

A-2) PROPAGACION DE LAS ONDAS SISMICAS.

Como se estableció en el capítulo II, existen varias razones por las cuales la aplicación de la ley de Hooke a los suelos está restringida. Por ejemplo se indicó que las constantes del suelo dependen de los esfuerzos normales y

que las deformaciones elásticas pueden afectar las fuerzas internas iniciales que siempre existen en el suelo. Se observará también que la solución de los problemas relativos a la propagación de ondas pueden ser influenciados en forma notable por las propiedades disipativas, las cuales gobiernan la absorción de energía de las ondas.

En la solución de los problemas relativos a la propagación de las ondas en el suelo, generalmente se usan modelos aproximados con respecto a la realidad. En el caso más simple el suelo será considerado como un sólido elástico semi-infinito, por lo cual una fuente de ondas está representado por una fuerza alterna ya sea concentrada ó distribuída sobre el área superficial del suelo. Este modelo de fuentes de ondas dá unos resultados que algunas veces difieren de los resultados de investigaciones experimentales realizados de una fuente real.

A Pesar de las limitaciones indicadas, el desarrollo de la teoría de la propagación de las ondas sobre la base de la teoría de elasticidad, sirve para la investigación de otras formas de propagación de ondas. Es recomendable que paralelamente al estudio teórico de la propagación de ondas deben realizarse simultáneamente numerosos experimentos que proporcionarán datos adecuados para el ajuste de las conclusiones teóricas.

Assumiendo que el suelo satisface todas las condiciones de un cuerpo elástico homogéneo absolutamente isotrópico (ver cap. II-A-2), es posible usar para el estudio de propagación de ondas, las ecuaciones diferenciales generales del movimiento de un cuerpo absolutamente elástico que son las siguientes:

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} + \mu \nabla^2 \frac{\partial u}{\partial x} = \rho \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial t^2}$$

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial^2 \Delta}{\partial y^2} + \mu \nabla^2 \frac{\partial v}{\partial y} = \rho \frac{\partial^3 v}{\partial y \partial t^2} \quad (V-1)$$

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial^2 \Delta}{\partial z^2} + \mu \nabla^2 \frac{\partial w}{\partial z} = \rho \frac{\partial^3 w}{\partial z \partial t^2}$$

Donde:

- u , v y w son las componentes del desplazamiento elástico a lo largo de los ejes x y z .

- Δ es el cambio relativo de volumen e igual a:

$$\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{y} \quad \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

Reemplazando éstos valores en las ecuaciones V-1 llegamos a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial^2 \Delta}{\partial \tau^2} = \frac{(\lambda + 2\mu)}{\rho} \nabla^2 \Delta \quad (V-2)$$

Aplicando el concepto de la onda de corte, la cual no produce cambio de volumen sino que se distorsiona, por lo que deben cumplirse las siguientes expresiones:

$$\Delta \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (V-3)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} = 2w_z$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 2u_x$$

(V-4)

$$\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} = 2v_y$$

Reemplazando las expresiones V-3 y V-4 en las ecuaciones V-1 nos dá las siguientes ecuaciones:

$$\rho \frac{\partial^2 w_x}{\partial \tau^2} = \mu \nabla^2 w_x$$

$$\rho \frac{\partial^2 w_y}{\partial \tau^2} = \mu \nabla^2 w_y$$

(V-5)

$$\rho \frac{\partial^2 w_z}{\partial \tau^2} = \mu \nabla^2 w_z$$

De donde se obtendrá la siguiente ecuación

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \tau^2} = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 w \quad (V-6)$$

Vamos a analizar las ecuaciones V-2 y V-6 que rigen la propagación de las ondas. La ecuación V-2 co-

responde a una onda de compresión ó expansión, debido a que el suelo experimenta un cambio relativo de volumen y no produce deformaciones por corte, por otro lado la ecuación V-6 demuestra que no ocurre cambios de volumen sino una distorsión relativa cuyas componentes nos dá la ecuación V-5. Y acotamos que las ecuaciones V-2 y V-6 no están interrelacionadas de tal manera que en un cuerpo sólido infinito las ondas longitudinales ó primarias y las ondas transversales, secundarias ó de corte son propagadas independientemente unas de otras.

A-3) VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES

Del acápite anterior deducimos que las velocidades de las ondas longitudinales y transversales son respectivamente.

$$v_p = \left(\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right)^{1/2} \quad (V-7)$$

$$v_s = \left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{1/2} \quad (V-8)$$

Reemplazo los valores de λ y μ por sus valores de las ecuaciones II-8 y II-9 obtenemos las siguientes expresiones:

$$v_p = \left[\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \right]^{1/2} \quad (V-9)$$

$$v_s = \left[\frac{E}{2\rho(1+\nu)} \right]^{1/2} = \left(\frac{G}{\rho} \right)^{1/2} \quad (V-10)$$

Los parámetros que contribuyen con mayor influencia en la respuesta dinámica de los suelos son las velocidades de ondas de corte y el amortiguamiento interno, el amortiguamiento interno lo hemos tratado en el capítulo (IV-D) observamos además que la velocidad de propagación de ondas dependen de las propiedades elásticas y la densidad del suelo. Hardin y Richard (1963) demostraron que para pequeños esfuerzos la velocidad de onda de corte dependen de

la relación de vacíos, presión de confinamiento y angularidad de los granos; en esta investigación no se tomó en cuenta el grado de saturación, ver figuras V-4, V-5, y V-6.

Para suelos cohesivos el módulo de corte G depende del contenido de humedad y es también afectado por la frecuencia de vibración.

TABLA V-1

VELOCIDADES DE LAS ONDAS			
SUELO	ρ ($\frac{\text{Kg F} \times \text{seg}^2}{\text{cm}^4}$)	v_p ($\frac{\text{m}}{\text{seg}}$)	v_s ($\frac{\text{m}}{\text{seg}}$)
Arcilla húmeda	1.8×10^{-6}	1500	150
Loess con humedad natural	1.67×10^{-6}	800	260
Arena densa y grava	1.70×10^{-6}	480	250
Arena de grano fino	1.65×10^{-6}	300	110
Arena de grano grueso	1.65×10^{-6}	550	160
Grava de tamaño mediano	1.80×10^{-6}	750	180

A-4) ESTUDIOS A BASE DE OBSERVACIONES DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS

A-4-1) Período predominante del terreno

La teoría de la propagación de ondas elásticas suministra datos de la amplitud de las ondas en la superficie del suelo, la amplitud es una función del espesor del estrato superficial H y de $\alpha = \frac{\rho_2 v_{s2}}{\rho_1 v_{s1}}$ en esta relación v_s es la velocidad de la onda de corte, los subíndices 1 y 2 caracterizan al lecho de roca y al estrato superficial respectivamente. En la figura V-7 la ampliación está relacionado con el valor $\frac{H}{T v_{s2}}$ con distintos valores del parámetro α , en la figura se aprecia que el valor de la amplitud es mayor cuando el período de entrada de la onda es igual a $\frac{4H}{v_{s2}}$ este valor puede interpretarse como la resonancia del estrato superficial. El término $\frac{4H}{v_{s2}}$ representa el período natural del estrato superficial y es usualmente referido como el período predominante del suelo

se puede apreciar en la misma figura que el período predominante aumenta en proporción a $\frac{H}{V_{s2}}$ y la amplitud en el punto de resonancia aumenta con un decremento del parámetro α . Es necesario acotar que los valores mostrados en la figura mencionada, han sido deducidos despreciando los amortiguamientos internos é histeréticos del suelo en el estrato superior, éstos factores contribuyen a disminuir la amplitud en el estrato superficial.

Con la utilización del sísmógrafo también se puede detectar el período predominante de un suelo, se encontró en los registros de las aceleraciones que existe un período particular para cada terreno, cuando este período predominante se aproxima al período natural del lugar es posible que se produzca el fenómeno de resonancia, de tal manera que los daños que causa el sismo en las edificaciones tiene una estrecha relación con el período predominante.

Se realizaron investigaciones con los resultados del sismo de Noge-Yama en Japón (1934) sobre marga diluvial dando los siguientes resultados:

- Sobre terreno firme las mayores aceleraciones de las vibraciones estuvieron comprendidas entre los períodos 0.3 a 0.4 segundos.

- Sobre el terreno blando las grandes aceleraciones ocurren sobre un amplio rango comprendido entre 0.2 y 1.5 segundos.

A-4-2) Medida de las microvibraciones

El terreno está siempre vibrando con amplitudes instantáneas del orden de los micrones y períodos superiores de 2 segundos, a éstas pequeñas vibraciones se le denomina microvibraciones. En las investigaciones se ha demostrado que las características de las microvibraciones coincide con las del movimiento sísmico. En términos generales se halló sobre terrenos duros que una cresta aguda aparece entre los períodos 0.1 y 0.2 segundos, mientras que sobre terreno firme diluvial la cresta aparece entre

entre los períodos de 0.2 a 0.4 segundos; sobre terreno blando aluvial la curva es irregular y las crestas aparecen entre 0.3 y 0.6 segundos. Sobre las capas densas del terreno blando la curva es ancha para un período que varía de 0.2 hasta más de 1 segundo; estos datos dan un cierto criterio para el diseño de una cimentación considerando el sismo.

A-4-3) Fórmula empírica para la respuesta espectral del terreno.

De los resultados de estudios matemáticos y de las observaciones se ha obtenido la figura (V-8), la cual representa la base de la fórmula siguiente y está obtenido para varios tipos de terreno.

$$D = \frac{T}{\left[\left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_0} \right)^2 \right\}^2 + \left\{ \frac{0.1}{(T_0)^{1/2}} \times \frac{T}{T_0} \right\}^2 \right]^{1/2}} \quad (V-11)$$

Donde T_0 y T son los períodos predominantes del terreno y el de las ondas incidentes respectivamente.

Puede darse una explicación geofísica de las características sísmicas del terreno en base a la figura (V-8) y a la ecuación V-11 de la manera siguiente:

- Con respecto a las ondas sísmicas, se admite que la energía se irradia en todas las direcciones desde el hipocentro.

- Es mayor el período de una onda cuanto mayor es la influencia de la absorción de la energía.

- Se considera que el valor de la amplitud es proporcional al período, exceptuando a las ondas de período corto.

- Las crestas aparecerán en la respuesta espectral debido a la reflexión múltiple de las ondas incidentes en la capa superficial.

- En la ecuación V-11 la vibración del terreno es reemplazado por la vibración pendular, el valor de $\zeta = \frac{0.05}{(T_0)^{1/2}}$ es adoptado para la amortiguación del péndulo, este valor

es obtenido tomando en consideración la disipación de la energía en el medio sub-adyacente y la atenuación debido a la viscosidad de los materiales de la capa.

A-5) CONCLUSIONES

Del estudio matemático y de las observaciones del movimiento se pueden dar ciertas explicaciones del comportamiento del suelo con respecto de las ondas sísmicas cuyo resumen se dan a continuación:

Las características sísmicas varían con las propiedades del terreno.

El terreno con una capa superficial tiene una respuesta espectral de la curva resonancia tipo; el período en el cual la frecuencia es predominante coincide con el período en que la amplitud es predominante, en consecuencia cuando el período de una edificación se aproxima a la del terreno un sismo puede causar daños serios.

Cuando las capas superficiales son varias, el fenómeno de resonancia, mediante el cual tanto la frecuencia como la amplitud son particularmente predominantes, ocurren muy rara vez. Sin embargo si el terreno es blando y está formado por capas muy anchas, el sismo puede tener una amplitud relativamente grande sobre un período amplio, lo que causaría serios daños en la edificación que descansa sobre este terreno, lo cual sería independiente de su propio período.

B) METODO APROXIMADO PARA CALCULAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS AFECTADOS POR LAS VIBRACIONES

En la introducción del capítulo IV se mencionó que el mecanismo de falla en la rotura del suelo debido a las vibraciones se podría aproximar al producido por cargas estáticas, lo cual sería la primera restricción, la segunda sería a que los experimentos se han realizado para estudiar los parámetros de resistencia de los suelos, fueron realizados con la idea de estudiar las cimentaciones de máquinas. Los posibles cambios de las propiedades de los suelos debido a

este tipo de vibraciones tienen que tener una cierta diferencia con los cambios producidos por las ondas sísmicas, lo cual estamos buscando, por lo tanto como una primera aproximación, asimilaremos los estudios realizados por D. D. Barkan a la capacidad de los suelos según Terzaghy.

Las ecuaciones que dan la capacidad de carga de los suelos según Terzaghy son III-7, III-12, III-13, las cuales están en función de la cohesión, peso específico, profundidad de la zapata, sus dimensiones, de los coeficientes que dependen integramente de ϕ (N_c y N_q) y de N_γ que dependen de ϕ y de la presión pasiva, a continuación se analizará la variación de éstos parámetros por efecto de las vibraciones. La ecuación IV-1 nos dá la relación entre ϕ y η que es la siguiente:

$$\tau_g \phi = \tau_g \phi_\infty + (\tau_g \phi_{st} - \tau_g \phi_\infty) \exp(-\beta \eta)$$

Vamos a suponer $\tau_g \phi_\infty = 0$ y $\beta = 0.23$ la ecuación se transforma en:

$$\tau_g \phi = \tau_g \phi_{st} \times \exp(-\beta \eta)$$

TABLA V - 2

VARIACION DE ϕ DEBIDO A LAS ACELERACIONES DE LAS VIBRACIONES

ϕ_{st}	ϕ					
	$\eta=0.1$	$\eta=0.5$	$\eta=1$	$\eta=1.5$	$\eta=2$	$\eta=3$
5°	4°30'	4°	4°	3°30'	3°	2°30'
10°	9°30'	8°30'	8°	7°	6°30'	5°
15°	14°30'	13°	12°	11°	9°30'	7°30'
20°	19°30'	17°30'	16°30'	14°30'	13°	10°30'
25°	24°30'	21°30'	20°30'	18°30'	16°30'	13°
30°	29°30'	26°	24°30'	22°30'	20°	16°
35°	34°30'	31°	29°	26°30'	24°	19°30'
40°	39°30'	35°30'	33°30'	31°	28°	22°30'
45°	44°30'	40°30'	38°30'	35°30'	32°30'	27°

En base a la tabla anterior se dibujó las figuras V-

-9, V-10, V-11, las cuales nos dan los valores de la capacidad portante en función de la aceleración de las vibraciones.

C) FENOMENO DE LA LIQUEFACCION EN ARENAS SATURADAS DURANTE UN SISMO

La liquefacción de arenas saturadas durante un sismo se clasifica en liquefacción general y local. La primera es cuando el fenómeno ocurre desde la superficie hasta una cierta profundidad, mientras que la segunda ocurre solo a una cierta profundidad.

El fenómeno de la liquefacción se manifiesta por la formación de chorros de fango que fluye verticalmente a través de las grietas, dando la impresión de que el suelo está hirviendo.

La causa de la liquefacción ha sido explicada en forma cualitativa por muchos años de la siguiente manera: Si una arena saturada está sometida a ciertas vibraciones, ésta tiende a compactarse lo cual hace disminuir su volumen, si el drenaje no es adecuado la disminución de volumen trae consigo un incremento de la presión de poro y si esta presión de poro alcanza en cualquier punto a la presión de sobrecarga, en este instante el esfuerzo efectivo se convierte en cero, la arena pierde totalmente su resistencia al cortante, a este fenómeno se le llama liquefacción.

En los estudios de la distribución de la presión de poro, el flujo de agua vertical causa una considerable reducción en los esfuerzos efectivos y bajo extremas condiciones a una total pérdida de resistencia al cortante; el flujo de agua puede producirse sin haberse producido la liquefacción.

El estudio del fenómeno de la liquefacción se va a dividir en dos partes: En la primera se va a estudiar los sismos de Niigata y Alaska (1964), en los cuales se produjo éste fenómeno y sacar algunas experiencias al respecto. En la segunda parte se va a exponer algunos experimentos realizados en el laboratorio.

C-1) ESTUDIOS DE ALGUNOS SISAMOS

C-1-1) Niigata (Junio-1964)

Fué de magnitud 7.5 en la escala de Mercalli modificada.

Esta ciudad está localizada sobre depósitos aluviales que se extienden hasta una profundidad entre 60 y 120 mts. y consiste principalmente de suelos arenosos con capas delgadas de limos. El área afectada durante el sismo está limitado a estratos de 5 y 20 mts. de arenas sueltas, la napa freática está localizada a 1 mt. bajo la superficie de la tierra. El 10% del tamaño de la arena donde se produjo la licuefacción varió entre 0.07 y 0.25 mm. con un coeficiente de uniformidad de 10.

La aceleración registrada en el área más afectada fué de 160 gals. en la dirección horizontal y 50 gals en la dirección vertical; se registraron ondas de grandes períodos (alrededor de 6 seg.) después de los primeros 20 seg. del movimiento vertical.

Muchos edificios cimentados en pilotes ó en zapatas se asentaron considerablemente alcanzando algunos hasta 1 mt., los asentamientos continuaron durante 2 días después del sismo, ocurriendo deslizamientos de terraplenes. Hay que señalar que no sufrieron daños algunos edificios que tenían sótanos.

Mientras que las arenas licuefactadas se consolidaron a un estado más denso, las arenas que no se licuaron se volvieron más sueltas debido al fenómeno de la dilatación y/o al flujo de agua. Por lo tanto se pudo estimar la profundidad de licuefacción comparando la densidad de la arena antes y después del sismo.

Koyzumi tuvo la oportunidad de comparar el valor de N en 30 lugares antes y después del sismo, obteniendo la profundidad en la cual el valor de N no varía. Se estimó también la profundidad de licuefacción en base a la investigación de daños en los edificios de la ciudad de Ohsaky, la máxima profundidad de licuefacción fué alrededor de 25 mts. bajo la superficie. Hay que mencionar que en

el área afectada donde la napa freática estuvo a 6 mts. de profundidad no hubo daños en ataguías. Tanques que descansaban en arena compactada por vibro-flotación no sufrieron asentamientos apreciables, en cambio los que no se compactaron sufrieron asentamientos severos.

En la inspección de daños producidos por este sismo se encontró que en zonas que tenían la misma topografía y altura de la napa, algunas estructuras habían experimentado algunos daños severos y otras solo ligeros daños, por esta razón estos suelos se sometieron a estudios para averiguar las características de éstos, además estudiar el comportamiento de cada estructura.

La figura V-12 nos muestra el comportamiento de las zonas mencionadas anteriormente. Del análisis de la figura se desprende que hasta los 15' la resistencias de las zonas B (ligeros daños) y C (severos daños) son las mismas, a partir de 15' la zona B es más densa que C y a partir de los 45' B y C son suficientemente densas; por lo cual es improbable que allí ocurra la liquefacción. De esto se desprende que la pequeña diferencia relativa de N entre las dos arenas en la profundidad comprendida entre los 15' y los 45' fué la responsable del fenómeno de la liquefacción.

En la zona C se realizaron ensayos de penetración standard, además se estudió las condiciones de cimentación de una serie de edificaciones, obteniéndose la figura V-13. Cada edificio está clasificado según sus daños en 4 categorías; la categoría I (pocos daños) comprende edificios que se asentaron hasta 8" ó se inclinaron hasta un ángulo de 20'; las categorías II y III han sufrido mayores daños, hasta la categoría IV (daños severos) donde los edificios se asentaron más de 3' ó se inclinaron más de 2.3°.

Para edificios cimentados en zapatas rectangulares se realizó un estudio para determinar la relación entre N en la base de cimentación y el grado de daños, los resultados están mostrados en la figura V-14. Un estudio similar

fué en pilotes cuyos resultados están en la figura V-15, observamos que los mayores daños se producen cuando $N = 15$.

Finalmente se hizo un estudio en edificios en la zona altamente afectada, con respecto a la relación entre N , profundidad de cimentación y porcentaje de daños, del cual deducimos las siguientes recomendaciones:

- En cimentaciones cuya profundidad varía entre 0' y 15', las arenas que tengan $N=14$ en la base de la cimentación constituye un buen suelo para prevenir daños por asentamiento ó por inclinación durante un sismo.
- Para cimentaciones cuya profundidad varía entre 15' y 25', los suelos deben tener N comprendido entre 14 y 28 para evitar daños.
- Para cimentaciones cuya profundidad varía entre 25' y 50', es recomendable que N tenga un valor mínimo de 28.

Estos resultados suministran datos para evaluar una posible licuefacción en otros lugares que tengan suelos similares y se produzcan sismos parecidos al de Niigata.

C-1-2) Alaska (Febrero 1964)

Este sismo fué de magnitud 8.3 en la escala de Mercalli modificada. La mayor concentración de daños ocurrió en regiones que tenían suelos saturados muy poco cohesivos. Existe amplia evidencia de la licuefacción de estos materiales durante el sismo lo cual causó cuantiosos daños.

Las condiciones de cimentación usuales en esas regiones consistían en pilotes hincados a través de arenas saturadas y limos de densidad relativa media, $N = 25$ ó $N = 20$. De 60 muestras investigadas del área severamente dañada; las 2/3 del material tenían dimensiones entre 0.01 a 0.1mm. C_u varía entre 2 y 4. Las estructuras sobre gravas ó gravas con arena no sufrieron daños graves, debido a que estos suelos no reúnen las condiciones propicias para que se produzca la licuefacción.

C-1-3) Conclusiones.

De los estudios de los dos sismos anteriores se pueden sacar algunas conclusiones, que si bien no servirán como patrón absoluto para otros sismos similares, se tendrá como guía para precaverse de estos fenómenos.

La licuefacción ocurre en suelos poco cohesivos, relativamente uniformes, teniendo un 10% del material variando entre 0.01 a 0.25 mm. y Cu variando entre 2 y 10. Las pruebas del laboratorio demostraron la susceptibilidad para la licuefacción de estos suelos bajo condiciones cíclicas de carga. Se demostró además que los suelos uniformemente graduados entre los cuales el 50% de los granos tienen dimensiones que varían entre 0.02 y 0.4 mm. son más propensos a licuefactarse que los materiales finos y gruesos.

Los suelos licuefactados en los dos sismos anteriores tenían un valor de N menor que 25.

C-2) DEFORMACIONES Y CARACTERISTICAS RESISTENTES DE LOS SUELOS BAJO CARGAS REPETIDAS.

Un elemento de suelo sometido a cargas experimenta cambios en su estado de esfuerzos, este cambio involucra variación en la presión hidrostática y en el esfuerzo cortante.

Skempton (1960) expresó las deformaciones volumétricas correspondientes a estos esfuerzos en esta fórmula:

$$\frac{\Delta v}{v} = -C \frac{\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_2 + \Delta \sigma'_3}{3} + D \left[(\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_2)^2 + (\Delta \sigma'_2 - \Delta \sigma'_3)^2 + (\Delta \sigma'_3 - \Delta \sigma'_1)^2 \right]^{1/2} \quad (V-12)$$

$$\frac{\Delta v}{v} = -C \Delta \sigma'_m + D \Delta \gamma_{oct} \quad (V-13)$$

Donde

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ Son los esfuerzos efectivos.

σ'_m Es el esfuerzo efectivo y es positivo en compresión.

γ_{oct} Es el esfuerzo de corte octaédrico.

Δv Es el incremento de volumen y es positivo en

expansión.

C Es el coeficiente de compresibilidad.

D Es el coeficiente de dilatancia y es positivo en expansión.

En la prueba de compresión Triaxial se sustituye $\sigma_r = \sigma_3$ que reemplazando en la expresión anterior nos dá la siguiente ecuación.

$$\frac{\Delta v}{v} = -C \frac{(\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3)}{3} + D \sqrt{2} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (V-14)$$

En la prueba de compresión isotrópica el segundo término de la ecuación V-14 desaparece y C es función de los esfuerzos impuestos, disminuyendo con el incremento de los esfuerzos. La compresión de la arena consta de parte elástica y plástica, de tal manera que cuando se descarga queda un asentamiento residual; en el caso de que la carga sea repetida la deformación compresiva aumentará gradualmente con el número de veces que se repite la carga (figura V-16), esto se debe a la acumulación de asentamientos residuales.

Cuando la carga se aplica manteniendo el esfuerzo efectivo constante, el primer término de la ecuación V-14 desaparece. El coeficiente de dilatancia D depende de la relación de vacíos (e) y del esfuerzo impuesto, la relación de vacíos en el cual no se producen cambios de volumen durante el corte es llamado la relación de vacíos crítica (e_{cr}).

El valor de e_{cr} disminuye en magnitud con el aumento de Δ_m (figura V-17), esta figura nos muestra los resultados de una prueba en arena donde permaneció constante Δ_m , desde que la arena probada es más densa que e_{cr}, la expansión de volumen tuvo lugar cuando el esfuerzo de corte aumentó, luego se descargó recuperando su volumen inicial; de tal manera que cuando la carga se repite en la misma magnitud el volumen no varía con el número de ciclos de carga, lo cual significa que e_{cr} no es afectado por la repetición de cargas.

De lo acotado anteriormente se desprende que la repetición de cargas afecta de diferente manera a los valores C , $\Delta \delta'_m$ y D γ_{ocr} de la ecuación V-14.

Cuando se aplica una carga axial manteniendo la presión de confinamiento constante, aumentan los esfuerzos efectivos y de corte lo cual está ilustrado en la figura V-18; desde que la arena probada posee una densidad mayor que ecr., el segundo término de la ecuación V-14 es siempre +. En la figura anterior se aprecia que en el primer nivel de carga el espécimen se contrae para esfuerzos menores que 2.7 Kgr./cm^2 , porque el primer término de la ecuación V-14 es mayor que el segundo bajo esos esfuerzos. La expansión comienza cuando los esfuerzos alcanzan este valor debido a que la dilatación producida por el corte sobrepasa la compresión hidrostática. Cuando se descarga después de la carga máxima 6 Kgr./cm^2 queda una deformación residual +; las continuas cargas y descargas hacen que el volumen tienda a contraerse gradualmente debido a la acumulación de deformaciones residuales por compresión.

Si la carga fué menor que 2.7 Kgr./cm^2 el volumen se contraería aún en el primer ciclo de carga y tiende a contraerse con el incremento de los ciclos de carga a pesar de $e < e_{cr}$.

Se ha entendido de los experimentos anteriores que el comportamiento de las deformaciones de arenas sujetas a cargas repetidas depende de e , nivel de esfuerzos, esfuerzos normales impuestos, esfuerzos de corte y el número de cargas repetidas.

Puede ser conveniente tomar como condición que el volumen no cambie bajo la aplicación de esfuerzos de corte ó normales, esta condición está expresada en función de e ó del número de cargas aplicadas. Si se toma en función de e se denomina e_{cr} el cual no solo depende de δ'_m sino también de los esfuerzos incrementados $\Delta \delta'_m$, $\Delta \gamma_{ocr}$ y del número de repetición de cargas n .

$$e_{cr} = f(\delta'_m, \Delta \delta'_m, \Delta \gamma_{ocr}, n) \quad (V-15)$$

También se puede expresar en la forma siguiente:

$$n_{cr} = f(\delta'_m, \Delta \delta'_m, \Delta \gamma_{oc\gamma}, e) \quad (V-16)$$

Cuando una arena saturada está sometida a fuerzas bajo condición de impermeabilidad (no drenados), la presión de poro tendrá la siguiente variación:

$$\Delta U = \Delta \delta_m + \alpha \Delta \gamma_{oc\gamma} \quad (V-17)$$

En la prueba triaxial se cumple lo siguiente:

$$\Delta U = \Delta \delta_3 + A(\Delta \delta_1 - \Delta \delta_3) \quad (V-18)$$

Donde α y A son los coeficientes de la presión de poro y están obviamente relacionados con las características deformacionales de la estructura de arena.

En las pruebas de consolidación no drenados cuando se aplica la carga axial manteniendo la presión de confinamiento constante, cambia no solo los esfuerzos de corte desarrollados sino también los esfuerzos efectivos lo cual se debe a la presión de poro (ecuación V-18) posteriormente tendrá lugar la contracción ó expansión parcial del espécimen de un volumen constante con el objeto de igualar la no uniformidad en la densidad. Los efectos resultantes de estos tres factores determinarán si la presión de poro aumenta ó disminuye durante la carga. Sin embargo cuando se aplican las cargas cíclicas, los 2 últimos factores que producen una serie de contracción y expansión, siempre contribuyen al aumento de la presión con el número de ciclos. Por lo tanto la presión de poro producida durante la primera carga tenderá a un aumento en la dirección +, no tomando en cuenta que si la presión en la primera carga fué + ó -.

Si la presión de poro aumenta hasta la presión de confinamiento se produce una disminución de esfuerzos normales efectivos, perdiendo la arena su resistencia al cortante produciéndose la licuefacción.

C-2-1) Pruebas triaxiales no drenadas.

a)- Se han realizado una serie de ensayos en arenas de Niigata, todas estas pruebas fueron realizadas con una contrapresión de 4 Kgr/cm^2 por medio del aparato triaxial N.G.I. Los especímenes fueron de 3.5 cm. de diámetro y 5 cm. de altura y para reducir la restricción en el extremo se colocó una membrana delgada y lubricada al fondo del plato.

La figura V-19 muestra los resultados de estos ensayos, en la cual están fijadas las principales variables que inciden en el fenómeno de liquefacción, de esta figura se deducen algunas consideraciones siguientes:

- En arena suelta la presión de arena positiva se produce durante el primer ciclo de carga, aumentando conforme se incrementa el número de ciclos; se observa que las deformaciones axiales aumentan con el incremento del ciclo de cargas alcanzando en el ciclo 51 un 15%, en este momento la presión de poro está cerca del 95% de la presión de confinamiento y la muestra está prácticamente fallada o liquefactada.

- En arena medianamente densa se aprecia que durante la primera carga la presión de poro es positiva, aumenta para una pequeña diferencia de esfuerzos y disminuye para una gran diferencia de esfuerzos hasta un valor negativo. Un similar comportamiento de la presión de poro en el primer ciclo de carga aparece en menor grado en los siguientes ciclos de carga. Se aprecia que el aumento de las deformaciones axiales con el incremento en los ciclos de cargas es más lento que en arenas sueltas. En el ciclo 100 la deformación alcanza 20% y el máximo valor de la presión de poro inducida alcanza el 55% de la presión de confinamiento, en este instante la presión de poro todavía es negativa, lo cual demuestra que la arena tiene aún resistencia de corte.

- En arenas muy densas se produce una presión negativa aún en la primera carga; la presión de poro y las defor-

maciones producidas por las cargas repetidas son pequeñas, por lo tanto la disminución de la resistencia al corte es insignificante aún en el ciclo 200.

b) Seed realizó ensayos no drenados en aparatos triaxiales y de corte simple, experimentó arenas de diversas densidades bajo diferentes esfuerzos. En las pruebas triaxiales la presión de confinamiento varió entre 1 y 3 Kgr/cm² y en la prueba de corte simple la presión vertical aplicada varió entre 2 y 8 kgr/cm², siendo la velocidad de carga y descarga igual a 2 ciclos por segundo.

En estos experimentos se encontró que el número de ciclos de carga requerido para que la presión de poro iguale a la presión de confinamiento, aumenta con el incremento tanto en la densidad, como la presión de confinamiento y con una disminución en los esfuerzos de corte aplicados.

Considerando que las pruebas fueron realizadas bajo una presión de confinamiento relativamente alta, el criterio para la liquefacción deducido de las pruebas son para depósitos arenosos relativamente profundos.

Se ha demostrado que la liquefacción general comienza desde la capa superior y se desarrolla hacia abajo. Por lo tanto las arenas próximas a licuarse experimentan acciones del sismo bajo una pequeña presión de confinamiento, después de la deformación de la arena es ampliamente influenciado por la presión de confinamiento.

c) Bjerrum también señaló importantes características de la liquefacción de las arenas saturadas sueltas en base a ensayos triaxiales no drenados.

Estos experimentos demostraron que se desarrolla un alto valor de A (coeficiente de la presión de poro) en arenas sueltas, incrementándose la deformación aún después que ocurre la falla.

C-3) ACCION DEL FLUJO DE AGUA HACIA ARRIBA
DURANTE UN SISMO

La presión de poro puede variar de acuerdo a las ondas de compresión que se transmiten a través de las rocas durante un sismo, si existe un estrato de arena suelta se producirá un cambio brusco en la presión de poro, produciéndose el flujo de agua hacia arriba. Desde que la relación de vacíos crítica disminuye con el aumento de la presión de confinamiento, las arenas bajo alta presión de confinamiento probablemente se contraen bajo carga, aún la arena más densa se contraerá bajo alta presión de confinamiento debido al aplastamiento de los granos. Por lo tanto en las arenas y gravas en grandes profundidades se desarrollarán instantáneamente grandes presiones cuando se produce el sismo, produciéndose un flujo de agua hacia arriba, a menos que se prevenga convenientemente por capas impermeabilizantes. Este flujo de agua causa trastornos en los granos de arena a causa de la viscosidad del agua, causando la reducción de la presión efectiva, esto puede causar la liquefacción si el estrato superior tiene características deformacionales desfavorables.

C-4) FACTORES QUE INFLUYEN EN LA MAGNITUD DE DAÑOS CUANDO LAS ARENAS HAN SIDO LIQUEFACTADAS

El grado de daños causados por la liquefacción está influenciado principalmente por 3 factores:

a) Duración de la liquefacción

Se ha demostrado que la duración de la liquefacción general es proporcional al espesor de la capa liquefactada, al rango de la consolidación y es recíproco al coeficiente de permeabilidad. El rango de consolidación es considerable cuando menor es la densidad del estrato y mayor la aceleración de la vibración, esas consideraciones han sido extraídas de las investigaciones sobre daños en las estructuras en Niigata. La menor permeabilidad reduce apreciablemente la duración de la liquefacción general, ya que este tipo de liquefacción se produce desde la capa superior hasta la inferior. Cuando ocurre la liquefacción local y existe un estrato permeable (arena estable ó grava) des-

cansando sobre la capa liquefactada la duración de la li-
quefacción cesará después del sismo.

- b) Resistencia a las grandes deformaciones ó aparente
viscosidad de las arenas liquefactadas.

Como ya se ha establecido en arenas medianas ó den-
sas la resistencia a una gran deformación cortante tiende
a aumentar debido al efecto de dilatancia ; D. D. Barkan
demostró que la viscosidad aparente de las arenas liquefac-
tadas disminuye con un aumento en la aceleración de las
vibraciones.

- c) La topografía del lugar.

Los deslizamientos debido a la liquefacción son ob-
viamente dependientes de la topografía del lugar.

C-5) CONCLUSIONES

El fenómeno de la liquefacción se presenta en dos
formas denominadas, liquefacción general y local; la pri-
mera abarca desde la superficie hasta una cierta profundi-
dad y la segunda se limita a una zona ubicada a cierta pro-
fundidad.

El fenómeno de la liquefacción en general está de-
finido ya sea por la condición en la cual el valor de la
presión de poro está próximo ó es igual de la presión de
la sobrecarga total en una capa de arena (ó de un suelo
poco cohesivo) ó cuando los esfuerzos efectivos de un
suelo desaparecen; esto trae como consecuencia la disminu-
ción de la resistencia al cortante a un valor mínimo.

El fenómeno de la liquefacción es causado por el a-
umento de la presión de poro debido a la contracción de la
arena y/o por el flujo de agua hacia arriba. Lo dicho an-
teriormente es expresado en términos de ecr. ó de ncr.
Donde existe grandes depósitos de arena la liquefacción
puede deberse a las 2 causas en la mayoría de los casos,
aunque en algunos lugares la última causa es suficiente
para que se produzca la liquefacción.

D) ESTUDIOS DE DINAMICA DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

El sismo del 31 de Mayo de 1970 fué de magnitud 7.8 en la escala de Mercalli modificada, afectando todo el norte del país principalmente al departamento de Ancash, dejando como epílogo pérdidas cuantiosas tanto humanas como materiales que son ampliamente conocidas.

Estudios é investigaciones han demostrado estrechas interrelaciones entre los daños en las edificaciones y las condiciones locales del suelo durante un sismo; por esta razón se ha dado la debida importancia a los estudios de suelos antes de erigir una estructura, para una mayor seguridad inclusive ante la presencia de un sismo.

En este subcapítulo pretendemos en base a los rigurosos estudios realizados en la ciudad de Chimbote con las últimas técnicas, dar ciertas recomendaciones en el diseño de cimentaciones en esa ciudad.

El coeficiente de diseño de la fuerza sísmica es principalmente determinado por la actividad sísmica y por las condiciones del suelo. El coeficiente concerniente a la actividad sísmica puede ser determinado estadísticamente en base a las actividades sísmicas pasadas. El coeficiente sísmico para el diseño de edificios está de acuerdo con la finalidad que cumple y sus características estructurales. Para el estudio de las condiciones del suelo es necesario la microzonificación del área determinada; un mapa de microzonificación se hace a base de un estudio geológico, exploraciones precisas del suelo, observaciones de las microvibraciones y de sismos reales.

D-1) PRUEBAS DINAMICAS REALIZADAS EN CHIMBOTE.

a) Observaciones de las microvibraciones.

La superficie del suelo consiste de capas blandas en las partes superiores, capas densas a cierta profundidad y debajo de esta capa hay una base rocosa.

En el instante de un sismo las ondas que vienen del hipocentro aparecen en la superficie con un ángulo de inci-

dencia casi de 90° , dependiendo la velocidad de la onda de la dureza de las capas. En el estudio se consideró un modelo de 2 capas que es el caso más simple; asumiendo que el estrato inferior es rígido entonces en el estrato superior se producirá la vibración natural.

Es reconocido que cada punto de un suelo tiene un período predominante distinto y la teoría de la reflexión múltiple es la que se encarga de explicar este fenómeno.

En la actualidad se utilizan varios métodos para obtener el período predominante, siendo el método de las microvibraciones uno de ellos.

La microvibración es un fenómeno vibratorio de la superficie del suelo con una amplitud en micrones; se produce aún, sin una fuente de excitación inclusive es generada por carga de tráfico, por esta razón los datos que se obtienen no son muy claros, la frecuencia dominante varía entre 1 y 10 hertz. para el registro de las microvibraciones se requiere un equipo altamente sensitivo.

En base a registros de curvas de período predominante, la ciudad de Chimbote se ha dividido en 3 zonas:

- Zona Norte, donde el suelo es duro y denso, el período predominante es aproximado a 0.1 seg.
- Zona Central, el suelo es un poco blando y el período predominante varía entre 0.2 y 0.3 seg.
- Zona Sur, en la cual no tiene un período predominante determinado debido a que las capas superficiales están formados por diversos suelos.

b) Observaciones de los after-shocks.

En primera aproximación se puede decir que las estructuras que tienen período corto han sufrido menores daños debido a la vibración local, cuando ellas están situadas sobre suelos blandos que tienen un período predominante corto. Además se ha observado que las capas del suelo se comportan como un filtro para ondas sísmicas de período corto.

c) Análisis del movimiento de las ondas sísmicas.

Como habíamos mencionado antes, cuando se produce el sismo las ondas llegan perpendiculares a la superficie, siendo la intensidad del sismo diferente en cada punto observado por lo cual se recurre a la teoría de reflexión múltiple.

Como la prueba de propagación no fué realizada, la velocidad en cada capa puede ser obtenida por el procedimiento que se utiliza en Japon; en el cual la velocidad de las ondas de desviación se calcula a partir de N mediante la fórmula V-19. Esto es factible en Chimbote debido a que fueron realizados una serie de ensayos de penetración standard, obteniéndose N en cada punto.

$$V_s = 76 N^{0.36} \quad (\text{ m/seg }) \quad (\text{ V-19 })$$

D-2) FENOMENOS OBSERVADOS DESPUES DEL SISMO.

- Los asentamientos que han sufrido muchas estructuras se han debido principalmente a la densificación de las arenas pobremente graduadas ó de limos arenosos blandos en estado suelto; hay que mencionar que en algunos lugares los asentamientos continuaron hasta después de 20 días de ocurrido el sismo.

- El fenómeno de la liquefacción apareció en varios lugares de esta ciudad; se han detectado emanaciones de agua y arena, formación de ampollas ó cráteres y hervideros de agua y arena. Cuando la liquefacción está limitado a una capa de varios metros de profundidad (liquefacción local), se ha encontrado que los asentamientos de los edificios no son apreciables; en cambio si se produce la liquefacción total los asentamientos de las estructuras fueron desastrosos.

- Surgencia de agua.- Aún las arenas más densas y las gravas en grandes profundidades se comprimen debido a la ruptura de los granos, dando origen al flujo ascendente del agua.

- Sobre el punto de vista de daños causados a las estructuras, se ha encontrado que la principal causa de los daños en estructuras cimentadas sobre suelo duro es la

fuerza del sismo aplicada a la superestructura y los daños a estructuras sobre suelo blando es causado principalmente por el asentamiento del edificio, producido por la compactación ó liquefacción de la arena suelta y no por la resonancia dinámica de estructura y tierra.

D-3) DATOS DE LA MICROZONIFICACION SISMICA DE CHIMBOTE

Basado en una serie de investigaciones (ver D-1) la ciudad se ha dividido en 4 zonas. La figura V-20 nos muestra el estudio geológico de la zona y la figura V-21 muestra la microzonificación de la ciudad.

a) Zona I.- El suelo consiste de rocas ó gravas densas, el nivel de agua está a una profundidad mínima de 10 mts.. Esta zona no presenta la posibilidad de asentamientos de estructuras ordinarias, ni hundimientos del terreno durante un sismo; sin embargo la fuerza sísmica actuando en esos edificios puede ser mayor que en otras zonas, desde el punto de vista de la interacción suelo estructura.

Con respecto al sismo se puede decir que en esta zona no se han producido daños por fallas del suelo; los daños en construcciones se han debido a la fuerza sísmica.

b) Zona II.- Es una área cubierta por arena suelta y mediana de varios metros de espesor. Debajo de esta capa hay una capa de arena densa ó arena de formación compacta cementada. En esta zona el nivel freático está a 5 mts. bajo la superficie. Asentamientos no apreciables son esperados en esta zona para edificios residenciales ordinarios (menos de 2 pisos) excepto sobre el borde externo de las dunas de arena. Es recomendable que los edificios de más de 2 pisos esten cimentados sobre pilotes hasta alcanzar la arena densa. En ciertos casos también es recomendable que el relleno de la arena sea compactado por medio de la vibroflotación.

c) Zona III.- Esta zona está compuesta principalmente por un suelo arenoso cubierto por terreno agrícola delgado La cama de grava está a una profundidad mayor de 10 mts. y

el nivel de agua está a unos metros de profundidad.

Hay una posibilidad de daños de estructuras debido a la licuefacción de arenas. La licuefacción mencionada generalmente está limitada a una cierta profundidad.

Durante el sismo esta área se caracterizó por la aparición de grietas con arena volcánica, se destruyeron algunos pozos de agua y se comprobó algunos indicios de la licuefacción.

d) Zona IV.- Esta zona se caracteriza por la napa freática que está cerca a la superficie del terreno, de aquí que la mayor parte de esta zona está cubierta por agua ó por pantanos, la elevación promedio de esta zona es de 5 mts. sobre el nivel del mar.

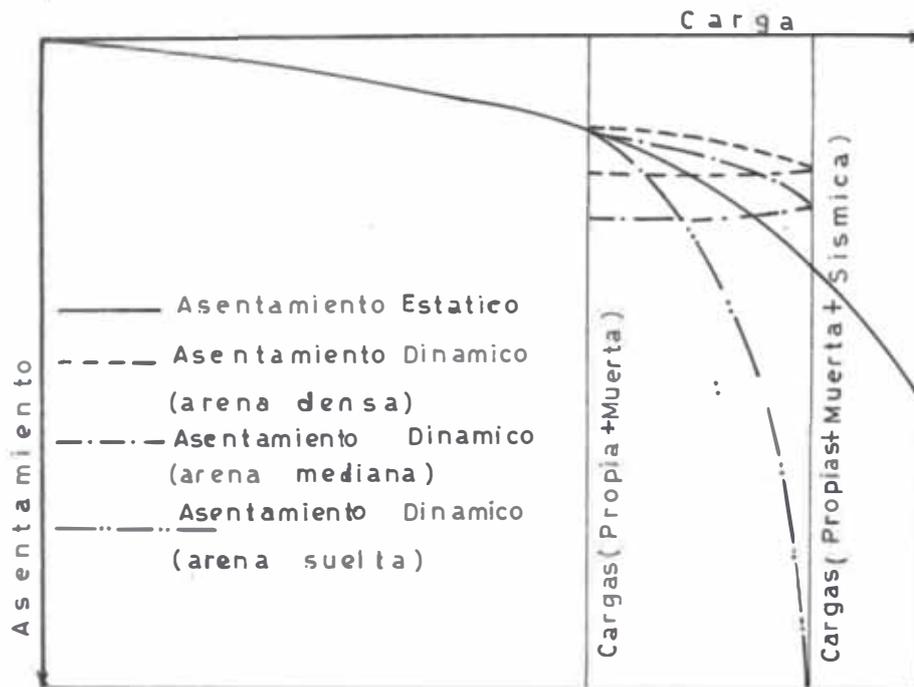
El suelo consiste principalmente de arena suelta con una capa delgada de limo orgánico.

El daño de edificios es causado principalmente por asentamientos, licuación de arenas, flujo vertical de agua y en menor grado por la fuerza sísmica.

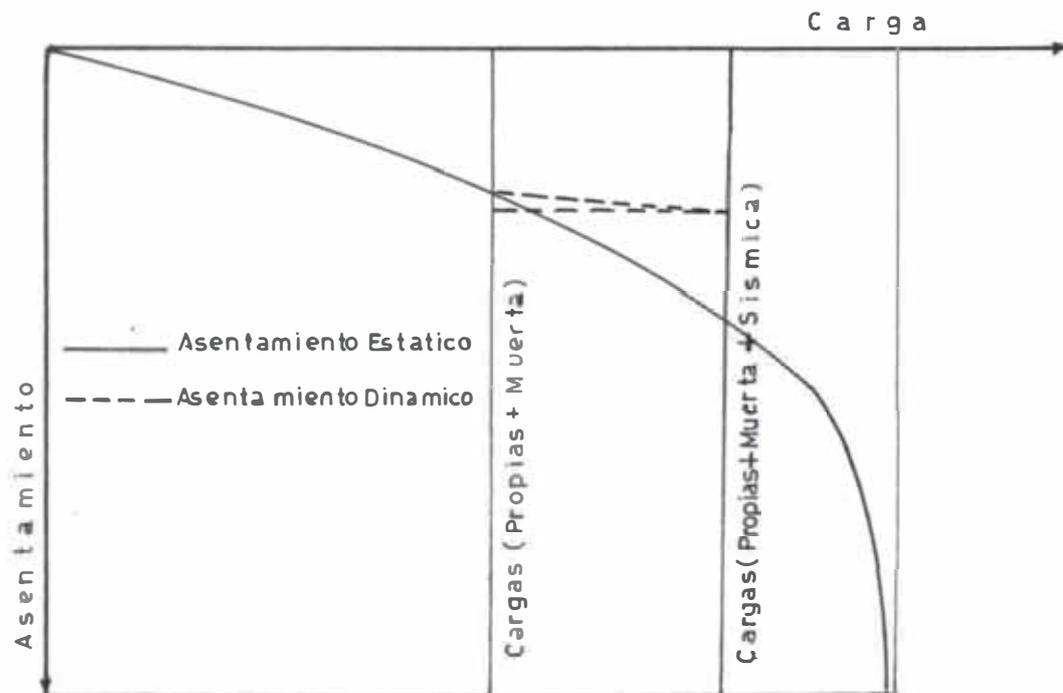
Los edificios en esta zona serán cimentados por pilotes hasta alcanzar un estrato resistente, ó en su defecto mejorar el suelo compactándolo por medio de la vibroflotación.

FIGURA 'V - 1
CURVAS CARGA -ASENTAMIENTO

A) SUELOS ARENOSOS



B) SUELOS ARCILLOSOS



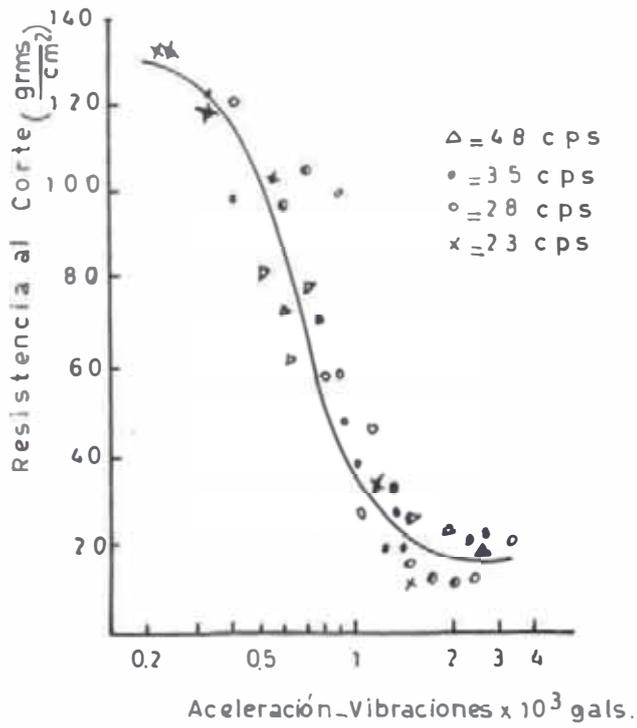


FIGURA V - 2

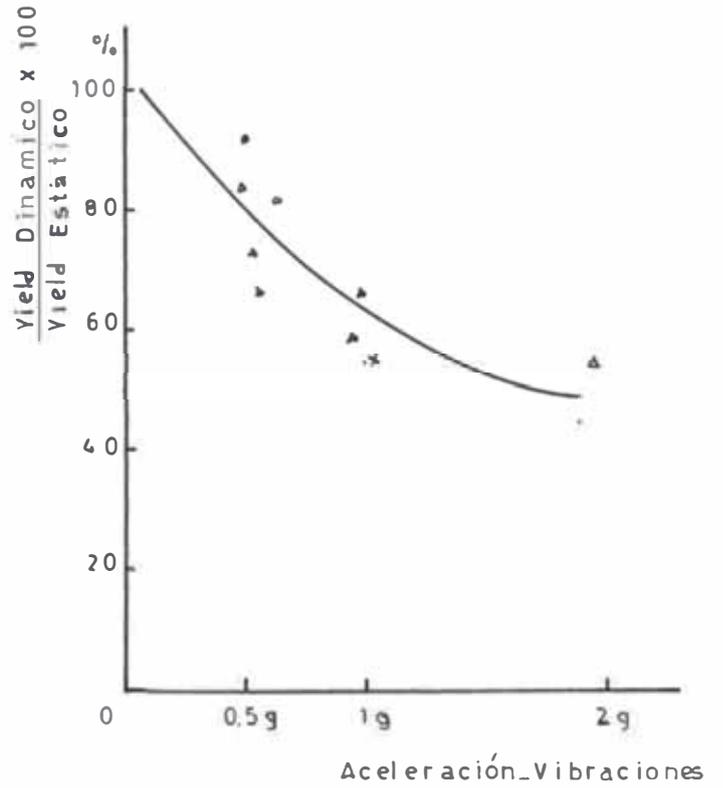


FIGURA V - 3

FIGURA V - 4

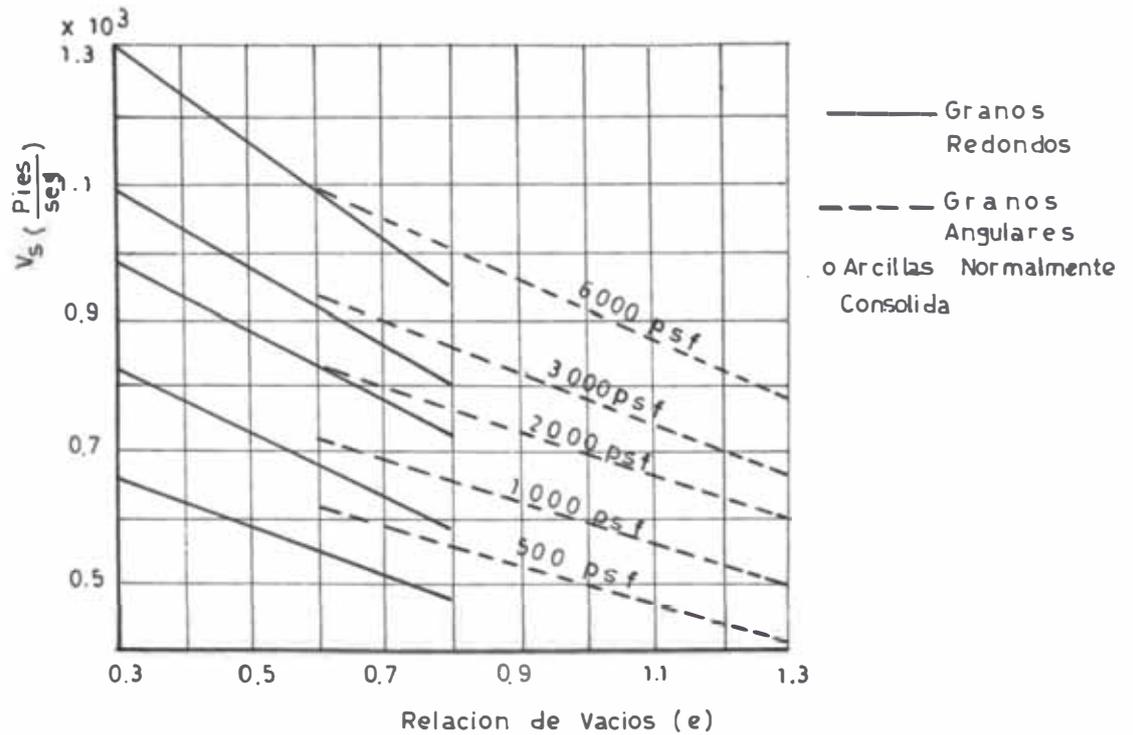


FIGURA V - 5

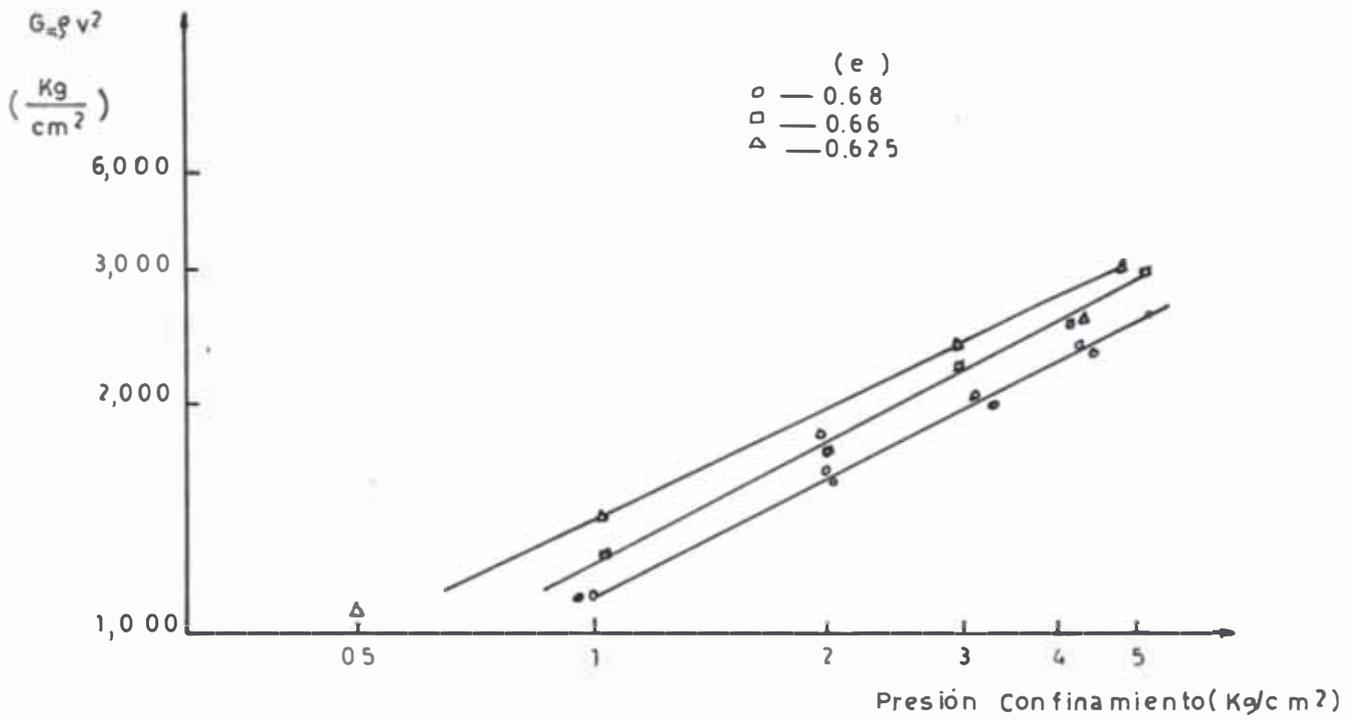
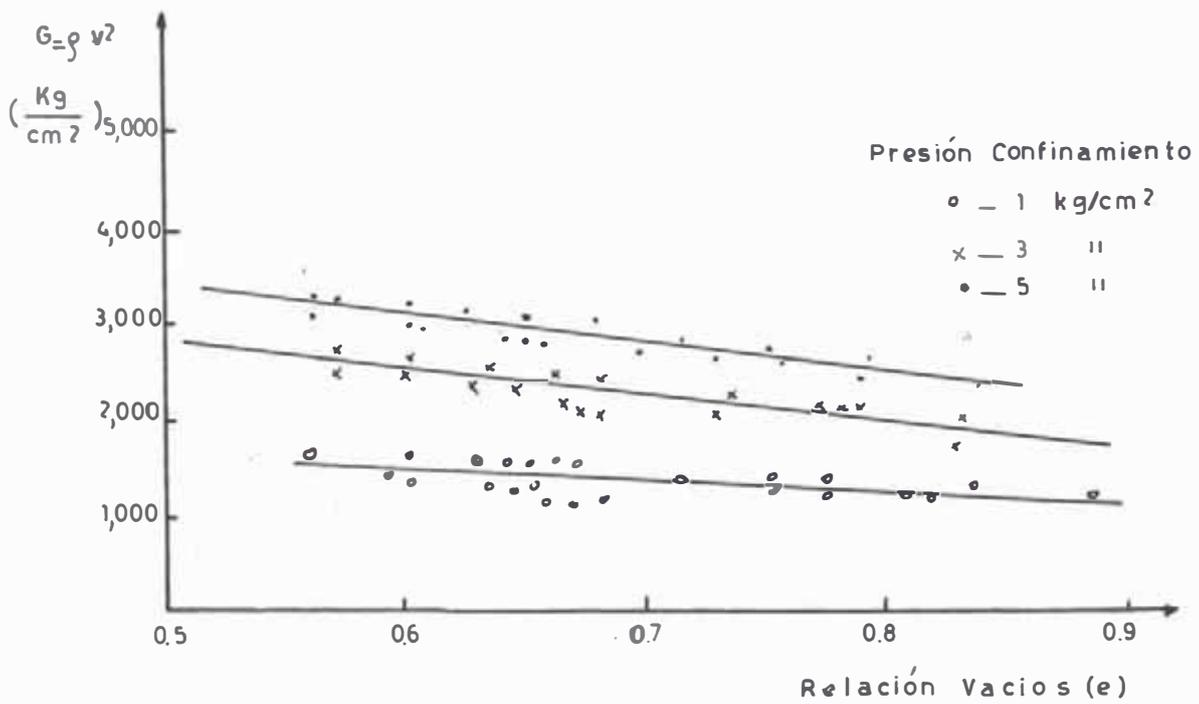


FIGURA V - 6



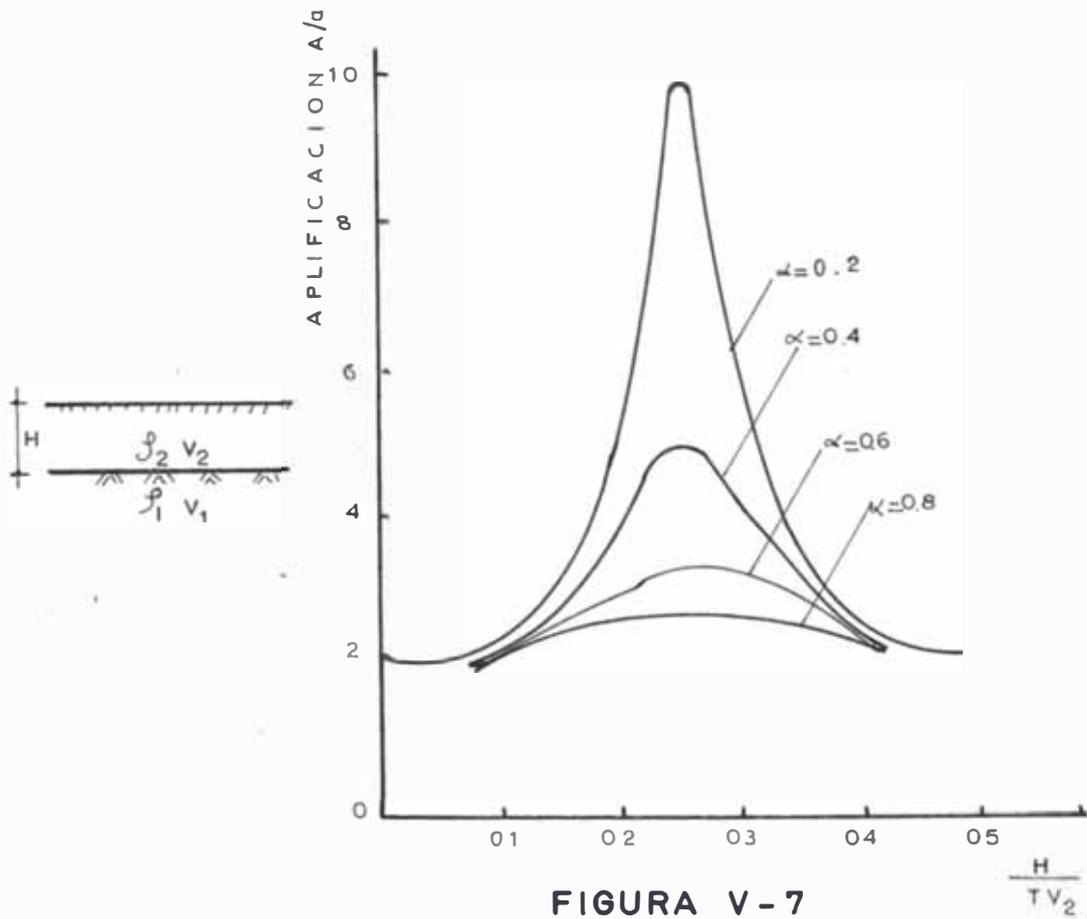


FIGURA V-7

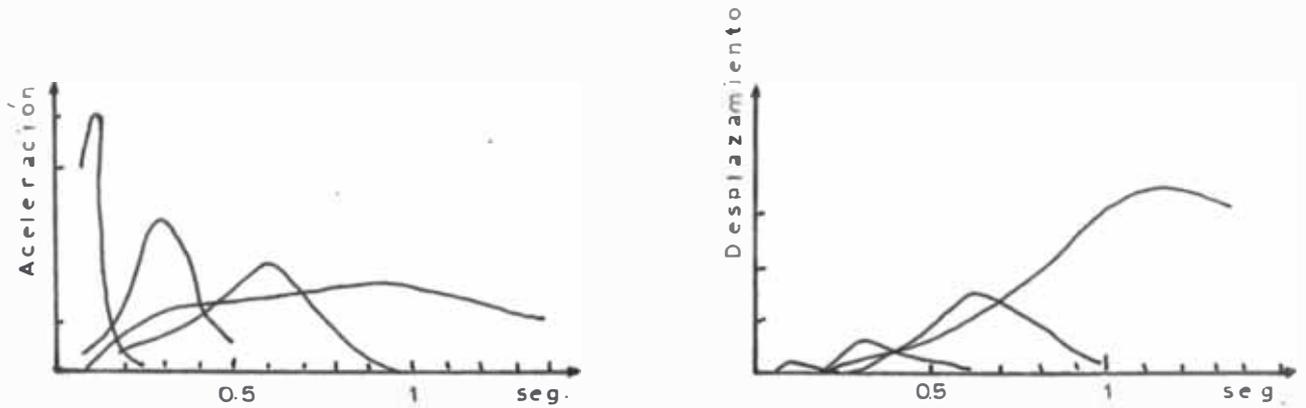


FIGURA V-8: RESPUESTA ESPECTRAL DEL SUELO

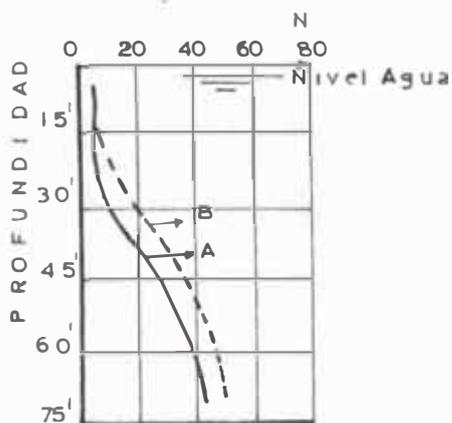


FIGURA V-12

VALORES DE N EN LAS ZONAS DE LIGEROS DAÑOS (B) Y SEVEROS DAÑOS (C)

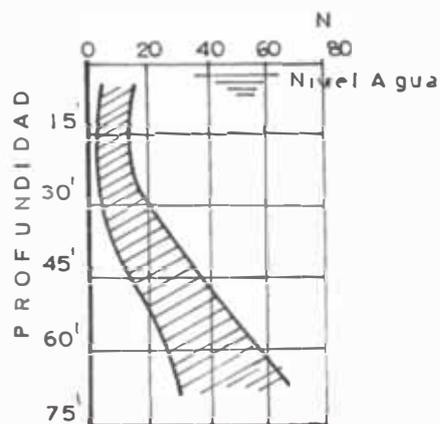


FIGURA V-13

VARIACION DE N EN LA ZONA DE SEVEROS DAÑOS (C)

FIGURA V - 10

INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL FACTOR N_q DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY

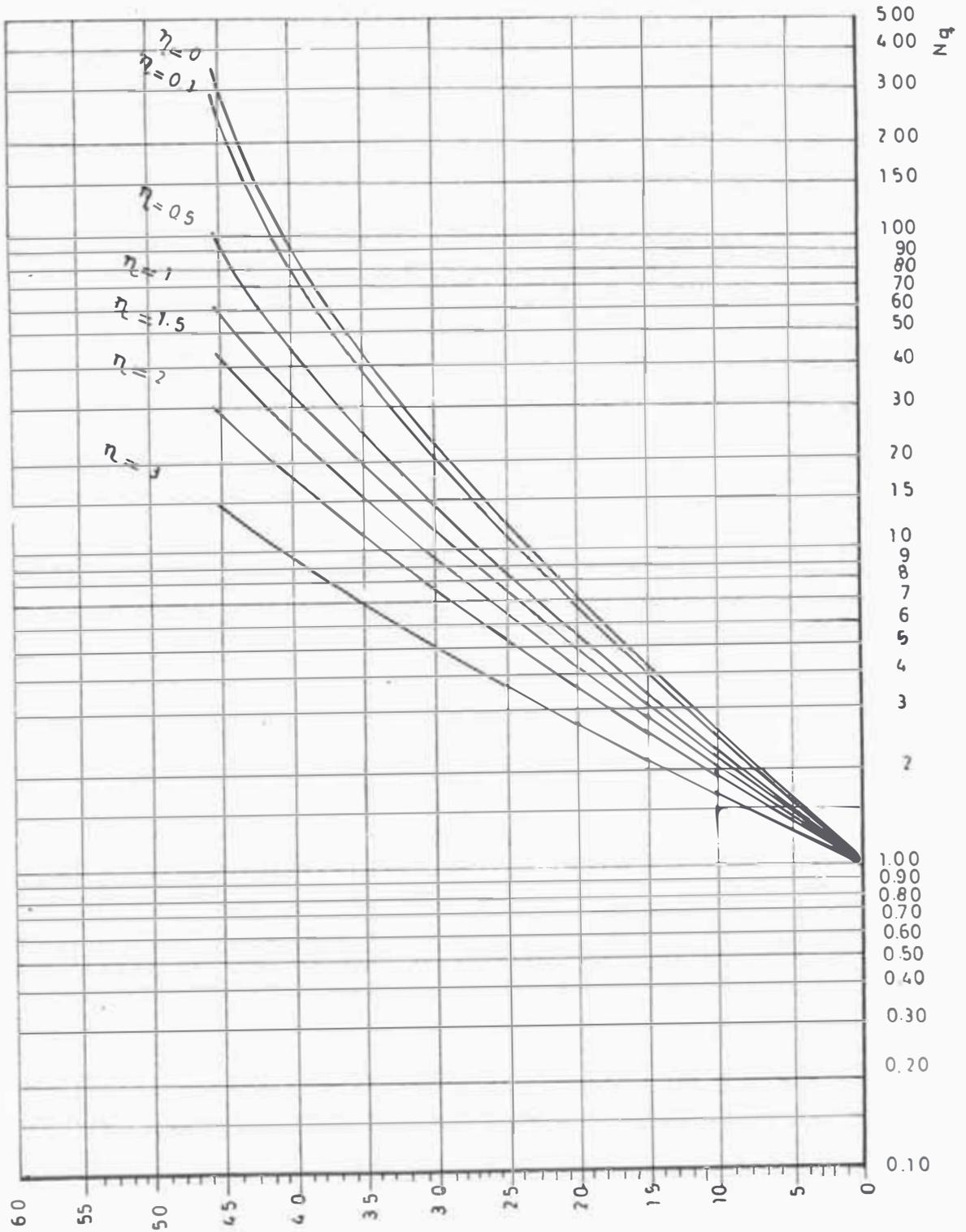


FIGURA V-11
 INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL FACTOR
 N_γ DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY

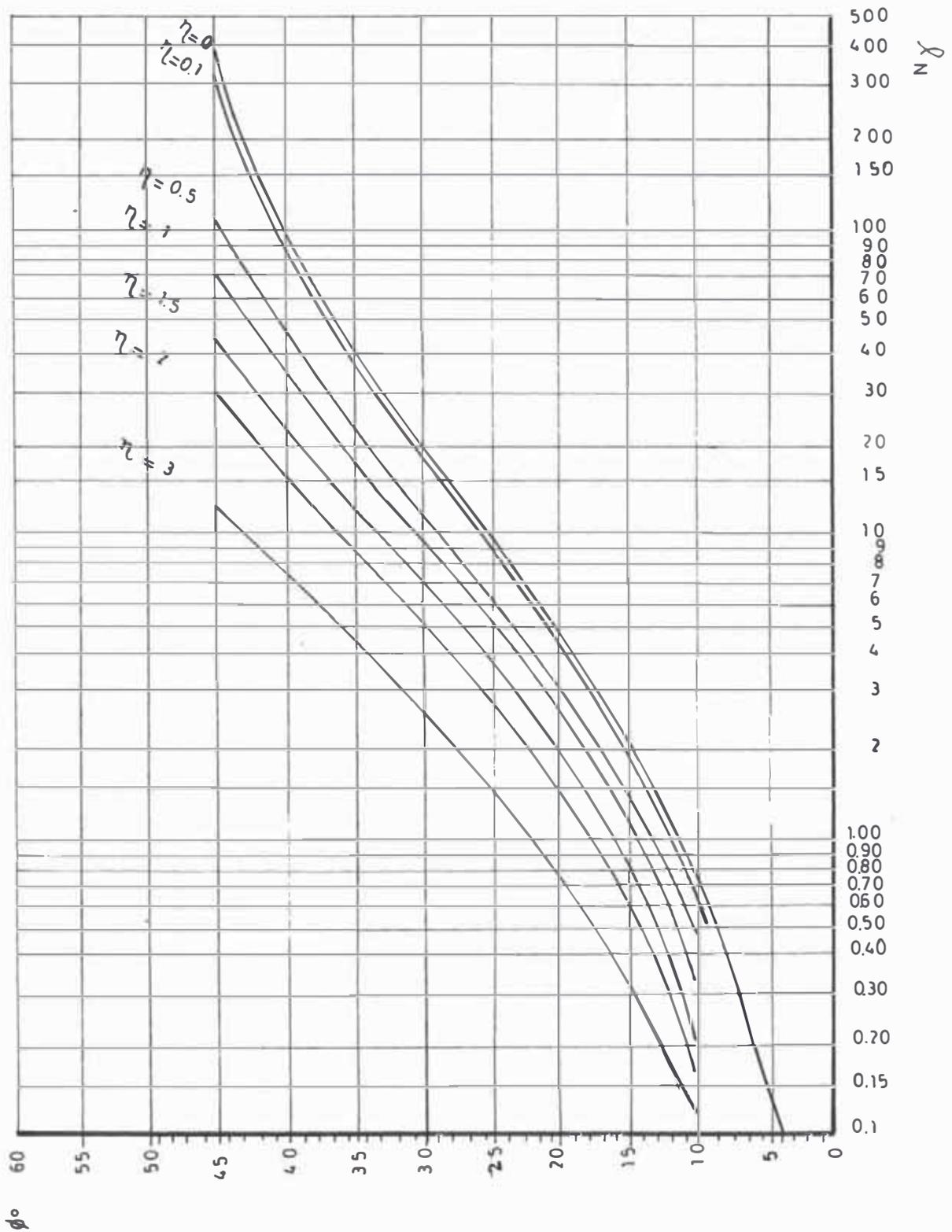


FIGURA V - 14
RELACION ENTRE N Y PORCENTAJE DE DAÑOS EN ZAPATAS

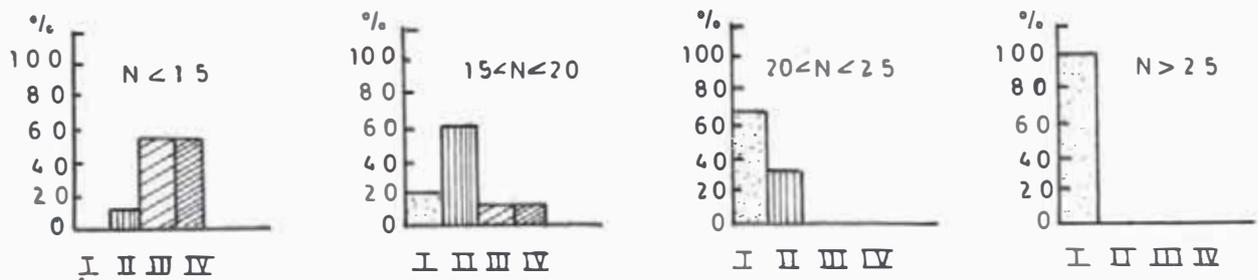


FIGURA V - 15
RELACION ENTRE N Y PORCENTAJE DE DAÑOS EN PILOTES

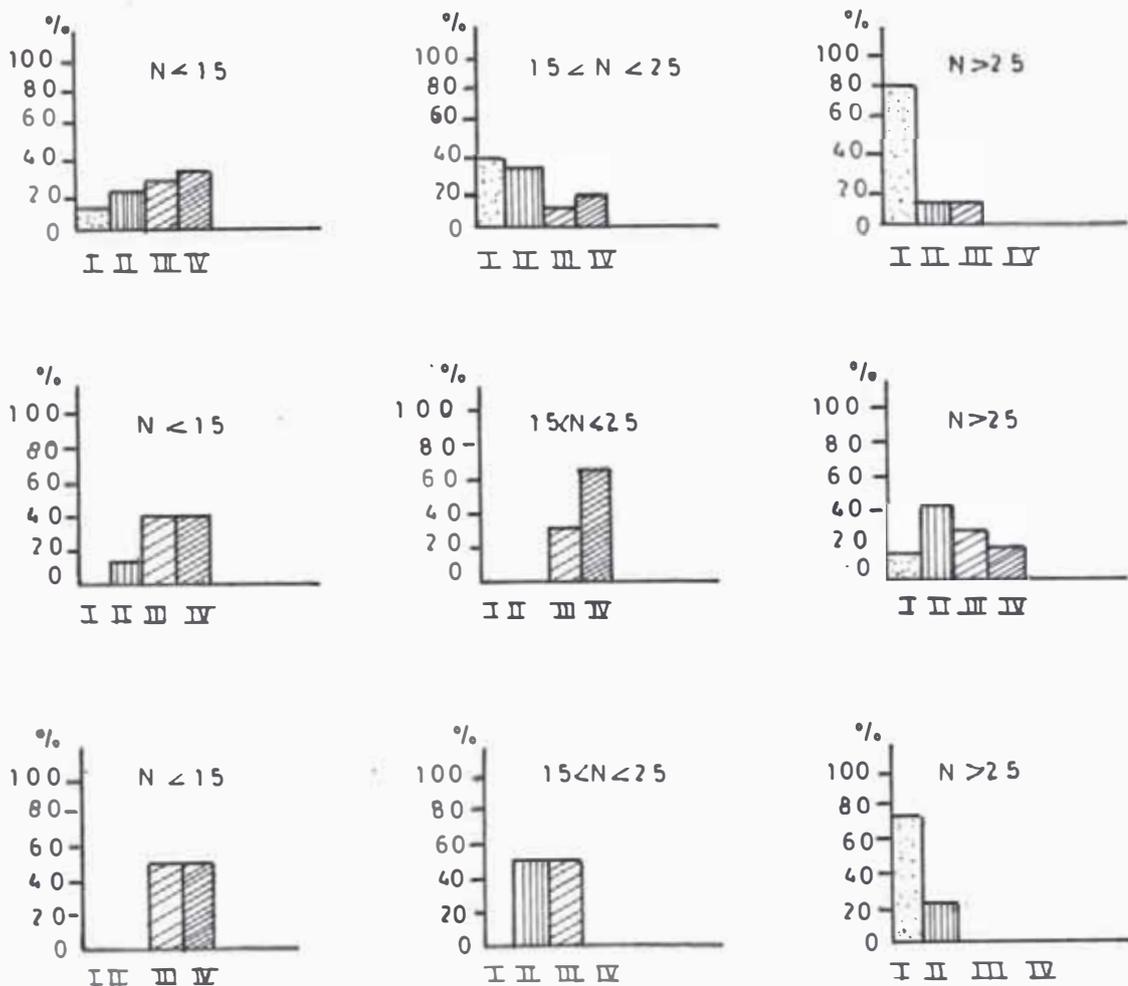
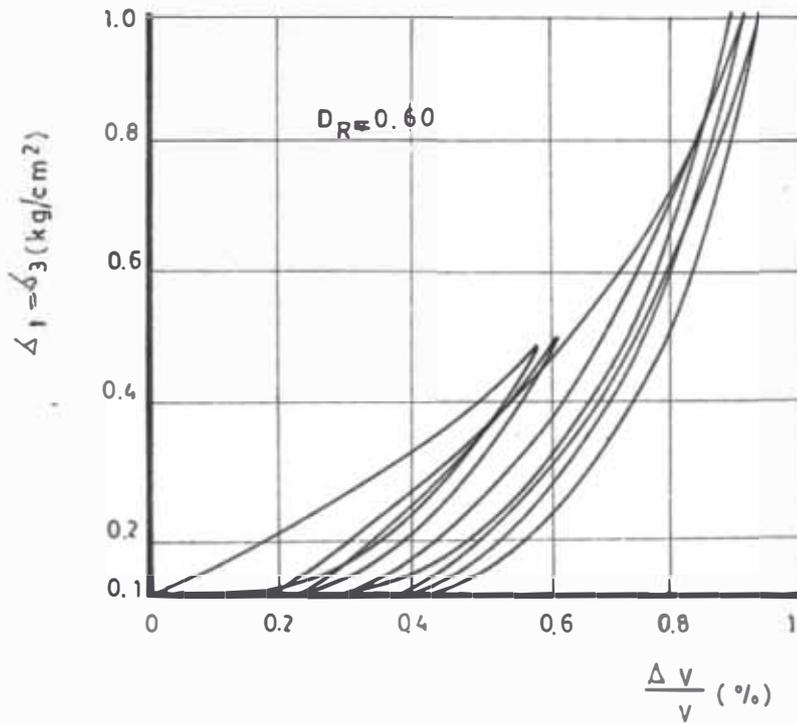
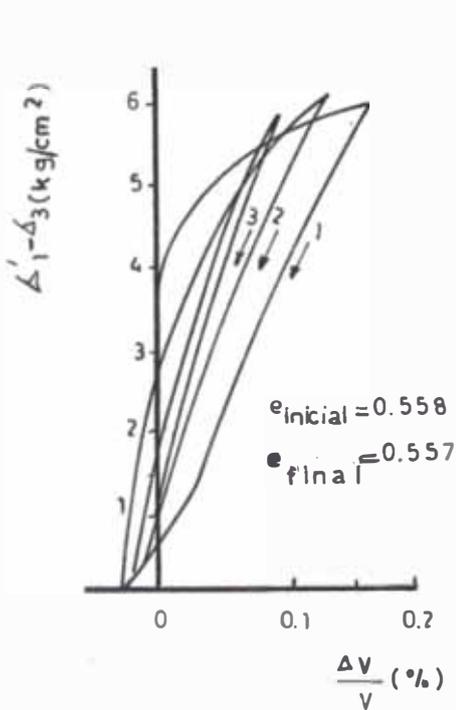


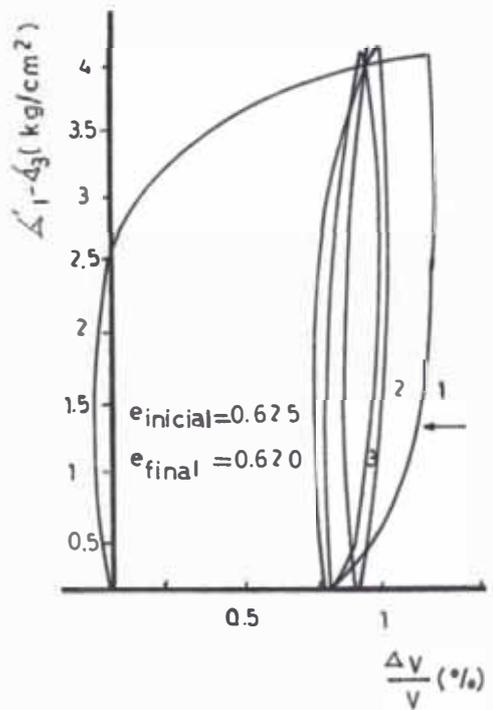
FIGURA V - 16



a) Prueba Compresion Isotropica (arena NIIGATA)



b) $\Delta'_m = \text{constante}$



c) $\Delta_3 = \text{constante}$

FIGURA V - 17

FIGURA V - 18

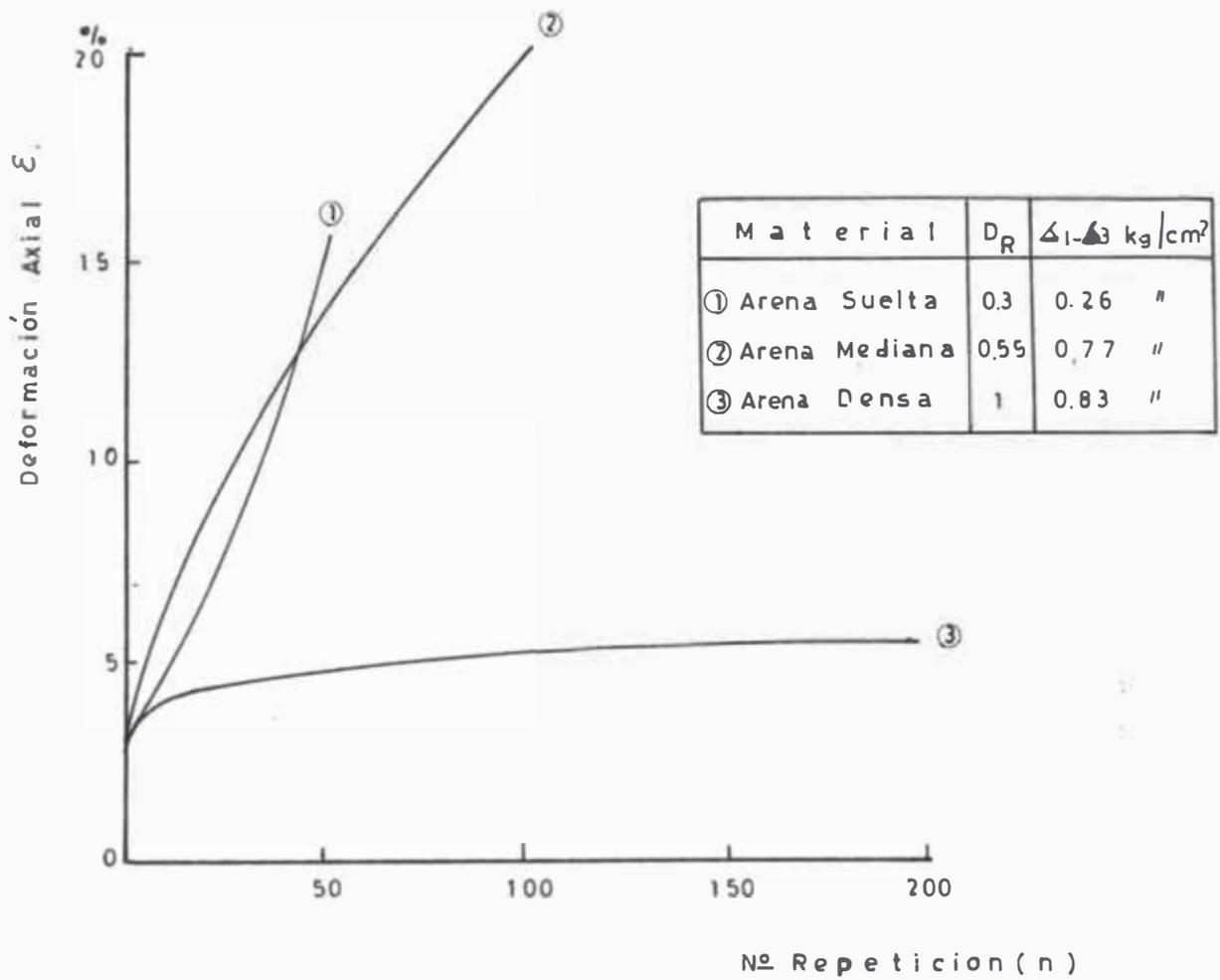
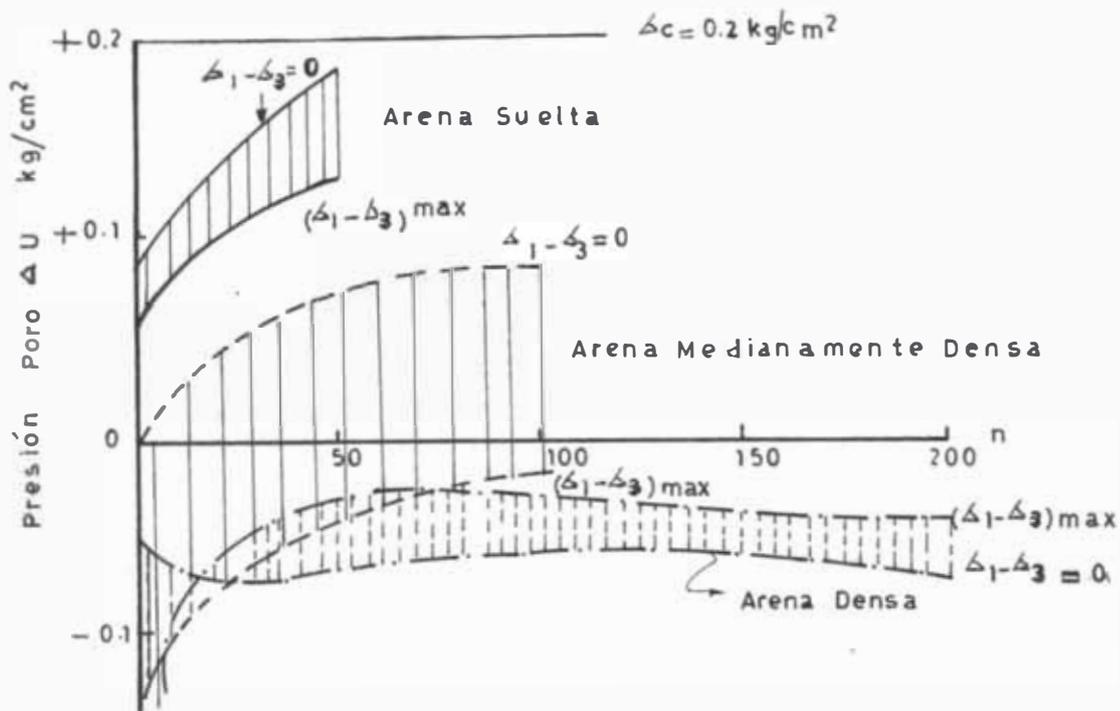


FIGURA V-19

RELACION ENTRE DEFORMACION AXIAL PRESION DE PORO Y EL N° DE CICLOS DE CARGAS EN DIVERSOS ESTADOS DE LA ARENA



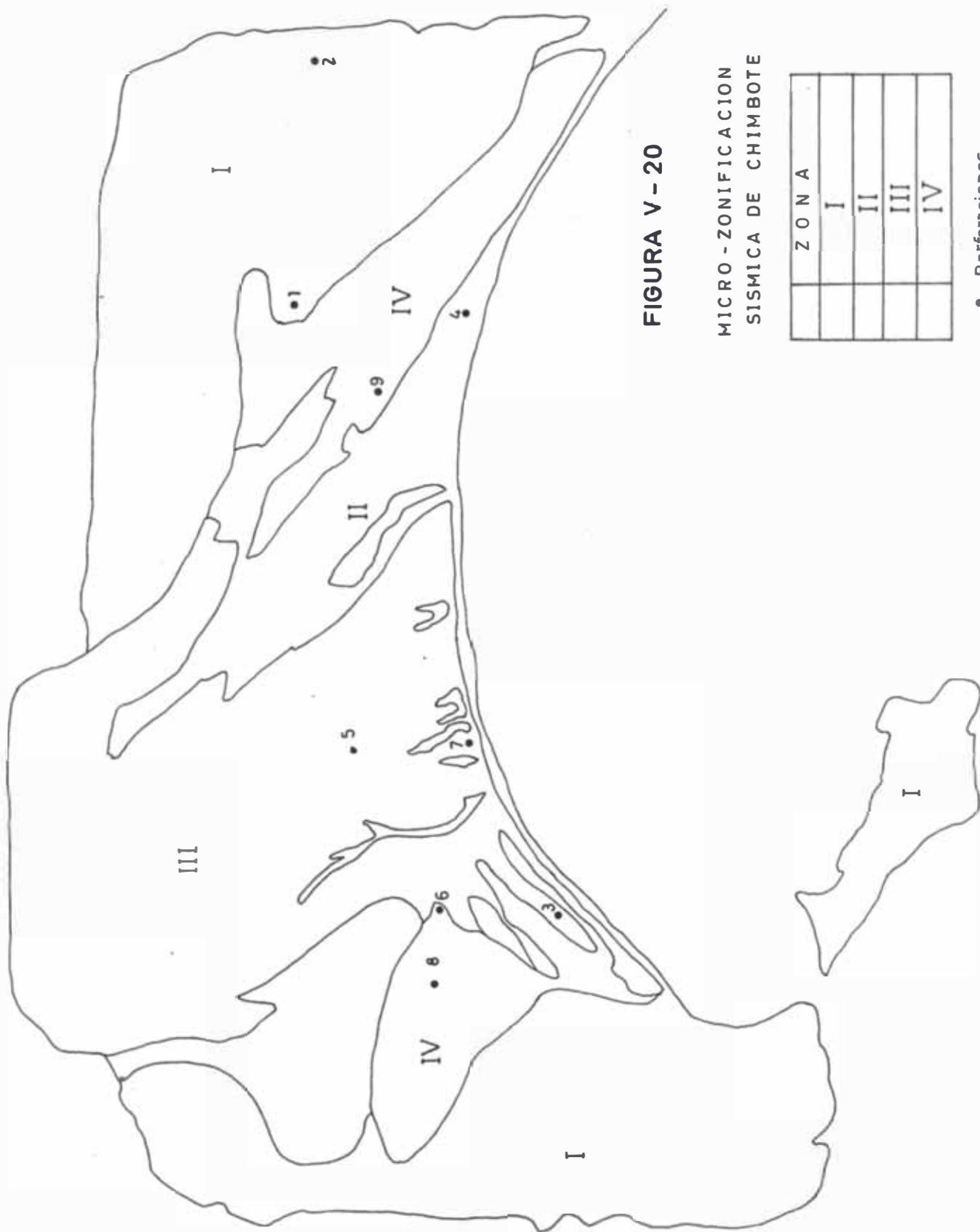


FIGURA V - 20

MICRO - ZONIFICACION
SISMICA DE CHIMBOTE

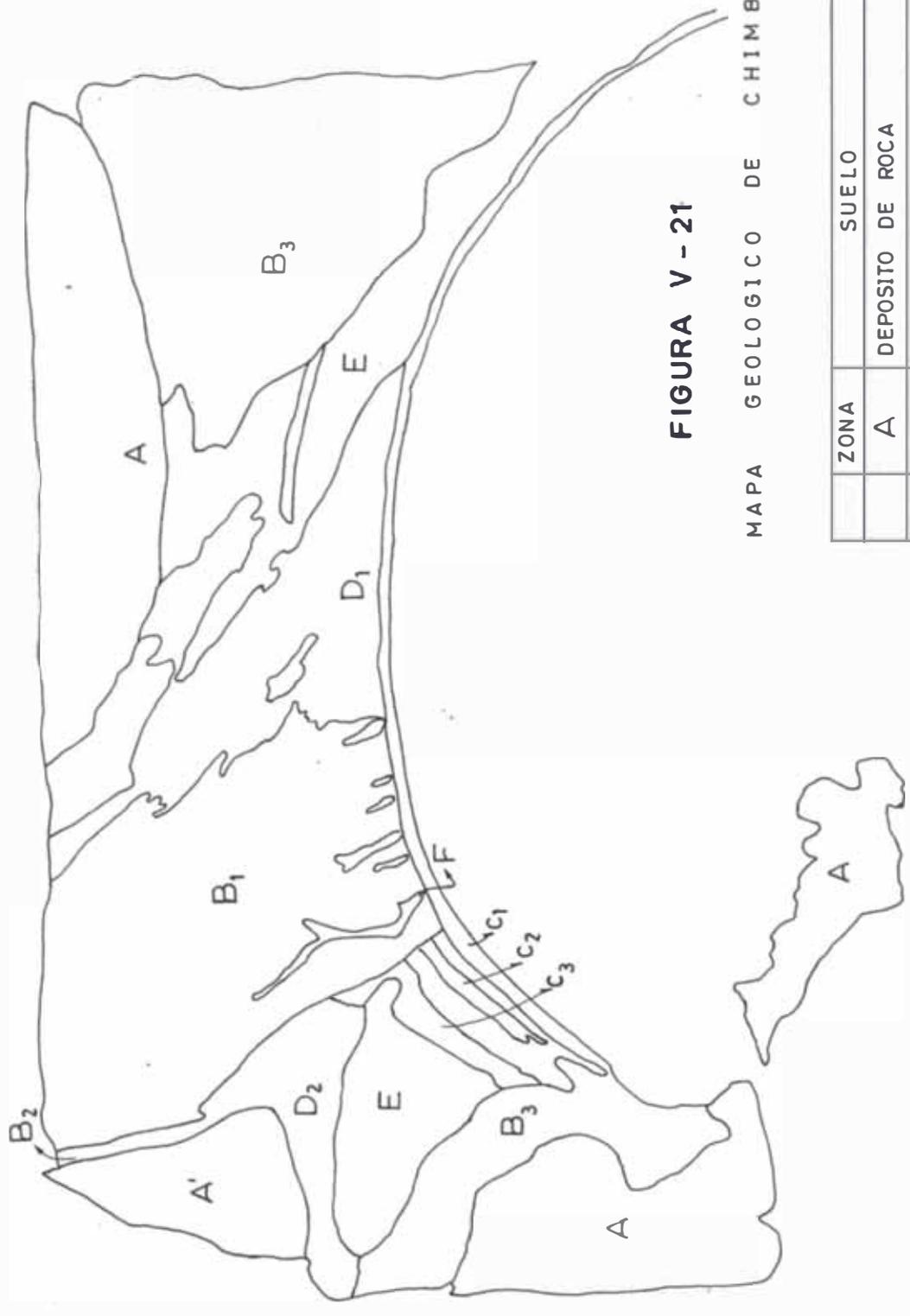


FIGURA V - 21

MAPA GEOLOGICO DE CHIMBOTE

ZONA	SUELO
A	DEPOSITO DE ROCA
B	DEPOSITOS ALUVIONALES
C	ZONA DE PLAYA
D	DUNAS DE ARENA
E	PANTANOS
F	ZONA BAJA LLANO ALUVIONAL DISECADO

VI - A) RECOMENDACIONES PARA LA CIUDAD DE CHIMBOTE

a) En primera aproximación se puede decir que las estructuras que tienen período corto sufrieron menores daños debido a las vibraciones locales, cuando ellas están situadas sobre suelo blando que tiene período predominante largo, que cuando las mismas estructuras están situadas en terreno duro que tiene período predominante corto; en base de este criterio se puede recomendar la construcción de un tipo de estructura en un determinado suelo al cual se le conoce su período predominante. La ciudad de Chimbote se ha dividido en tres zonas en base al período predominante.

- Zona norte, en la cual el suelo es duro y denso, y su período predominante es aproximadamente igual a 0.1 seg.

- Zona Central, en la cual el suelo es un poco blando y su período predominante varía entre 0.2 y 0.3 seg.

- Zona sur, no tiene un período predominante determinado debido a la diversificación de suelos, pero es mayor que los anteriores.

b) Tomando como una aproximación los estudios realizados en V-B se podría trazar la variación de N (de los ensayos de penetración standard) con la aceleración de las vibraciones, este gráfico aparece en la figura IV-1.

c) En los estudios dinámicos de suelos en la ciudad de Chimbote se realizaron 18 perforaciones en toda la ciudad y sus alrededores; cada perforación fué hecha hasta alcanzar el lecho de roca que aproximadamente se encuentra a 25 mts., se halló en cada perforación el nivel freático, densidad, tipos suelo, cada cierta profundidad se realizaban ensayos de penetración standard; en la tabla VI-1 se dan a conocer algunos resultados de perforaciones correspondientes a las 4 zonas que se ha dividido la ciudad de acuerdo a su microzonificación sísmica.

TABLA VI-1

Nº PERFORACION	ESPESOR (capa)(mts)	VALOR de N	UBICACION EN LA MICROZONIFICACION	
1	25	50	I	
	base de roca	70		
2	5	50		
	20 base de roca	50 70		
3	6	32		II
	4.23	37		
	6.22	55		
	8.55	70		
	base de roca	70		
4	5.5	36		
	4.5	47		
	2.3	31		
	12.7	46		
	base de roca	70		
5	6	24	III	
	6.5	50		
	2.5	13		
	10 base de roca	50 70		
6	3.5	30		IV
	21.5	50		
	base de roca	70		
7	9.5	37		
	4	38		
	5	38		
	6.5	50		
	base de roca	70		
8	3.5	6	IV	
	21.5	50		
	base de roca	70		
9	2	5		
	3	44		
	20	70		
	base de roca	70		

NOTAS

- En las figuras V-21 están ubicadas las perforaciones.
- La densidad promedio del suelo varía entre 2 y 2.2 ton/m³.

d) En base de estudios sobre daños ocurridos en cimentaciones por efecto de sismos, se deducen las siguientes recomendaciones:

- En cimentaciones cuya profundidad varía entre 0 y 4.5 m. las arenas que tengan $N=14$ en la base de la cimentación constituye un buen suelo para prevenir los daños que puede causar un sismo.

- En cimentaciones cuya profundidad varía entre 4.5 m. y 7.5 m., los suelos deben tener el valor de N comprendido entre 14 y 28 para evitar daños.

- Para cimentaciones cuya profundidad varía entre 7.5 y 15 mts. es recomendable que el valor de N sea mayor que 28.

- La licuefacción ocurre en suelos no cohesivos relativamente uniforme que tiene un 10% del material variando entre 0.01 a 0.25 mm. y C_u variando entre 2 y 10, además las pruebas de laboratorio demostraron la susceptibilidad para la licuefacción de estos suelos bajo los efectos de cargas cíclicas. Se demostró además que los suelos uniformemente graduados en los que el 50% de los granos varían entre 0.02 y 0.4 mm. son más propensos a licuefactarse que los materiales finos y gruesos.

Fundándose en la tabla VI-1, en las recomendaciones anteriores, en la microzonificación sísmica y en menor escala en la figura VI-1 se puede tomar valores de la capacidad portante de los suelos adecuados para que las estructuras que se edifiquen no sufran daños, estos valores se tomarán en base al valor más real de N .

B) PROGRAMA A SEGUIR EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACION TENIENDO EN CUENTA LA INFLUENCIA DEL SISMO.

Teniendo en consideración que nuestro país posee un alto grado de sismicidad, es necesario que en el diseño de una cimentación se tome algunas consideraciones adicionales por efectos de un sismo. Por lo tanto se requieren datos necesarios del comportamiento del suelo sometido a las vibraciones causadas por un sismo. A continuación se enumeran los pasos a seguir para conseguir los datos mencionados, los cuales servirán al Ingeniero Proyectista para diseñar una buena cimentación considerando la influencia del sismo.

a) Reconocimiento geológico de la zona.

Con la finalidad de determinar la formación del suelo y subsuelo, esto se realiza a través de un reconocimiento de campo, en el caso que la zona fuera extensa, se puede utilizar la aerofotografía desde el punto de vista geológico.

b) Perforaciones y pruebas de penetración Standard.

El número de pozos de sondaje está en función de las condiciones del suelo y de la importancia de la obra.

Por medio de las perforaciones se obtienen muestras alteradas é inalteradas del suelo, determinándose además el nivel de la napa freática. Simultáneamente se realizan los ensayos de penetración standard cada cierta profundidad.

Con estos datos de campo se realizan los ensayos de laboratorio. A las muestras alteradas se le somete a los siguientes ensayos standard, contenido de humedad, análisis granulométrico y límites de Atterberg; procediéndose luego a identificarlos por medio del sistema unificado de Casagrande. Con las muestras inalteradas se realizan ensayos de compresión, para obtener datos de la cohesión, ángulo de fricción interno, etc. Es recomendable realizar pruebas de compresión triaxiales no drenadas con cargas repetidas para observar la variación de la presión de poro, con estos resultados se podría vislumbrar el peligro potencial

de algunos suelos, especialmente las arenas sueltas saturadas, para licuarse por efectos del sismo.

Luego se procede a determinar el perfil estratigráfico del suelo con sus respectivas características y con el nivel freático.

c) Estudio de las propiedades dinámicas de los suelos.

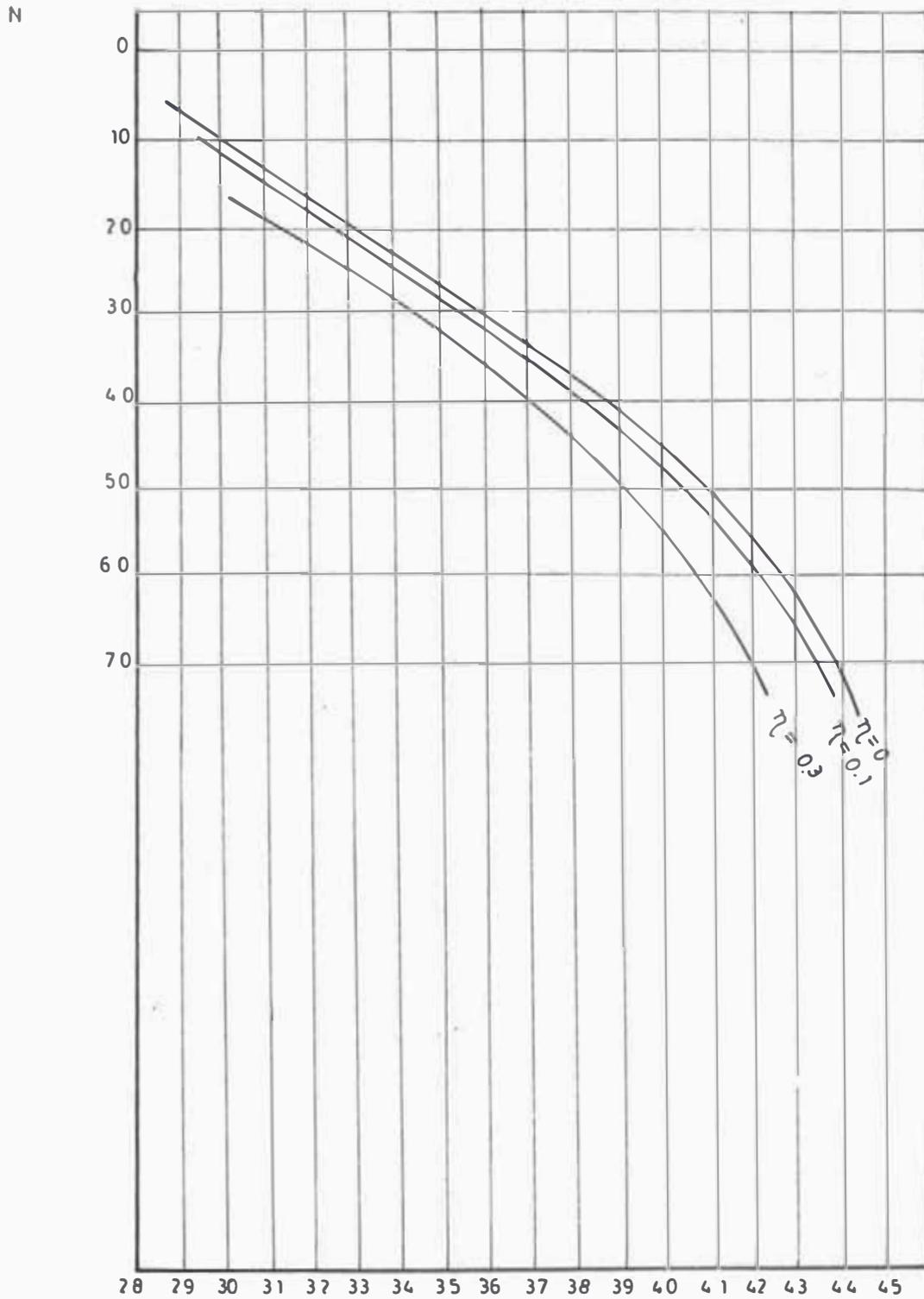
Los procedimientos más conocidos son la técnica Japonesa de las microvibraciones y la soviética de la velocidad de propagación de las ondas.

La técnica Japonesa se basa en las observaciones de After Shocks, estudios de las microvibraciones en la superficie del suelo con lo que se obtiene el período predominante, estudio geofísico de la velocidad de las ondas de corte y análisis del movimiento de las ondas utilizando la teoría de reflexión múltiple.

d) Observaciones de daños y estimación del grado de intensidad en la zona estudiada.

Por todos estos considerandos, se hace necesario que se realicen microzonificaciones en zonas altamente sísmicas ó en su defecto se debe tener en consideración las modificaciones que se producen en las características resistentes del suelo durante un sismo para el éxito de una cimentación tanto en su seguridad como en su economía.

FIGURA VI - 1
INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES SOBRE N EN ARENAS



B I B L I O G R A F I A

T I T U L O

A U T O R

A) Estática de suelos

- 1) Foundations Design Teng W.C.
- 2) Foundations of Structures Dunham C. W.
- 3) Foundations. Little A.D.
- 4) Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica. K. Terzaghy - R. Peck.
- 5) Foundations Engineering. G. A. Leonards.

B) Dinámica de suelos

- 6) Dynamics of Bases and Foundation D.D. Barkan.
- 7) World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley 1956.
Some considerations in the Design of Foundations for earthquakes. Moore W. and R. Darragh.
Bearing Capacity of sandy soil and lateral pressure during earthquakes. Okamoto S.
Seismic characteristics of ground. Kanai K. Takahashi R. H. Kawasumi.
- 8) Copias y apuntes de clase de Ingeniería Antisísmica. Ing. Kuroiwa.
- 9) Estado actual de conocimientos de Dinámica de suelos Laboratorio de Mecánica de suelos U.N.I.
- 10) Algunas apreciaciones del comportamiento del suelo en la zona del sismo de Ancash. Ing° A. Carrillo.
- 11) Report on Microzoning of Chimbote Area. Morimoto.
- 12) On the mechanism of saturated liquefaction of saturated sands during earthquakes. Koyzumi. Y.- Ito.K.