

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ટધુ

160

PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA COMPRESIBILIDAD DE ARENAS

S S QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL PRESENTA Ν : FRANCISCO JAVIER PANIAGUA MEDINA RICARDO SANCHEZ FARFAN DIRECTOR DE TESIS ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

México, D. F.

1983



Universidad Nacional Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCION

El principal objetivo de esta tesis es presentar al detalle y con la mayor claridad posible el método que propone el Dr. Leonardo Zeevaert para el cálculo de asentamientos de cimentaciones superficiales desplantadas en arenas, asimismo el elaborar una guía para la realización de las pruebas de -laboratorio necesarias para el método.

En la actualidad el problema de predecir asentamien tos en arenas no se ha resuelto satisfactoriamente, porque la mayoría de los métodos empleados estan basados en fórmulas -empíricas propuestas por cada investigador de acuerdo a sus experiencias particulares.

El método del Dr. Zeevaert es el primer intento que se ha hecho para obtener de una forma racional y con fundame<u>n</u> tación teórica, el asentamiento de una masa de arena.

La tesis puede dividirse a grandes rasgos en tres partes: los Fundamentos Teóricos, Trabajo de Laboratorio y la Aplicación del Método.

Los fundamentos teóricos se tratan básicamente en el Tema 2 con el nombre de "Estudios". En este tema se tra-tan los aspectos básicos del comportamiento mecánico de las masas de suelo y particularmente de los suelos granulares. --Se desarrolla en su totalidad la parte teórica delmétodo del Dr. Leonardo Zeevaert así como las ídeas del Dr. Terzaghi que corroboran la validez del método.

El método del Dr. Zeevaert obtiene sus parámetros de la realización de Pruebas Triaxiales de Deformación (llam<u>a</u> das así por el Ing. Agustín Deméneghi). El Trabajo de Laboratorio se presenta en los Temas 3 y 4, "Descripción de las Pruebas" y "Resultados de las Pru<u>e</u> bas" respectivamente. El tema 3 trata de ser una guía para llevar a cabo las Pruebas Triaxiales de Deformación (PTD) en el laboratorio. El Tema 4 es una interpretación de los resu<u>l</u> tados obtenidos de las PTD.

La Aplicación del Método está contenida en el Tema 5 "Aplicaciones", y es la resolución de un problema práctico sencillo de una cimentación superficial desplantada en arena.

Hacemos la aclaración de que ésta investigación se complementa con estudios de campo para comprobar los valores que con ésta teoría se obtienen.

Estamos seguros que ésta tesis será de gran utili-dad a personas que se enfrenten a problemas de Mecánica de --Suelos, en especial con problemas de cimentaciones superfi--ciales desplantados en arenas, y en general a Ingenieros Ci-viles.

2.

INDICE

TEMA 2 :	ESTUD	IOS	Ļ
	2:1	Conceptos Básicos 1	
	2:2	Relaciones Esfuerzo-Deformación-Tiempo . 3	3
	2:3	Módulo de deformación por medio de la Teoría del Dr. Zeevaert 9	•
	ANEXO	2.A: Compacidad Relativa de Estratos de Arena	•
TEMA 3 :	DESCR	IPCION DE LAS PRUEBAS 19	ļ
tana ara- Maria da Ara-	3:1	La Prueba Triaxial 21	
	3:2	Preparación de las probetas 29	ŧ.
	3:3	Ejecución de las pruebas 41	
	ANEXO	3.A: Recopilación de datos y secuencia de cálculos para las probetas de arena en estado suelto 51	
фон (1997) 1997 - Полон (1997) 1997 - Полон (1997) 1997 - Полон (1997)	ANEXO	3.B: Recopilación de datos y secuencia de cálculos para las probetas de arena en estado medio y compacto .55	
	ANEXO	3.C: Desarrollo de la Tabla de cálculos - empleada en las pruebas 58	

TEMA 4 :	RESULTADO D	E LAS PRUEBAS 64
	4:1 Prueb de Re	as para la determinación de la Ley sistencia para cada estado 66
	4:2 Resul defor	tados de las pruebas triaxiales de mación (PTD)82
	ANEXO 4.A	Obtención de la relación de Poisson a partir de los datos recogidos de - las pruebas triaxiales de deforma ción
TEMA 5 :	APLICACIONE	S121
	ANEXO 5.A	Obtención de la distribución de esfuerzos en la masa del suelo136

TEMA 2

1.

ESTUDIOS

2 : 1 CONCEPTOS BASICOS

El suelo es un material compuesto de tres elemen--materia sólida, aqua y aire. Se sabe que el comporta-tos: miento mecánico del suelo depende en gran medida de la propor ción en que estos tres elementos se presentan en el suelo. Los sólidos están formados por granos duros que forman un esqueleto estructural más o menos complicado. Estos granos --pueden ser sencillamente el producto de la desintegración de la roca con las mismas propiedades, en cuyo caso el suelo pue de ser considerado no cohesivo; o el material puede ser el -producto de la degradación de la roca en cuyo caso la frac--ción muy fina contiene minerales de arcilla que le dan cohe-sión al suelo. La materia orgánica también puede estar pre--El esqueleto estructural formado por los granos puede sente. ser muy complicado y sensible a los cambios en el nivel de -esfuerzos efectivos a que el material estaba sujeto en el --campo. Como se verá más adelante, para calcular las deformaciones de la fase sólida, es necesario determinar las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo del suelo y el cambio de -esfuerzos efectivos en la masa de suelo provocado por la ---aplicación de cargas en su superficie.

Así, podemos identificar dos grupos de problemas de Mecánica de Suelos en los que el ingeniero se interesa:

 a) Problemas de estabilidad que pueden considerar se en la categoría de análisis de resistencia última al cor-tante, investigados por medio de métodos simplificados y su-- posiciones de comportamiento plástico, tales como capacidad última de carga de cimentaciones, estabilidad de taludes y -presión de tierras.

b) Problemas de deformación en donde el ingeniero de cimentaciones se interesa en <u>estimar</u> los desplazamientos causados por cambios de esfuerzo haciendo uso de las relaciones mecánicas esfuerzo-deformación-tiempo para la fase sólida, este es el objetivo primordial de la tesis.

Si el subsuelo de una cimentación es relativamen--te homogéneo, el peso del edificio no sólamente causa una --compresión del suelo sino una expansión lateral. De esta --manera, una parte del asentamiento puede ser ocasionada por un acortamiento vertical del estrato cargado debido a un de-cremento de volumen, y la otra parte por un acortamiento adicional debido a la cedencia lateral.

Si el suelo fuese perfectamente elástico y homogé-neo hasta una gran profundidad, el asentamiento debido a la deformación lateral sería considerablemente mayor que aquel debido al decremento de volumen. Para una cierta intensidad de la carga, el asentamiento de áreas cargadas de la misma -forma podría incrementarse en proporción directa a las dimensiones de las áreas.

En relación a ésto, se debe hacer una distinción -entre cargas que descansan sobre arcillas y aquellas que lo hacen sobre arena. Si el suelo consiste de arcillas, el asen tamiento debido a la deformación lateral es generalmente pe-queño comparado con el asentamiento total. Por esta razón, incluso el asentamiento de cimentaciones sobre estratos del-gados de arcilla puede ser evaluado al menos someramente por la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. --Por otro lado, si la cimentación descansa en un estrato de -limo inorgánico o arena, la segunda componente del asentamien to tenderá a ser mayor que la primera.

2 : 2 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO

El estudio de las propiedades mecánicas definidas por la relación esfuerzo-deformación-tiempo es uno de los pr<u>o</u> blemas más complejos de determinar e interpretar en la Mecán<u>i</u> ca de Suelos.

Existen tres parámetros cuyo conocimiento es indispensable para poder calcular, al menos en forma aproximada el comportamiento de una cimentación: el módulo de deformación unitaria, el coeficiente de compresibilidad volumétrica unit<u>a</u> ria y la rigidez del suelo bajo condiciones dinámicas de carga.

Para poder determinar estos parámetros se debe te-ner en consideración que los suelos están formados por un esqueleto estructural (que puede o no tener cohesión) y por --gran cantidad de vacíos dejados por las partículas sólidas -que forman dicho esqueleto estructural. Estos vacíos pueden estar llenos de agua o de aire o de los dos. De aquí que la relación esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo sea función de la interacción de sus componentes y de otros factores ---como:

> El estado de esfuerzos a que el material estuvo confinado en el pasado.

2.- Tipo de esqueleto estructural.

- Fuerzas cohesivas o cementantes entre las partículas.
- 4.- Forma, dimensiones y resistencia de las partículas.
- 5.- Estado de densidad que presenta el suelo en su condición natural.
- 6.- Grado de saturación.
- 7.- Permeabilidad.

La compresibilidad de un suelo puede estudiarse mediante el empleo del módulo de deformación unitaria (o simpl<u>e</u> mente módulo de deformación) definido por :

$$\lim_{\Delta f \to 0} \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta f} = M \qquad (2.1)$$

que en realidad representa la tangente a la curva esfuerzo-de formación en un punto. Si se hace la consideración de que --M es constante entonces:

 $\varepsilon = M f$

El valor de M así descrito representa una constante de proporcionalidad correspondiente a un sólido elástico ---ideal. Sin embargo, después de un ciclo de carga y descarga se puede observar-que la deformación alcanzada no se recupera totalmente. La parte de la deformación que se recupera repr<u>e</u> senta el fenómeno reversible que correspondería a la respuesta elástica del material. La deformación permanente, por ---

(2.2)

otro lado, se atribuye al reacomodo estructural que sufren 🖛 las partículas.

Se ha observado que los ciclos de histéresis permanecen sensiblemente paralelos uno de otro para diferentes --niveles de esfuerzo que no sobrepasen los 2/3 del esfuerzo de falla del material. Esta observación es de suma importancia puesto que demuestra que el módulo de deformación de la respuesta elástica del material es práctimente independiente del nivel de esfuerzos a partir del cual se descarga (excepto en la falla).

Cuando el esqueleto estructural de un suelo es suj<u>e</u> to a altos niveles de esfuerzo, los granos inestables sufren desplazamientos relativos que ya no se pueden recuperar al -descargar. La deformación elástica y parte de la deformación plástica ocurren instantáneamente, después tiene lugar un --comportamiento intergranular viscoso que retarda los despla-zamientos relativos de los granos; lo que implica un comportamiento (e-t).

En suelos con partículas relativamente grandes, como la arena, el fenómeno viscoso intergranular carece de im-portancia práctica y la deformación ocurre instantáneamente en sus dos partes, esto es:

$$\varepsilon_{ep} = \varepsilon_{e} + \varepsilon_{p}$$
 (2.3)

La magnitud de la deformación que sufre un suelo -bajo una carga depende fundamentalmente del grado de confinamiento a que esté sujeto y del tiempo que actúa la carga, o sea

$$s = M(p_c, t) \cdot \Delta f$$

sin embargo, para una arena, en la que el efecto del tiempo -

(2.4)

es de poca importancia la deformación es más bien función del estado original de densidad que tenga en el campo:

$$s = M(p_c, Dr) \cdot \Delta f$$
 (2.5)

Para poder obtener la función anteriormente establ<u>e</u> cida de una manera clara y racional es necesario realizar --pruebas en el laboratorio con especímenes representativos de los materiales del subsuelo, (estas pruebas se detallarán --posteriormente).

La gran mayoría de los estudios e investigaciones de las propiedades esfuerzo-deformación están basados en las hipótesis de la Teoría de la Elasticidad, por lo que es con-veniente reflexionar en las hipótesis y conclusiones de dicha teoría:

Existen en general, seis componentes posibles de -esfuerzo y seis componentes posibles de deformación, esto es:

$$\begin{pmatrix} f_{x} & \tilde{c}_{xy} & \tilde{c}_{xz} \\ \tilde{c}_{yx} & f_{y} & \tilde{c}_{yz} \\ \tilde{c}_{zx} & \tilde{c}_{zy} & f_{z} \end{pmatrix} \qquad \qquad \begin{pmatrix} \tilde{e}_{xx} & \tilde{e}_{xy} & \tilde{e}_{xz} \\ \tilde{e}_{yx} & \tilde{e}_{yy} & \tilde{e}_{yz} \\ \tilde{e}_{zx} & \tilde{e}_{zy} & \tilde{e}_{zz} \end{pmatrix}$$

$$(2.6)$$

La relación lineal entre el esfuerzo y la deformación es la relación más simple entre estas cantidades. Por ejemplo, se puede expresar que:

 $\mathcal{E} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{f}$; $\mathbf{C} = constants$ (2.7)

Como se indicó antes, la relación lineal entre ---fuerzas y deformaciones totales o bien, entre esfuerzos y deformaciones unitarias se conoce como la Ley de Hooke. Puesto

6.

que hay varias componentes de esfuerzos y deformación, al for mular la Ley general de Hooke se utiliza el principio de superposición, el cual expresa que el esfuerzo o la deformación resultante en un sistema sometido a varias fuerzas es la suma algebraica de sus efectos cuando se aplican individual o separadamente. Esto es verdad si cada deformación está direc-ta y linealmente relacionada con el esfuerzo que la origina y si las deformaciones debidas a una componente de esfuerzos no causan efectos anormalmente grandes en otros esfuerzos.

Con base en ello, relacionando cada una de las seis deformaciones con cada una de las seis componentes de esfuerzo, las relaciones lineales entre esfuerzo y deformación se convierten en:

							(2.8)
8,,,	$=\frac{\chi_{1}}{2}$	⇔ C f	+ C ₆₂ fy	+ C ₆₃ f _x	+ C ₆₄ 2 _{xy}	+ C65 2 34	+ C ₆₆ 7 _{**}
e _{yz}		$= C_{31} f_{x}$	+ C ₅₂ fy	+ C ₅₃ f ₂	+ C34 6 xy	+ C35 6yz	+ C 56
8 _{xy}	= 7	$= C_{41} f_x$	+ C _{ez} fy	$\rightarrow C_{43}f_{x}$	+ Cas day	+ C48 6yz	+ C46 212
8,12	= E,	$= C_{31} f_{a}$	+ $C_{32}f_{y}$	+ C ₃₃ f _z	+ C346xy	+ C35 6yz	+ C ₃₉ 7 ₄₂
e ^{ra}	≕ € _y	$= C_{21} f_{1}$	+ C ₂₂ f,	+ C ₂₃ f ₂	+ C24 6 xy	+ C ₂₅ G _{yz}	+ C26 C#2
e, x x	= e,	$= c_u f_x$	+ C ₁₂ fy	+ C ₁₃ f _z	+ C ₁₄ Z _{xy}	+ C15 G X2	+ C16 6×2

En estas ecuaciones aparecen 36 constantes posi--bles: C_{i_1} , C_{i_2} ,, C_{as} . Sin embargo, mediante consideració--nes de la energía se puede demostrar que el número de consta<u>n</u> tes independientes es 21. Estas son simétricas con respecto a uno y otro lado de la diagonal principal, es decir: ---- $C_{i_1} = C_{j_1}$. Estas ecuaciones son válidas para un material ---<u>homogéneo</u>; recordemos que :

7,

"homogéneo se refiere al caso de un medio en donde la característica que se comenta es la misma en todo punto de dicho medio, siempre y cuando se considere la misma dirección".

La Ley de Hooke, en la forma más general dada por las ecuaciones anteriores es aplicable a materiales anisótropos homogéneos tales como cristales simples, estos materia--les poseen distintas propiedades mecánicas de acuerdo a la -dirección que se tome alrededor de un solo punto.

Cuando la anisotropia de un material homogéneo se puede asociar únicamente a 3 direcciones ortogonales (es de-cir, aceptando que dicho material tiene diferentes propieda-des mecánicas sólamente en tres direcciones) se dice que di-cho material es <u>ortótropos</u>; para estos materiales las ecuaciones (8) se simplifican notablemente y se puede demostrar que solo quedan nueve constantes independientes.

En materiales isótropos homogéneos, es decir, materiales con las mismas propiedades en cualquier punto y en todas direcciones, las constantes de las ecuaciones (8) se re-ducen únicamente a 3, expresadas como:

M - - - módulo de deformación unitaria

→ - - - relación de Poisson
G - - - módulo de rigidez al cortante

Sin embargo, a los suelos siempre se les ha manipulado como materiales intermedios entre los materiales ortótr<u>o</u> pos y los isótropos. Las investigaciones más avanzadas de las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos generalizan a estos mate-riales considerando que tienen diferentes propiedades mecánicas sólamente en dos direcciones, esto es, considerando que las propiedades asociadas a dos planos verticales son idénticas

$$\varepsilon = F(M_{z}, M_{h}, \overline{V}) \cdot f \qquad (2.9)$$

observese que ∂ se considera una propiedad constante en ---cualquier dirección.

2:3 MODULO DE DEFORMACION POR MEDIO DE LA TEORIA DEL --DR. ZEEVAERT

Las ideas que a continuación se exponen son el re-sultado de varios años de investigación, que el Dr. Zeeva ha dedicado al estudio de las propiedades mecánicas de los -suelos y que están plasmadas en su libro "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Condition" y que son la base de es ta tesis.

De acuerdo con esta teoría la determinación de esta propiedad mecánica se realiza en el laboratorio mediante pru<u>e</u> bas sobre especímenes representativos de los materiales del subsuelo. Estos especímenes deben ser extraídos de muestras inalteradas cuando el suelo es cohesivo. Cuando el material no tiene cohesión, como es nuestro caso, la determinación de esta propiedad mecánica es más complicada, puesto que es ne-cesario estudiar varios estados de compactación, y estimar -por medio de estos resultados el módulo de deformación que -corresponda al estado de compactación y al estado de esfuer-zos que el suelo tenga en el suelo. En el anexo 2.A se detalla más acerca de la determinación de la Compacidad relativa en campo.

La investigación de la relación esfuerzo-deforma--ción de un suelo puede ser simplificada aceptando que el mat<u>e</u> rial tiene diferentes propiedades mecánicas sólamente en dos direcciones, ésto es, en la dirección normal a los planos de estratificación y paralela a ellos. Bajo estas condiciones llamamos :

> M_z--- Módulo de Deformación Lineal en direc--ción vertical

Módulo de Deformación Lineal en direc--cón horizontal

_____ Relación de Poisson

M_h-

La relación de <u>Poisson</u> se considera como un valor válido para las direcciones horizontal y vertical.

La figura 2.1 representa un elemento de suelo al -que se le aplica un incremento de esfuerzo Δf_z , obteniendose una deformación que será $\Delta f_z M_z$, y en los planos perpendicu-lares xy y yz la deformación inducida será: $-\sqrt{2} \Delta f_z M_z$.



Figura (2.1.a.)



Figura (2.1.b)

Si se aplica un esfuerzo Δf_x se producirá una defor mación $\Delta f_z M_h$ en la dirección X y $-\Im M_h \Delta f_x$ en direcciones -perpendiculares. De la misma manera podemos encontrar las -expresiones cuando se aplica un esfuerzo en dirección Y.

Del razonamiento anterior se puede concluir que --cuando se aplican incrementos de esfuerzo en las tres direc-ciones, las deformaciones correspondientes a una dirección -en particular pueden ser expresadas como sigue :

$$\mathcal{E}_{t} = M_{x} \Delta f_{x} - \overline{\nu} M_{h} \Delta f_{x} - \overline{\nu} M_{h} \Delta f_{y} \qquad (2.10)$$

y para las direcciones X y Y:

 $\varepsilon_{x} = M_{h} \Delta f_{x} - \sqrt{M_{x}} \Delta f_{x} - \sqrt{M_{h}} \Delta f_{y} \qquad (2.11)$

$$\mathcal{E}_{y} = M_{h} \Delta f_{y} - \tilde{\mathcal{V}} M_{x} \Delta f_{x} - \tilde{\mathcal{V}} M_{h} \Delta f_{x} \qquad (2.12)$$

Después de simplificar y agrupar términos convenien temente, podemos escribir para las tres direcciones perpendiculares lo siguiente:

$$\varepsilon_{z} = \left(1 - \sqrt[3]{\frac{M_{h}}{M_{z}}}, \frac{\Delta f_{x} + \Delta f_{y}}{\Delta f_{z}}\right) M_{z} \Delta f_{z} \qquad (2.13)$$

$$\mathcal{E}_{\pi} = \left(1 - \sqrt[3]{\frac{\Delta f_{\pi}}{\Delta f_{\pi}}} + \frac{M_{\pi}}{M_{h}} \cdot \frac{\Delta f_{\pi}}{\Delta f_{\pi}} \right) M_{h} \Delta f_{\pi}$$
(2.14)

$$\varepsilon_{y} = \left[1 - \sqrt[3]{\left(\frac{\Delta q_{z}}{\Delta t_{y}} + \frac{M_{z}}{M_{h}}, \frac{\Delta q_{z}}{\Delta t_{y}}\right)}\right] M_{h} \quad \Delta t_{y}$$
(2.15)

De las expresiones anteriores, se desprenden varios casos de deformación en un punto:

ler Caso: Cuando el material está sujeto a incre-mentos de esfuerzo Δf_z , Δf_y , Δf_x y las condiciones de deformación no están restringidas, es decir las deformaciones tienen lugar libremente. Entonces las ecuaciones (2.13), (2.14) y -(2.15) representan los incrementos de deformación y son exclusi vamente función de los incrementos de esfuerzos aplicados y de las propiedades mecánicas del material.

2º Caso: Cuando la deformación unitaria es cero -en una dirección horizontal, ésto es [€]y = 0 y [€]x ≠ 0, entonces la siguiente condición se desprende de la ecuación (215):

$$I = \overline{v} \left(\frac{\Delta \overline{r}_{R}}{\Delta \overline{r}_{y}} + \frac{M_{R}}{M_{h}} - \frac{\Delta \overline{r}_{z}}{\Delta \overline{r}_{y}} \right)$$
(2.16)

de donde la relación de incremento de esfuerzos será:

γ

$$\frac{\Delta f_{y}}{\Delta f_{z}} = \vartheta \left(\frac{\Delta f_{z}}{\Delta f_{z}} + \frac{M_{z}}{M_{h}} \right)$$
(2.17)

$$\frac{\Delta \hat{\mathbf{f}}_{g}}{\Delta \hat{\mathbf{f}}_{g}} = \vartheta \left(1 + \frac{M_{\tilde{s}}}{M_{b}} - \frac{\Delta \hat{\mathbf{f}}_{s}}{\Delta \hat{\mathbf{f}}_{g}} \right)$$
(2.18)

Por sustitución de las ecuaciones (217) y (218) en -las ecuaciones (213) y (214) y acomodando términos se obtienen las siguientes expresiones para obtener las deformaciones en el caso de deformación en un plano:

$$\varepsilon_{z} = (1+\overline{\vartheta}) \left(1 - \overline{\vartheta} \left(1 + \frac{M_{\eta}}{M_{z}} \cdot \frac{\Delta f_{\eta}}{\Delta f_{z}} \right) \right) M_{z} \cdot \Delta f_{z} \qquad (2.19)$$

$$E_{\mu} = \left\{ \left(1 - \overline{\vartheta}^{2}\right) \left\{ \frac{\overline{\vartheta}}{1 + \overline{\vartheta}} + \frac{M_{\mu}}{M_{h}} \cdot \frac{\Delta \overline{\vartheta}_{z}}{\Delta \overline{\vartheta}_{z}} \right\} \right\} M_{h} \cdot \Delta \overline{\vartheta}_{z} \quad (2.20)$$

3er. Caso: El material esta confinado a cero deformación lateral en ambas direcciones horizontales, ésto es, - $e_X = e_y = 0$. Usando las fórmulas (2.14) y (2.15) la relación --de los incrementos de esfuerzo será:

$$\frac{\Delta t_y}{\Delta t_z} = \frac{\overline{\nu}}{1 - \overline{\nu}} \cdot \frac{M_z}{M_h} , \quad \frac{\Delta t_y}{\Delta f_z} = \frac{\overline{\nu}}{1 - \overline{\nu}} \cdot \frac{M_z}{M_h}$$
(2.21)

y sustituyendo éste valor en la expresión (2.13) se obtiene la siguiente fórmula:

$$\varepsilon_{z} = \frac{(1+\overline{\nu})(1-2\overline{\nu})}{(1-\overline{\nu})} \cdot M_{z} \cdot \Delta f_{z} \qquad (2.22)$$

En la expresión (2.22) se puede ver que la deforma--ción unitaria vertical no depende de la relación Mh/M_z ; sin embargo es una función de la relación de Poisson. Esta con-dición se puede presentar en la naturaleza en un depósito de suelo cargado en una superficie extensa, es decir, cuando el espesor del estrato es pequeño en comparación con el área --cargada. Esta condición también puede presentarse en la nat<u>u</u> raleza en un depósito sumamente compresible en la dirección -vertical pero altamente extratificado en la dirección horizon tal. Los estratos horizontales constituirían materiales muy rígidos que no permitirían desplazamientos horizontales, en este caso $M_h / M_z \doteq 0$ y la fórmula (2.22) se podría aplicar.

Como se ve el Dr. Zeevaert considera los tres casos posibles de deformación que pueden ser tratados teóricamente, sin embargo, en la naturaleza no existe una división tan marcada. Consideramos que la mejor forma de resolver un problema es hacer intervenir todas las variables que se puedan obt<u>e</u>

13.

ner del mismo en las expresiones que representan el caso gen<u>e</u> ral de deformación (2.13), (2.14) y (2.15), y éstas ajustarán automáticamente el problema a cualquiera de los tres casos que -considera el Dr. Zeevaert.

2:3:1

Obtención del Módulo de Deformación unitaria en fu<u>n</u> ción del esfuerzo de Confinamiento.

La teoría del Dr. Zeevaert tiene dos divisiones: el tratamiento de los suelos finos y el tratamiento de los -suelos granulares. Para el primero el módulo de deformación se define como función del tiempo y para el segundo, que es el objetivo de esta tésis, se define como función exclusiva-mente del esfuerzo de confinamiento.

La determinación del módulo de deformación lineal en materiales de media a alta permeabilidad, y en general de materiales no cohesivos puede desarrollarse con la ayuda de un instrumento que sujete al suelo a un estado de esfuerzos sin restringir las deformaciones laterales. Para este propósito se usa un espécimen cilíndrico, con una altura de 2 a --2.5 veces su diámetro. El espécimen de prueba se coloca dentro de una cámara sellada que se conoce como la Cámara de ---Compresión Triaxial. El espécimen se cubre con una membrana firmemente adherida a las cabezas del instrumento. La des--cripción y la técnica usada para esta prueba denominada por el Ing. Agustín Deméneghi como "Prueba Triaxial de Deforma--ción" se detallarán en el Capítulo 3.

La determinación del módulo de deformación lineal tiene que ser desarrollada bajo cero presión en exceso de la hidrostática en todo momento.

La obtención directa del valor de $M^{}_{\rm Z}$ resulta de --- aplicar el incremento de esfuerzo $\Delta f^{}_{\rm Z}$ y observar la deforma--

(2.23)

ción lineal e, de acuerdo con la expresión:

$$M_{x} = \frac{\varepsilon_{x}}{\Delta f_{x}}$$

La prueba se desarrolla de la siguiente manera (Figura 2.2)



Figura 2.2

El espécimen se coloca en la cámara triaxial con +una relación de vacíos inicial e_o; un esfuerzo de confina--miento inicial f_c, es aplicado, y se permite que el espécimen se estabilice bajo este esfuerzo volumétrico con una nueva --- relación de vacíos e₁; después, se aplica un pequeño increme<u>n</u> to de esfuerzo vertical efectivo Δf_{z_1} , de lo cual se obtiene la relación entre ε_1 y Δf_{z_1} , déndonos el módulo secante de deformación M_{z_1} que corresponderá al esfuerzo de confinamiento f_{c_1} y a la relación de vacíos inicial e₁. Entonces el espécimen se descarga del incremento Δf_{z_1} , y el esfuerzo volumétrico de confinamiento se incrementa hasta f_{c_2} .

Después de que el espécimen se ha estabilizado bajo este nuevo esfuerzo volumétrico, otro pequeño incremento de -esfuerzo vertical Δf_{z_2} es aplicado obteniéndose la relación entre ε_z y Δf_{z_2} . El siguiente módulo de deformación M_{z_2} --correspondiente al esfuerzo f_{c_2} y a la relación de vacíos e_2 se puede calcular. De la misma manera la prueba se continúa determinando para cada paso el valor de M_z hasta el rango de esfuerzo deseado.

El incremento de esfuerzos verticales efectivos apl<u>i</u> cado en cada paso debe ser planeado de tal manera que los es-fuerzos cortantes que se induzcan en el material no sobrepasen la mitad de la resistencia del mismo con el propósito de minimizar la influencia de las deformaciones plásticas en el es--pécimen.

Los sedimentos en la naturaleza pueden encontrarse confinados a cierto estado de esfuerzos. Por lo tanto su compresibilidad será una función del estado volumétrico de esfue<u>r</u> zos y de su compactación. El estado de compactación de los -sedimentos no cohesivos puede encontrarse en la naturaleza --desde un estado suelto a un estado muy denso. ANEXO 2.A

Compacidad Relativa de Estratos de Arena

La densidad relativa de un estrato de arena tiene una influencia decisiva sobre el ángulo de fricción interna de la ---arena, sobre la capacidad última de carga, y sobre el asentamien to de cimentaciones que se apoyen sobre arena. Si una arena ---sumergida esta muy suelta, un impacto repentino puede transfor--marla temporalmente a una suspensión con las propiedades de un liquido muy viscoso. En un estado compacto esta misma arena será insensible al impacto y una perfecta base para estructuras --muy pesadas. Por esta razón la densidad relativa de una arena ---

17.

Cuando se lleva a cabo un programa de exploración se --puede obtener alguna información acerca de la compacidad relativa del estrato de arena por medio de la prueba de penetración -estándar. Considerando la gran importancia de la compacidad --relativa, la prueba de Penetración estándar se considera una --prueba esencial dentro de un programa de exploración. La si---guiente tabla (2.A.1) da una relación aproximada entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar "N" y la compacidad relativa

<u>No.</u>	de	Golpes	<u>"N</u> "		Densida	d Relativa
	0	- 4			muy	suelta
	4	- 10				suelta
	10	- 30		ταρία 2 α 1	New York	media
:	30	- 50				compacta
ma	yo	r de 50			muy	compacta

La tabla anterior debe ser usada con cuidado y solamente si la prueba de penetración se ha llevado a cabo con cuidado. Si la arena se localiza bajo el NAF un operador inexperto puede permitir que el nivel de agua en la perforación caiga por debajo del nivel piezométrico de la arena a la profundidad de la prueba, con lo cual la arena se licúa y se transforma a un estado suel-to; el valor de N será entonces muy bajo. La mera extracción del equipo de barrenación en un tiempo demasiado corto como para permitir al agua substituir el equipo puede causar un descenso en el nivel del agua de la perforación. Por otro lado los boleos o cantos rodados algunas pulgadas más grandes que el penetrómetro usado puede dar valores de N más grandes.

En arenas finas o arenas limosas de compacidad media a alta y que tienen un tamaño de granos entre 0.1 y 0.05 mm, el número de golpes puede ser anormalmente grande debido a la ten-dencia de dichos materiales de dilatarse cuando se les somete -a esfuerzo cortante bajo condiciones no drenadas. De aquí que en estos suelos la prueba de penetración estándar debe comple--mentarse con otros procedimientos, o los resultados deben ser -interpretados conservadoramente.

En trabajos importantes la información obtenida de la prueba de penetración relativa a la compacidad de la arena debe ser complementada con sondeos. Estos sondeos pueden ser reali-zados con el "muestreador Bishop".

La resistencia a la penetración de un penetrómetro en arena, o la energía requerida para producir una cierta penetra-ción depende no solamente de la compacidad relativa de la arena sino también de las dimensiones del equipo usado y en cierta --manera en la forma de los granos y a la distribución del tamaño de los mismos. De aquí que cada nuevo método de sondeo y cada uso del mismo en una zona no explorada, obliga a un programa de pruebas de calibración que darán los datos necesarios para inte<u>r</u> pretar los records de penetración.

TEMA 3

DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS

Para el estudio del comportamiento -----esfuerzo-deformación de las arenas se realizaron pruebas de compresión. La razón del uso de las pruebas triaxiales y no de --otro tipo de pruebas (Ver figura 3.1) es por que se ha conside-rado que las pruebas triaxiales son las que mejor representan -las condiciones de trabajo del depósito de arena al ser sometido a cargas.

El comportamiento esfuerzo-deformación de una arena está regido por dos parámetros fundamentales: la ---compacidad relativa de la arena en su estado natural y el esfuer zo volumétrico de confinamiento tomado como el promecio de los esfuerzos en las tres direcciones ortogonales. En lo que respec ta a la compacidad relativa, para éste trabajo se manejaron tres estados generales (estado suelto, estado medio y estado compac-to). Para la arena que se utilizó se observó que éstos tres --estados quedaban definídos por los siguientes valores de la rel<u>a</u> ción de vacíos (e) o por la Densidad relativa (Dr):

Estado	Suelto		e	ž	Ο.	85	;0.	00	÷	Dr∉	0.3	8
Estado	Medio	0.70 ≤	e	4	0.	85	;0.	56	ä	Dr≤	0.7	2
Estado	Compacto		e	4	ο,	70	;0.	91	4	Dr≤	1.0	0

En un suelo deben cuidarse siempre dos condiciones de trabajo: las condiciones de falla y las condiciones de servicio. Sin embargo, un suelo casi nunca se hace trabajar hasta el límite de su resistencia. La gama habitual de esfuer-zos de trabajo en los problemas de cimentaciones reales puede -simularse aplicando un factor de seguridad de 2 ó 3 al esfuerzo

And the Party of t	a statistica and a statistic statistic statistic statistic statistic statistic statistics and the statistic statistic statistics and the statistics	and the second secon	والمستحد والمستجر والمراجع والمستجر والمتحد والمتحد والمتحد والمتحد والمحاد والمستجر والمستجر والمستجر	and the second
Pruebo	campresión isótropa	compresión corringua (edómetro)	compression triaxial	corte directo
condiciones básicas		desplagemiento fotero: nuto		N = cto.
tipo de determación		volumátrica princi_ polmente cunqué con alguns distoration	distorsión y volumátrice	distoratión principal. menie, con cierto determación volume. frico.
trayectoria de Gefuerzos	9 	g p	°	Q A A B
finglidad	estudio de detormaciones volumétricas pura	Muy simple. Se aproxima a clertos condiciones de compo	la prueba más utilizada para estu_ dios estuerzo-defor_ mación y propieda_ des de resistencia	prueba sancilla para daterminar la resistencia el esfuerzo corfante

Figura 3.1

Tipos más camunos de pruebas esfuerzo - deformación, (T.W. Lambe) desviador máximo. Para obtener este esfuerzo desviador máximo es necesario conocer la Ley de resistencia del suelo.

21.

En este estudio se realizaron cuatro pruebas triaxiales a la falla para cada estado de compacidad relativa, con el fin de obtener la Ley de resistencia de cada estado. Estas pruebas se hicieron con cuatro diferentes presiones de --confinamiento (0.250 kg/cm^2 , 0.500 kg/cm^2 , 1.000 kg/cm^2 y -----2.000 kg/cm²). Una vez obtenida la Ley de resistencia de cada estado, se escogió un factor de seguridad de 2 para simular el nivel de esfuerzos bajo condiciones de servicio. Hasta éste --nivel de esfuerzos se realizaron las pruebas de carga y descarga para obtener el comportamiento esfuerzo-deformación de la arena.

3 : 1 LA PRUEBA TRIAXIAL

3:1:1 Descripción de la Prueba Triaxial

La prueba triaxial constituye simplemente el caso más general de la prueba de compresión cilíndrica utilizada para determinar las propiedades mecánicas de muchos materiales, por ejemplo, el concreto. En general no se aplica una presión de confinamiento durante una prueba realizada en concreto, aunque puede aplicarse ésta en algunas pruebas muy especiales. Sin --embargo, es esencial una presión de confinamiento al realizar -pruebas en suelos, puesto que la presión de confinamiento tiene una influencia importante sobre el comportamiento esfuerzo-defor mación del mismo.

La figura 3.2 muestra la idea básica de la prueba triaxial. Una muestra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento f_c en todas sus ca-ras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial, hasta que se rompe la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales --sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial f_c -- Distribución de estusryos totoles y afectivos en la prueba de compresión triaxial lenta

٦c

u = 0

fe

f_e .





tu.

y la presión de confinamiento f_c son los esfuerzos principales mayor y menor, f_1 y f_3 , respectivamente. El incremento de es--fuerzo axial, $f_d = f_1 - f_3$, es el esfuerzo desviador.

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse re-curriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con f_1 y f_3 como -esfuerzos principales mayory menor, respectivamente (se hace notar que dos de los esfuerzos principales son iguales por lo que puede usarse el método simplificado de Mohr o la solución bidi--mensional).

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas: la primera es aquella en la que -se aplica a la muestra la presión de cámara y en la segunda etapa. la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes que la llevan a la falla mediante la aplícación del esfuerzo desviador.

Las pruebas realizadas en éste trabajo se denominan "pruebas CD" ya que durante las dos estapas se permitió el drenaje del agua de la muestra con lo que en todo momento se trabajó con esfuerzos efectivos. Esta prueba es la que mejor reproduce el comportamiento mecánico de las arenas satu-radas.

3:1:2 Descripción del equipo Cámara triaxial

El aparato consta, en primer lugar, de la -ilamada cámara de compresión triaxial (Ver figura 3.3) constit<u>u</u> ída por un cilindro de lucita de unos 10cm de diámetro exterior y 6mm de espesor en su pared. Las bases de la cámara son dos placas redondas de acero al cadmio, selladas respecto al cilindro de lucita perfectamente por medio de goma o hule. La cámara usada resiste presiones internas hasta valores alrededor de



Figuro 3.3

24.



Figura 3.4

El cilindro de lucita se fija a la base de la cámara de compresión triaxial por medio de cuatro tornillos. Integrado a la base de la cámara se encuentra un cilindro que lleva en la parte superior una piedra poroza, que sirve de base al espéci--men. Sobre la parte superior del espécimen se coloca un cilin-dro corto de lucita (llamado cabeza). La transmisión de las car gas axiales a la muestra se realiza a través de un vástago que se apoya en el cabezal superior de lucita. Entre el vástago y el cabezal se coloca un balín para garantizar una mejor transmisión de las cargas al espécimen.

La base de la cámara tiene cinco válvulas de varios -pasos cuyas funciones son :

- VALVULA 1: Comunica al tanque regulador con la cámara de lucíta. Su función es permitir el llenado de la cámara con agua a la presión -requerida. Esta válvula tiene un solo --paso con el que cierra o se abre, lo que llamaremos canal 1. (Ver figura 3.4).
- VALVULA 2: Comunica a la piedra porosa de la base de la cámara con la bureta auxiliar. Esta bureta auxiliar se emplea para medir los cambios volumétricos durante las pruebas, así como para la preparación de las probe tas. Tiene un solo paso que abre o cie-rra el canal 2.(Ver figura 3.4)

VALVULA 3: Comunica a la piedra porosa de la base de la cámara con la bureta de la cámara. --Se mantiene cerrada durante todo el pro-- ceso. La bureta de la cámara no se em---pleó porque con ella no se puede dar ----"contrapresión" a la probeta durante la -preparación de la misma. Tiene tres pa--sos.

- VALVULA 4: Se utiliza sólamente en el caso de que -la prueba triaxial requiera ser drenada por ambos extremos de la probeta. Comu-nica el drenaje de la cabeza con la bureta de la cámara triaxial o con el exte--rior. Tiene tres pasos.
- VALVULA 5: Permite el paso del agua de la válvula -tres y cuatro con la bureta de la cámara cuando así lo requiera. Tiene tres pa-sos.

Para las pruebas efectuadas en el estudio sólo se --utilizaron los canales 1 y 2 y las demás válvulas se mantuvie-ron cerradas durante todo el desarrollo de las pruebas.

En la tapa de la cámara triaxial se encuentra una --válvula de purga cuya función es permitir la sálida del aire -durante el llenado de la cámara con el agua.

Marco de Carga.

El marco de carga utilizado es una estructura metálica que consta de las siguientes partes (Ver figura 3.5)

Marco de carga
 Banco de soporte
 Ménsula de carga
 Puente



Extensómetro

Contrapesos de diferentes valores

28.

Las cargas se aplican colocando los contrapesos en la ménsula que cuelga del marco de carga. Esto significa que las pruebas realizadas se hicieron por el método de esfuerzo controlado. Alternativamente puede aplicarse la carga controlando --la velocidad de deformación (aparato de deformación controlada).

Desde el punto de determinaciones de resistencia no existe diferencia importante entre los métodos de esfuerzo o --deformación controlado si es que las demás circunstancias de la prueba se mantienen similares, por lo que pueden usarse indistin tamente cualquiera de las dos. Aquí se utilizo el método de --esfuerzo controlado.

El extensómetro colocado diametralmente da las deformaciones que tengan lugar durante la prueba.

Accesorios :

Membranas : En las pruebas de compresión triaxial se requiere que la muestra esté enfundada en membranas transparen-tes, resistentes, e impermeables. En pruebas de rutina, las --disponibles comercialmente son satisfactorias, pero debido a que todas las pruebas de este trabajo fueron hechas en arenas, las membranas comerciales se reforzaron con un baño extra de latex, buscando siempre satisfacer el doble requisito de impermeabili-dad y resistencia.

O-ring: Son anillos de hule que aprisionan a la membrana contra la cabeza y la base de la probeta lo que garantiza un buen sellado para impedir el paso del agua a la probeta ----durante la prueba. Molde metálico: Es una camisa de acero que se utiliza para la formación de probetas de arena. Sus medidas interiores concuerdan con las medidas estándar de las probetas.

Bureta auxiliar: Es una bureta graduada que durante la prueba permite medir los cambios volumétricos que sufre la -probeta. Se conecta directamente con el canal 2 de la cámara -triaxial (Ver figura 3.4).

Tanque regulador: Es un tanque parcialmente lleno -de agua, al cual se le mete presión por medio de una compresora de aire: la presión del tanque es medida por medio de un manó-metro de carátula anexo al tanque. Se comunica a la cámara por medio de un conducto conectado al canal 1.

Accesorios menores :

- Matraces
- Pisones
- Cronómetros
- Báscula de precisión (0.01gr)
- Soportes
- Pipetas
- Embudo
- Bomba de vacío

3 : 2 PREPARACION DE LAS PROBETAS

3:2:1 Preparación de la arena

Descripción de la arena utilizada

La arena que se eligió para las pruebas rea-lizadas es una arena fina muy limpia compuesta por diferentes -tipos de granos con un tamaño predominante en la muestra. En -ella se puede apreciar un conjunto de granos cristalinos trans--





Accesorios



Areno utilizado
parentes que forman alrededor del 80% de la totalidad de los --granos de la arena. Este conjunto de granos cristalinos está -constituído aproximadamente de la siguiente manera:

90% de	partículas	de cuarzo	transparente
8% de	feldespato	alcalino	
2% de	material m	icáceo	

Todas estas partículas presentan la forma de granos subredondeados e irregulares. La predominacia del cuarzo en la muestra y la forma de los granos hace pensar que esta arena ha sido sometida por un largo período al trabajo fluvial ya que el cuarzo es el mineral que más resiste la abrasión y la descomposición perdurando aún más que los otros minerales que se encuentran en la arena.

La parte restante de la muestra está constituída por granos oscuros y opacos de diversos colores y tamaños y que en general presentan una forma más irregular que los granos cristalinos. Esta parte de la arena está formada por fragmentos de rocas volcánicas y metavolcánicas incluyendo fragmentos de basalto, andesita y otros.

Como ya se mencionó. la muestra tiene particulas de diferentes tamaños aunque presenta una marcada predo-minancia de partículas de un solo tamaño, lo cual puede apre--ciarse con claridad en la curva obtenida de la prueba granulo-métrica que se muestra enseguida. En base a esta prueba y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS -se puede clasificar a la muestra como SP (arena mal graduada) consecuencia de la predominancia de un solo tamaño en ella.

Su densidad de sólidos es típica de una arena (Ss = 2.65).

31.

U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA G E O T ECNIA

32. FORMA No. 2

GRAHULOMETRIA POR MALLAS

Oena Localiz -Endaye N Muestria Dezcripo Pecha Operado	ACION NO ION <u>A.Topu</u> R	50% FE2 FAFE DI	1020 Ma 2 1954a FTI	2	PERO DE I RECIPIEM PESO RECI PESO RECI PESO ASU PESO RECI PESO LUIS	A MUESTR TE HA CUIV IP \pm SUELO P \pm SUELO A (gr) MENTE (gr) STRA SEIDA	A <u>obiener</u> ohusedo((eeco (gr)) (gr) (gr)	al contenido	
GALUULU		Paso seuso	Ear clearo	Por cianto	CONTEMA	DE HUME	MAR AR TOL		
Mello No.	Abertua.	retenzia	nesen perciel	gus pasa	Malla No.	Abertura	ratenido	raten perest	que para
	n 17.	97.	*%•	%		問題。	ġr.	- %	%
2)	00.60				ð	2.39	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	36.10				20	0.84	69.0	23.0	77.0
14	25.40				30	0.59	163.70	54.6	22.4
\$/4'	1205				60	0.297	59.0	19.7	2,8
Ve"	12.70-				100	0.149	8.0	2.7	0.1
2/6"	952				200	0.074	0.3	0.1	0.0
160.4	4.76				PASA 200				
Pesa No. 4					SUMA .				
SUMA									
	distanting of the second s		A de la del de la de la de la deserva de la del C			,	hannan an the second	K	



La elección de esta arena obedeció a la ne-cesidad de poder realizar pruebas triaxiales sobre probetas -formadas a distintos estados de compacidad con el fin de com-parar los resultados obtenidos para la misma arena en distin-tos grados de compactación. Para ello se analizaron varios ti pos de arena obtenidos de distintos depósitos comparando la -estructura más suelta que se pudiera obtener con la más compa<u>c</u> ta. La arena que finalmente se seleccionó ofrecía un rango -bastante favorable de trabajo entre su forma más suelta y la más compacta definido por las relaciones de vacíos obtenidas que van desde e = 0.97 hasta e = 0.64.

3:2:2 Preparación de los especímenes en estado --suelto

En un matraz de "Helen Meyer" de 500 ml de capacidad se colocan aproximadamente unos 300 gr de arena limpia. Se llena el matraz con agua destilada hasta rebazar li-geramente el nivel de la arena. Se tapa el matraz con un ta-pón como el mostrado en la figura 3.6. Se conecta el conjunto a la bomba de vacío para desairar totalmente a la muestra. --Para lograr un mejor desairado puede calentarse el matraz en -"baño maría" moviendo en forma circular para agitar la arena. Este proceso debe llevarse a cabo el tiempo necesario hasta garantizar la saturación completa de la muestra.

Ya que la muestra está totalmente saturada se retira de la bomba de vacío, se retira el tapón y se llena totalmente el matraz de agua destilada vacíandola de tal manera que no produzca burbujas que puedan introducir aire a la -muestra. Se coloca el tapón cuidando que no queden atrapadas burbujas de aire dentro del matraz. El tubito de vidrio del tapón debe quedar también totalmente lleno de agua.

33.



Por otro lado se toma la base de la cámara triaxial. Se ajusta una membrana al cilindro corto que conti<u>e</u> ne a la piedra porosa de la base. Se sella este extremo con un o-ring y la ayuda del anillo de lucita. Abierto el molde metálico se acopla a la base de la cámara y se cierra cuidando de no "morder" a la membrana. Se estira la membrana con el -objeto de que quede adherida perfectamente a las paredes del molde.

Se conecta la bureta auxiliar al canal 2 --y se procede a la saturación de este canal haciendo circular el agua de la bureta a la piedra porosa, hasta que se llena un poco menos de la mitad de la membrana. Se cierra el canal 2 y se llena el molde directamente con una pipeta. La bureta -auxiliar debe quedar con su nivel de agua a poco menos de la mitad de su capacidad y se fija a un soporte.

Se pesa el matraz y se anota en el inciso -correspondiente de la forma A. Se voltea el matraz sobre el molde lleno de agua permitiendo que la punta del tubo de vi--drio se introduzca ligeramente en el agua. Al momento la arena comenzará a caer sobre el molde. Este procedimiento permite obtener una estructura muy suelta de la arena, pues los gra nos caen libre y suavemente. Se espera el tiempo suficiente hasta que el molde se llene hasta su nivel máximo.

Una vez lleno el molde se retira el matraz y se procede a la colocación de la cabeza sobre la probeta y a su sellado con un o-ring.

El matraz se vuelve a pesar y se registra en la forma A.

Se baja el soporte con la bureta hasta que la diferencia de niveles de agua en la bureta y la mitad de la



Hustración 3.2 or o bates manióa ė1 FAT 4.0

Saturación de la arena



Forma de vaciar la arena el moide

altura de la probeta sea de aproximadamente 50 cm.

Se abre el canal 2 para producir una contrapresión que ayude a mantener estable la probeta al ser reti-rado el molde.

57.

Debe vigilarse que el nivel del agua en la bureta suba un poco y se estabilice. Cuando esto suceda se -puede ya retirar el molde metálico de la probeta.

Se efectúan las mediciones de diámetros y de altura de la probeta y se registran en la forma B.

Se coloca el balín en la cabeza de la probeta y se acomoda el cilindro de la cámara en su lugar y se ato<u>r</u> nilla. Para evitar que la probeta pueda ser golpeada con el vástago al poner el cilindro éste se retira antes de ajustar el cilindro.

Se lleva la cămara a su lugar en el marco de carga junto con la bureta auxiliar cuidando de no alterar el nivel de contrapresión inicial.

3:2:3 Preparación de especímenes en estado medio.

Se ajusta la membrana a la base de la cáma-ra triaxial y se coloca el molde metálico de la misma manera descrita para las probetas en estado suelto.

La preparación de las probetas en estado medio y en estado compacto sufre una variación importante respec to a la formación de las probetas en estado suelto; debido a que es más fácil controlar la compactación en un material seco que en uno saturado, la colocación del material en el molde -- metálico se hará ahora con la arena seca y ya una vez acomodada se procederá a su saturación.

En base a una serie de ensayes previos se -determinó la cantidad de arena seca que se debía colocar den-tro del molde para alcanzar una relación de vacíos que estuvi<u>e</u> ra dentro de los límites establecidos originalmente.

La formación de la probeta es de la siguiente manera :

Se pesan 130 gr. de arena seca en un matraz. La arena se vierte al molde con la ayuda de un embudo. El embudo se coloca inicialmente de manera que su punta toque a la base del molde y conforme va siendo llenado éste, el embudo se va levantando de tal manera que la distancia entre la punta -y el nivel que va alcanzando la arena no sea mayor de 1 cm --aproximadamente. Conforme se va vertiendo la arena el conjunto de la base y el molde deben tener un ligero vibrado para permitir el acomodo de las partículas de arena en un estado -medio. Este proceso se lleva a cabo hasta el vaciado total de los 130 gr. de arena.

Se conecta la bureta auxiliar al canal 2 y se coloca en un soporte. Se llena de agua la bureta hasta que se alcance una carga de aproximadamente 50 cm respecto a la -mitad de la altura de la probeta. Se abre el canal 2 para -que el agua circule a través de la piedra porosa y sature lentamente a la probeta. La carga debe mantenerse lo más consta<u>n</u> te posible durante toda la saturación. Debe verificarse que no existan burbújas de aire desde la bureta hasta la piedra.

Una vez saturada completamente la probeta se procede a la colocación de la cabeza con el sellado del o-ring.







Ilustraci	on	3.3			- - -	
Formation	44	probét és	43	H.	66144Q	
ecolto.						

g) Colocación de la arena 68 el moldo

b) Compactación

c) Saturación

Se cierra el canal 2 y se baja la bureta con el soporte hasta dar la misma contrapresión de 50 cm.

Se abre el canal 2 y se vigila el nivel del agua en la bureta hasta que se estabilice.

Se retira el molde de la probeta y se hacen las mediciones correspondientes de la probeta, las cuales se anotan en la forma "B" para el cálculo de los parámetros necesarios.

Se pone el balín en la cabeza de la probeta, se coloca el cilindro en su sitio de la cámara triaxial tenie<u>n</u> do cuidado de que el vástago no golpee a la probeta.

La câmara triaxial se lleva al marco de carga cuidando que el nivel de la contrapresión no varíe.

La probeta está lista para la prueba.

3:2:4 Preparación de las probetas en estado com--pacto

De la misma manera a como se hizo en el es-tado medio, se hicieron varios ensayes previos para determinar la cantidad de arena seca necesaria así como el procedimiento de compactación para formación de este tipo de probeta concerniente para alcanzar la máxima compactación posible en ésta -arena, estando dentro de los límites preestablecidos. Se en-contró que el mejor procedimiento es el siguiente:

Se ajusta la membrana a la base de la cámara triaxial de igual forma que la descrita en el punto 3:2:1. Se toman 150 gr. de arena seca y se separan en 5 porciones de 30 gr cada una para formar 5 capas de la siguiente manera :

Se toman los primeros 30 gr y se vierten de<u>n</u> tro del molde; con una varilla de unos 3 mm de diámetro se --"varilla" la arena uniformemente en toda su extensión de la -capa en forma similar a como se hace en el colado del concre-to. Para enrasar la superficie de la capa, se utiliza un pisón de unos 2 cm de diámetro.

Este mismo proceso se repite con cada una -de las 5 porciones de arena. Se debe tener cuidado de "vari-llar" unicamente hasta la profundidad del espesor de la capa que se está compactando.

Desde la saturación de la arena hasta la colocación de la cámara en el marco de carga se repiten los mismos pasos descritos para el caso de la formación de las probetas en estado medio y se utiliza la misma forma B. Para un -análisis más detallado de los cálculos necesarios para obtener los datos básicos de cada probeta puede consultarse el Anexo -3:B.

3 : 3 EJECUCION DE LAS PRUEBAS

3:3:1 Pruebas para la obtención de la Ley de resis tencia

El procedimiento que aquí se describe es general para los 3 estados en que se trabajaron las probetas y comienza a partir de la colocación de la cámara en el marco -de carga.

Se coloca un balín en la punta superior del vástago y se acomoda la cámara triaxial sobre el banco de car-





Ilustración 3.4 Aplicacian *e*. contrapresión

a) Aplicación de la contrapresión

b) Probeta estable después de retirar el moide

c) Coloccolon del cilindro

ga de tal manera que quede perfectamente centrado para que la caída del marco no presente excentricidades.

Por otro lado se instala el tanque regulador de presión de manera que su nivel de agua esté a nivel de la mitad de la altura de la probeta para no ocasionar sobre la -probeta presiones adicionales debido a una diferencia de niveles.

Se conecta la manguera del tanque regulador al canal 1. Se procede a abrir tanto la válvula del canal 1 como la válvula de purga. Se aplica una pequeña presión en el tanque regulador para facilitar el llenado de la cámara. Esta presión deberá desvanecerse totalmente cuando la cámara esté llena y en ese instante se cierran al mismo tiempo la válvula del canal 1, la válvula de purga y la válvula del canal 2.

Es importante aclarar que si el procedimiento se realiza con cuidado, al cerrar la válvula del canal 2, la contrapresión original en la probeta se mantendrá aunque la bureta se cambie de posición.

La bureta puede entonces situarse en una --posición tal que su nivel de agua coincida con la mitad de la altura de la probeta.

Paralelamente el tanque regulador se prepara a la presión requerida para esa prueba.

En seguida se ajusta el extensómetro permi-tiendo su desplazamiento en ambas direcciones (puede colocarse por ejemplo, con una vuelta). Se toma la lectura inicial y se anota en la forma C. También se anota la lectura que indica la bureta. <u>Hustración 3.6</u> Ajustas nocesarios antes de

Se liena la cámara con agua Iontamente.

- Se ajusta lo posición de la cámara respecto a la caida del marco de carga.





- Se ajusta

el extensionetro.

-Se coloca la bureta a nivel de la probeta.

Se abren al mismo tiempo las válvulas de los canales 1 y 2, para permitir la entrada de la presión y el drenaje de la probeta a la bureta. Debe compensarse la presión -aplicada en el marco de carga para evitar que se pierda el contacto del vástago con el balín de la cabeza de la probeta. --Esto es muy importante pues puede provocar un golpe brusco del vástago contra la probeta al colocar la primera carga. Se es-pera el tiempo necesario para permitir la disipación de las --presiones de poro dentro de la probeta; esto se puede verifi-car al observar que el nivel del agua de la bureta se ha esta-bilizado totalmente. Hemos observado que 5 minutos son tiempo más que suficiente para ello.

Pasado este tiempo se anotan en la forma ---anexa la lectura del extensómetro y de la bureta en las columnas de la forma C.

El extensómetro se ajusta en "ceros" y se --procede a la etapa de falla de la prueba.

Para calcular los incrementos de carga a ---aplicar, puede suponerse un ángulo de fricción β acordé al est<u>a</u> do de compactación de la probeta. Con éste ángulo de fricción se calcula un esfuerzo desviador de falla que multiplicado por una área promedio de la probeta dará una carga total de falla supuesta. Los incrementos de carga que se apliquen suelen to--marse como del 10% de esta carga total de falla supuesta.

Estos incrementos de carga es conveniente que permanezcan constantes durante toda la etapa de falla para esa prueba, porque hemos observado que el variar estos incrementos se altera la forma de la curva esfuerzo-deformación obtenida, esto implicaría que los resultados obtenidos no fueran comparables entre sf.



47.

Al tiempo que se realice la prueba debe lle-varse una gráfica carga- deformación total. Esta gráfica ser-virá para definir el límite del rango sensiblemente elástico de la prueba.

Se consideró que el tiempo necesario y sufi-ciente para disipar la presión de poro después de cada increme<u>n</u> to de carga era de 5 minutos, siempre y cuando la prueba estu-viera dentro del rango sensiblemente elástico. Después de éste rango observamos que éste tiempo ya no era suficiente para la disipación de la presión de poro por lo que se optó por tomar a partir de este instante 10 minutos como tiempo necesario y s<u>u</u> ficiente después de cada incremento de carga.

La probeta se lleva a la falla. Algunas ob-servaciones al respecto se hacen notar en el capítulo siguiente.

Transcurrido el tiempo de cada incremento de carga se deben hacer las anotaciones de las lecturas del exten-sómetro y la bureta en la forma C.

Como ya se indicó, para cada estado de compa<u>c</u> tación se realizan cuatro pruebas de falla, cada una con las -diferentes presiones de confinamiento indicados. Esto nos lleva a obtener cuatro círculos de Mohr para definir la envolvente de falla que será utilizada para las pruebas PTD que se describen a continuación.

3:3:2 Pruebas triaxiales de deformación PTD.

Una característica importante de ésta prueba es que, sobre una misma probeta, se pueden realizar tantos ci-clos de carga-descarga como se requieran, a diversas presiones de confinamiento, siempre y cuando el nivel de esfuerzos a que se somete la probeta en cada ciclo no altere la estructura in-terna original de la misma para que los datos obtenidos de di-ferentes ciclos puedan ser representativos del mismo estado --considerado.

El nivel de esfuerzos a que fueron sometidas las probetas en este estudio nunca sobrepasó la mitad del esfuer zo desviador de falla correspondiente a la presión de confina-miento dada. Este esfuerzo desviador de falla es el calculado de las pruebas citadas anteriormente. La razón de llevar los ciclos hasta la mitad del esfuerzo desviador de falla es que, como se había establecido inicialmente, se iba a tomar un fac-tor de seguridad de 2.

Para este trabajo, se hicieron cuatro ciclos de carga y descarga para cada estado de compacidad relativa; -cada ciclo correspondiente a las cuatro presiones de confina--miento convenidas.

En algunas investigaciones similares, las --probetas se llevan a la falla después del último ciclo de carga descarga con el objeto de determinar la ley de resistencia pero en nuestro caso el objetivo primordial era determinar el compor tamiento esfuerzo-deformación de la arena en función de los --parámetros presión de confinamiento y compacidad relativa ini-cial, por esta razón las pruebas realizadas terminaban con la descarga de la última presión de confinamiento.

Algunas observaciones interesantes al respecto de los aspectos comentados en los párrafos anteriores se citan en el capítulo siguiente.

La preparación de la probeta para cada estado es similar a como se describió en el punto anterior. Se acomoda la cámara triaxial con el banco -del marco de carga, se centra; se procede al llenado de la --cámara siguiendo las recomendaciones del punto 3:3:1.

Se cierran las válvulas del canal 1 y 2 y la de purga. Se pasa la bureta hasta que su nivel de agua coincida con la mitad de la altura de la probeta. Se toma su lectura y se anota en la forma C.

Se ajusta el extensómetro permitiendo desplazamiento en ambas direcciones. Se toma su lectura inicial y se anota en la forma. C

Se prepara el tanque regulador con la primera presión de confinamiento (en este caso 0.250 kg/cm²).

Se abren las válvulas de los canales 1 y 2 -al mismo tiempo (debe tenerse cuidado de compensar la presión ejercida contra el vástago).

Se espera el tiempo especificado de 5 minutos para permitir la consolidación de la probeta bajo esta presión. Se toman las lecturas de extensómetro y bureta. Se ajusta el extensómetro a ceros y se procede a la realización del primer ciclo de carga-descarga.

Se buscará que los incrementos de carga sean suficientes para obtener alrededor de 8 puntos tanto en la carga como en la descarga sin sobrepasar la mitad delesfuerzo desviador de falla. Lo que se busca es que los incrementos sean constantes por los motivos señalados.

El tiempo transcurrido para cada incremento de carga debe ser constante y en nuestro caso de 5 minutos tanto para la carga como para la descarga debido a que siempre se estará en el rango sensiblemente elástico. Estas últimas recomendaciones son generales para todos los ciclos.

Al finalizar la descarga de este primer ciclo se cierran las válvulas de los canales 1 y 2 y se incrementa la presión en el tanque regulador a la siguiente presión de confinamiento (en nuestro caso 0.500 kg/cm²).

Nuevamente se ajusta el extensómetro permis--tiendo carrera en ambas direcciones. Se toman las lecturas in<u>i</u> ciales de extensómetro y bureta y se anotan en otra forma similar.

Se abren las válvulas de los canales 1 y 2 -como en el primer ciclo. Los pasos se repiten igualmente para los siguientes ciclos.

ANEXO 3.A

Recopilación de datos y secuencia de cálculos para las pro betas de arena en estado suelto. Obtención del Peso de la Arena. Wm, = peso del matraz antes de vaciar la arena al molde Wm, = peso del matraz después de vaciar la arena al molde W's = Wm, - Wm₂ = peso sumergido de la arena que se vació al molde = = peso de la arena - peso del volumen de agua desalo-jado por la arena(1) $SS = \frac{WS}{VS}$ obtenemos de $Vs = \frac{\forall s}{Ss H_0}$ ∴ el peso del volumen de agua desalojado por la arena -será :

$$\left(\frac{WS}{SS W_{o}}\right) W_{o} = \frac{WS}{SS}$$

que sustituido en (1) :

$$W's = Ws - \frac{Ws}{Ss} = Ws (1 - \frac{1}{Ss})$$

despejando el valor de Ws :

 $Ws = \frac{Ws}{1 - \frac{1}{Ss}} = peso de la arena contenida en el molde$

Obtención del volumen de la probeta :

De las mediciones hechas a la probeta se tienen 3 diámetros y una altura.

Con los 3 diámetros se obtiene un área media de la --siguiente manera.

El volumen inicial podrá obtenerse entonces como:

 $Am = \frac{Ai + 4Ac + As}{5}$

 $V_0 = Am \cdot h_0$

Obtención de la relación de vacíos :

La relación de vacíos se obtiene por medio de la si--guiente expresión:

Vv		V		vv = volume		de	Vacios
e = Vs	en donde		Vs	' ≂ 1	volumen	de	sólidos

el volumen de sólidos puede obtenerse a partir del --peso de sólidos (Ws) y de la densidad de sólidos (Ss):

$$Vs = \frac{Ws}{Ss \%}$$

el volumen de vacíos se obtiene por diferencia con el volumen total, o sea:

Vv = Vo - Vs

a suite

ENGAYE No.	SONDEO No.			
DESCRIPCION	PROFONDIDAD	OUSERVACIONES -		
ГЕСНА				-
OPERADOR				-
CALCULO				-
S. =			general second second	
D3 =	As =			
	- Ac =			
	• Al · ·			
	Am = A1+ + Ac + Ai			
	U			
		, u		
Peso Matrex antes de vacior =				
Paso Mintraz Azapusa do vociar =	in an			
Offerencia = WS =				
W _g	Va	= <u>Ws</u> =		
i - ¹ /s _s		Sg		
	Vv	= Vo - Vs =	andra and Andra andra andr	
	e.	- <u>Vy</u> -		
	an an an tha tha tha an tha tha 🗍	Vs		
				J
			Forma A	

ANEXO 3.B

Recopilación de datos y secuencia de cálculo para las --probetas de arena en estado medio y compacto.

Obtención del volumen de la probeta.

De las mediciones hechas a la probeta se tienen 3 diáme-tros y una altura.

Con los tres diámetros se obtiene un área media de la siguiente manera:

 $A_{i} = \frac{\pi (D_{i})^{2}}{4} \dots A_{i}$ area en la base de la probeta $A_{c} = \frac{\pi (D_{c})^{2}}{4} \dots A_{i}$ area a la mitad de la altura de la probeta $A_{s} = \frac{\pi (D_{s})^{2}}{4} \dots A_{i}$ area en el extremo superior de la probeta $A_{m} = \frac{A_{i} + 4A_{c} + A_{s}}{6} \dots A_{i}$ area media

El volumen inicial podrá obtenerse entonces como:

 $Vo = Am \cdot ho$

Obtención de la relación de vacíos:

La relación de vacíos se obtiene por medio de la siguiente expresión:



$$= \frac{VV}{Vs}$$

e

en donde

el volumen de sólidos puede obtenerse a partir del peso de sólidos (Ws) que es un dato inicial, y de la densidad de sólidos (Ss):

$$VS = \frac{WS}{SS \sigma_0}$$

El volumen de vacíos se obtiene por diferencia con el volumen total, o sea

VS

FORMACION DE PROBETAS	A PARTIR	DE AREI	NA SEC	A	
JBRA	ana (1999) an 1990 an		[*###1000 *******************************	
OCALIZACION					
ENSAYE No.	SONDED No.				
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD		OBSERVACIO	NES	
DESCRIPCION					
FECHA					
		······	******		
		Construction of the second	State of the second second second		ŢŢŢŢĊĸĊŢĊĊŢĊĊŢĊĊŢĊŢĊŢĊŢĊŢĊŢĊŢĊŢŢŢŢŢĊŢĊŢŎŢŢĊŢŎŢŢŎŎŢŎŎ
Sg =				la Service de la service de	
		$(1,2,\ldots,N) \in \mathbb{R}^{n}$		a da ante da serie de la composición de	
Ds =	As =				
Dc =	Ac =				
Di =	Al 🗮				
	Am =	<u>A5 + 4 AC -</u> 6	<u>+ Al</u> = _	*******	
			_		
			Lo = _		ta a ta
Deep de la arang sara vareida e Wa			Vo = -		
And an in uselin such Antican - all w -				1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 -	
		Va - Wa	_ = _		
		Se			
		Vv = Vo -	Vs = .		
		e. = <u> </u>			•
		v ₈			11. Start 1997
		an a	n na ang ing taong ta Taong taong	APROXIMATE AND A CONTRACTOR OF A CONTRACTOR A CONTRA	
가지 않는 것 같은 사람들이 있는 것이 없는 것이 없 않는 것이 없는 것이 않는 것이 없는 것이 않이					Forma E
					and the second

s ch ·. }

ANEXO 3:C

Desarrollo de la Tabla de Cálculos empleada en las pruebas.

(Basándose en la forma anexa seguiremos la numeración de las columnas en la forma indicada).

- Columna 1: (ΔP)

En esta columna se anotará el valor del incremento de carga a que va siendo sometida la probeta.

Columna 2: (P)

Esta columna indica el valor total de la carga aplic<u>a</u> da a la probeta en un instante dado. Se obtiene su-mando los incrementos de carga de la columna l hasta ese instante.

Columna 3: (笛)

En esta columna se anotan las lecturas del micrómetro al final del tiempo acordado para cada incremento de carga.

Columna 4: (E)

Esta columna indica la deformación unitaria sufrida por la probeta como consecuencia de la aplicación de las cargas en cada instante. Se obtiene de



.... Se obtiene de la colu<u>m</u> na 3

.... altura inicial de la probeta después de --aplicar el esfuerzo de confinamiento.

Columna 5: (Bureta)

En esta columna se anotan las lecturas de la bureta al final del tiempo acordado para cada incremento de carga.

ha

Columna 6: (ΔV)

Representa el cambio de volumen de la probeta, obte-nido a partir de los datos de la bureta de la siguie<u>n</u> te manera:

Después de aplicar el esfuerzo de confinamiento y de permitir la disipación de la presión de poro se tiene una lectura de la bureta (5º).

Al final del tiempo esperado para cada incremento de carga se toma otra lectura de bureta (Bi).

Teniendo lo siguiente:

 $\Delta V_i = Bo - Bi$

Columna 7: $(\Delta V)_{0} = \varepsilon_{V}$

Representa la deformación volumétrica unitaria. Se obtiene de :

 $\Delta V = \dots$ de la columna (6) $\varepsilon_{V} = \Delta v$ en donde Vo = Volumen de la probeta des Vo pués de aplicar la pre--sión de confinamiento.

Para obtener Vo:

 $Vo = Vo - \Delta Vo$ en donde

- Vo = Volumen inicial de la probeta calculado de los ---Anexos 3:A ó 3:B según -el caso.
- ΔVo = Cambio volumétrico sufrido por la probeta al apl<u>i</u> car la presión de confin<u>a</u> miento.

Columna 8: (Vc)

Es el volumen de la probeta después de cada incremento de carga.

$$lc = Vo - \Delta V$$

Columna 9: (Lc)

Es la longitud de la probeta después de cada increme<u>n</u> to de carga.

en donde:

Lo = Longitud inicial de la probeta des--pués de aplicar la presión de confinamiento.

$$L_0 = h_0 - \delta_0$$

- ho = Altura inicial de la probeta medida directamente.
- 5. = Deformación que sufre la probeta al aplicar el esfuerzo de confinamiento.
- 8i = Deformación que sufre la probeta después de cada incremento de carga (columna 3).

Columna 10: (Ac)

Es el área corregida promedio de la sección transversal de la probeta después de cada incremento de carga. Se obtiene de :

Ac = <u>Vc</u> en donde: Vc ..., de la columna (8) Lc Lc ..., de la columna (9)

Columna 11: (f)

Es el esfuerzo desviador aplicado en ese instante (i)

Pi columna (2) $f_i = \frac{Pi}{Aci}$ Aci.... columna (10)

Columna 12: (Vv_c)

Representa el volumen de vacíos corregido. Para su obten ción se supone que el volumen de sólidos es constante en toda la prueba, por lo tanto:

Vvc_i = Vc_i - Vs en cada instante Vci.... de la columan (8) Vs dato inicial

Columna 13: (ec)

Es la relación de vacíos en cada instante.

e~ =	<u>vvcı</u>				
i	V s	Vvci	de la	columna	(12)
		Vs	dato	inicial	

Columna 14: (f₃)

Indica la presión de confinamiento utilizada en la -prueba.

62.

PR	UEBA		(RIA)	IAL	DE	C	EFO	RMA	CION		PT	Ð	
DBRA . OCALI ENSAYE MUESTR DESCRIP FECHA DPERAD	Z ACION E No, IA No PCION POR			Sondi Prof.	EO Na,				CICLO OBSERVACI	No			
ALCUL	0			<u> </u>		1 11/1				1 6			7-7-
10	ke H	5) 51 D	Ε	Bureta tm 3	<u>د</u> س۲	Liev Vsi	<u>ده</u> ه	1 LC	AC cm ²	hg/cm ²	em ³	ee	kg/cm
									1				
			[
******						<u></u>							+
									1				1
							*****						1
													ļ
1611							•••••						┥───
							:						1
	ļ		L				······						·}
····													1
	<u>↓</u> }												
	<u> </u>			<u>↓</u>									+

Forma C

TEMA 4

64.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

Los resultados de las pruebas realizadas se presentan en este capítulo principalmente en forma gráfica, acompañados de algunos comentarios que esperamos conduzcan a un mejor ente<u>n</u> dimiento del comportamiento esfuerzo-deformación de la arena. -Es por ello que consideramos conveniente definir claramente los términos empleados en las gráficas mostradas para evitar confusiones y facilitar su comprensión. Así:

> es el esfuerzo de confinamiento bajo el cual se real<u>i</u> zó la prueba.

es el esfuerzo desviador, es decir, aquel que se --transmite a la probeta por medio del vástago. En el caso de las pruebas efectuadas para determinar la --Ley de resistencia, el máximo esfuerzo desviador alcanzado se definió como f_d .

es la relación de vacíos con la cual se formó la pr<u>o</u> beta, es decir, antes de aplicar cualquier tipo de esfuerzos a la misma

es la deformación unitaria vertical, definida como -ΔL ε =_____

es la deformación volumétrica unitaria, definida por: $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V}$ Se ha tomado, por convención, como positi v_a , cuando la probeta disminuye su volumen y como negativa cuando la probeta aumenta

de volumen.

f

f

ρ

ε

£.

es la densidad relativa, también se conore como comp<u>a</u> cidad relativa Cr y definida como :

Dr

Ø

Mz

Mzp

es el ángulo de fricción interna o ángulo de resisten cia al corte. Para todos los casos se ha supuesto que la Ley de resistencia queda definida como :

εp

£

2

es el módulo de deformación unitaria vertical definido por :

 ϵ_{ep} módulo de deformación unitaria Mzep $\frac{\pi}{f}$ elastoplástico.

> módulo de deformación unitaria plástico, es decir, aquel que -toma en cuenta la parte de la deformación que no es recuperable.

M_z = f módulo de deformación unitaria elástico, es decir, aquel que toma en cuenta la parte de la deformación que es recuperable.

es el módulo de Poisson definido por :

$$\frac{e_{X}}{e_{Z}} = -\frac{e_{Y}}{e_{Z}}$$

4.1 <u>PRUEBAS PARA LA DETERMINACION DE LA LEY</u> DE RESISTENCIA PARA CADA ESTADU.

Las curvas esfuerzo-deformación vertical (f, ε) obtenidas de estas pruebas presentan una marcada tendencia no li--neal para cualquier estado de compacidad, aunque debido a la -escala en que es necesario dibujar estas curvas es muy difícil apreciar su forma en sus valores iniciales. Sin embargo, es -posible distinguir en todas ellas tres etapas de deformación -que fueron observadas inicialmente por Guersevánov (Ref. 5), -a saber: (figura 4.1).

- Fase de compactación O
 - Fase de desplazamientos locales
 - Fase de desarrollo de desplazamientos considerables

٨


En la primera etapa, fase de compactación, el papel principal lo desempeñan los esfuerzos normales bajo cuya acción el suelo se compacta. La relación que existe entre el esfuerzo desviador máximo y el esfuerzo en el cual la curva esfuerzo-deformación presenta el primer quiebre importante en su trayectoria, señalando el final de la fase de compactación varía de ---El desarrollo de las deformaciones tiene carácter de --3 a 4. amortiquamiento y la velocidad de deformación tiende a cero. -Puede considerarse que en esta etapa el desarrollo de las defor maciones es proporcional al incremento de la presión axial. F] hecho de que el suelo se compacte en esta primera etapa parece estar corroborado por la forma de las curvas esfuerzo-deforma-ción volumétrica unitaria en las cuales se observa una disminución de volumen para esfuerzo axiales bajos aún en las pruebas sobre arena compacta.

Al final de la etapa de compactación, en el suelo --surgen esfuerzos cortantes de magnitud considerable que origi-nan el desarrollo de deformaciones de desplazamiento y el suelo pasa a la segunda etapa de deformación, o sea a la etapa de des plazamiento locales. Lo característico para esta fase es la -alteración de la proporcionalidad lineal entre el esfuerzo y -las deformaciones, es decir, el aumento de las deformaciones -adelanta al incremento de carga. Es importante notar que, aunque los esfuerzos cortantes ya son de consideración, el efecto de los esfuerzos normales sigue provocando la compactación del suelo lo cual puede deducirse de las curvas esfuerzo-deforma---ción volumétricas.

El final de la etapa de desplazamiento locales queda perfectamente definido gracias a las curvas esfuerzo-deforma--ción volumétrica. En ellas puede observarse un quiebre brusco que marca el principio de la tercera etapa, la de desplazamientos considerables. En esta etapa el efecto de los esfuerzos -cortantes origina la alteración total de la estructura inicial

68.

de la arena y finalmente de falla de la probeta, que siempre va acompañada de grandes deformaciones laterales de la misma y de un considerable aumento de volumen, en lo que se conoce como -fenómeno de "Dilatancia".

Hasta aquí llegan las ideas de Guersevanov y de acuer do con nuestras experiencias, estamos de acuerdo con la divi--sión en tres etapas; pero hacemos la aclaración que éstas pueden no ser las únicas causas que provoquen el comportamiento -observado.

El Ing. Agustín Deméneghi nos propone como otro fenómeno importante para tomarse en cuenta, lo que él denomina como el "efecto de cuña" como otra causa de desplazamientos tanto -verticales como horizontales en la arena. Este efecto puede -ser explicado como el encajamiento de un grano sobre otros granos a los cuales desplaza lateralmente. Este fenómeno puede -presentarse desde la primera etapa de deformación, aumentando gradualmente su importancia conforme se incremente la carga --axial.

Todo parece indicar que las probetas de arena no sufren ningún cambio considerable en su estructura original para niveles de esfuerzo inferiores a la última etapa de deforma---ción. Por el contrario, al entrar en la última fase de su de-formación la arena en la probeta casi no guarda ninguna rela--ción con la estructura inicialmente probada. Este hecho podría ser objeto de una investigación más amplia, pues podría condu-cir a la determinación de la Ley de resistencia de una arena -realizando varias pruebas triaxiales sobre una misma probeta --siempre y cuando no se sobrepasara el límite de la etapa de --desplazamientos locales. Estas pruebas conducirían a un ahorro importante de tiempo y de trabajo, sobre todo en arenas, en do<u>n</u> de es necesario reproducir la compacidad del depósito para obt<u>e</u> ner la información. Sin embargo, se cuenta con muy poca información al respecto y solo se sabe de pruebas de este tipo realizadas por el Dr. Zeevaert. (Figura 4.2).



Figura 4.2 Ciclos de carga sobre una misma probeia

En cuanto a la Ley de resistencia, para fines prácticos y por no ser un factor determinante para los objetivos de este estu-dio, se idealizó como una recta pero se puede ver claramente -que presenta una concavidad hacia abajo desde los primeros círculos acentuándose más para el último círculo definido por una presión de confinamiento de 2 kg/cm². Esto puede ser también -motivo de una profundización posterior.

4.1.1 PRUEBAS TRIAXIALES PARA DETERMINAR LA LEY DE RESISTENCIA DE LA ARENA EN ESTADO SUELTO.

71.

	¢	<u>11 :</u>	. 0		6	15				12-	-0			1.1	1 8	8	1.0		
			1			1	1		fer		i.	1	*	<u> </u>	<u>سب ب</u>				
						hint	-						<u> </u>	X					6776.5A
			ļ						<u> </u>	-			ļ		X	[
									1			1	<u>L.:</u>	<u> </u>	<u>1</u> .		L		<u> </u>
			15	197	12			1	1.	÷.,	15			1:2	11		ł	1.22	1
															[]]				l -
	1					1					<u> </u>	1	1	1		1.1			<u> </u>
<u></u>					<u></u>	-		<u> </u>		-		<u> </u>		-		1	<u></u>		
÷÷÷			-			1.				-	ļ						<u></u>		<u> </u>
			-			-	<u> </u>			_	Ļ			I					<u> </u>
		1	: :::	111		1								<u> </u>	_			<u> </u>	
		59		199				l								1.1	1.	1 :-	ł
			1117								1.	1				1			
-						1		-		÷		1		1		-			
	57	th:	1.1	l				<u>†</u> ;				177		<u> </u>	i i i i i	à na n	1-77		<u> </u>
			-			-									-		ļ		
						ļ						ļ	Ļ.,	ļ		ļ	<u> </u>		
			L						1.1			1	L	1					1
			1		1	P.,	12	14		l.*.		ŀ.	1				i .		
		-				i i					-			1	11	· · .	T		1
											-	1		1	Ħ			[in. /
	-					1								1	÷t			į	1
4.7	_					<u> </u>					<u> </u>	<u> </u> -	<u>.</u>	<u> </u>	÷.	<u> </u>			<u> </u>
لتبهد					e .	6.01				I		<u> </u>	1	<u> </u>	1	<u> </u>			
		100				6.25	2.1	5/51	2		<u> </u>			L			ĺ	į 	
				÷.,		0.7	i. 90 h	10	2	ł	i f	1	5	1 = ¹ -		1			1
					4	f								1	,. 	1	1	1	
																	ŕ		•
ابنيه م	- <u></u>				11						÷	h i		1				I	
									<u> </u>					ļ	: 		÷÷		<u>i.</u> .
		-					_			100		-			ļ				
<u>.</u>	<u></u>			<u></u>					<u> </u>		Ľ.,					1		i	
	Ľ.							۰.			2.1	1. I		1		1	í		Ξ.
2		1	••••						1					1					:
5												}	-); }	inerende I	 		ç anını 1	
	÷				1.17					***				†					
												•			<u> </u>				
											<u></u>			L:			. <u></u>		
		<u></u>						<u> </u>	. <u>.</u>		$\mathcal{L}_{\mathcal{L}}$				<u>}</u>				
		iπ'					••••	. :	÷ .,	1.5	• •	· .							
		. <u></u>			· ·			1											
0.9		- 1					:	÷ .			1			1		-		· ·	
				÷.									-		-		<u> </u>		
-						-	-									بنسم			
				<u> </u>	-	<u>ــــــا</u>		-			-	~			÷	<u></u>			
			-			-							>					_	
		1		*	Ģ	B		*	. ¢			.8	6		0		•		1
		111		2.				\mathbb{R}^{2}		1	÷	÷.			\mathbf{N}				67.08
			::::						-						1				
														~~~	- 1				
0.2	1		÷.	-							-		÷						
-	i i i							<u></u>	4.		<u> </u>							- 33.44	
				_	_						÷÷							_	
			<u>.</u>			111			12.2.				<u>.</u>			19			
-0					<u>.</u> :		. 8		. :		11	: <del>.</del>	а [	e de la			Ч.,	<u>.</u>	
22		123					-	- 12							1	77.			
		100			<del>1</del> .										∵fi				÷.
	r		1.1.1												- 61			1.1	

										Gr	ā f	10	a s	- 4	. 1	. <b>)</b>	4	. 2	
1	1			G	3	-			-	•				::::	<b>s</b>				1
				1								1.1		1.		<u>11</u> .		h‡/	cu?
	- ]				-														
	-				-17						$\mathbf{x}$	1.00		<u>at</u>					
	÷										-1								
	-		<u></u>		:::: :::::::::::::::::::::::::::::::::						4	1					-		-
								-				4					<u></u>		
	<u> </u>				<u>.</u>	<u></u>		:					44						11
	-	-					ļ		1	-17									
		243		1. T	12				-		÷		ti i						
								÷2.							111		i di		
Tur-						17.14													÷.,
1.7	-	-				1		1			1		÷	1. ÷:		21			
1			•					1											
	÷						r:	1											
	-	-				<u>+-</u>		<u></u>	h						÷	<u> </u>			
	-		<u></u>	<u></u>				<u></u>											
<u> </u>	-	-	<u>.</u>			<u>.</u>		<u> </u>		<b> </b>	<u></u>				ļ	<u> </u>			
			1			<u>.</u>		<u>l:</u>		<u> </u>									
						<u> </u>		E.	1.	<u> </u>		Ĺ							
		1.4		1		; ·	ŀ		<u>.</u>	Ľ	1. L						1.2		
	•				Ξ.	•				T			1				1.		
[ 0.F				1	<b>B</b> .	53 A	A	[							į	1			
1								inte				1.				1	;		
					£6.	V.V3	/v.;	W.M.				1	<b>-</b>						·····
. <u>.</u>					£4*	1.21	10.)	@An	BK "		<u>.</u>	1	<u>t</u>						
	-		i	- - -							<u> </u>								
					·	÷	÷	har -				<u> </u>	÷.,			<u> </u>			
			: ; •• • ••			-			- 	<u> </u>		<u> </u>	ļ			ŀ			
1.			e mer e		موجد م		; •		<u>}</u>	<b>.</b>			1			1	e : eene		
	-			!	<u> </u>	*	• •	12	<u> </u>			ļ	<u> </u>				! 	L	-
								1	<u>.</u>		<u> </u>		<u> </u>	1	<u>.</u>				
6.	-					:			. :			-		<u> </u>	I	1	\$ .	1	
E			1 1 - 1	1.		1	• · ·	1				1.1	1		1				(
					1	1	: :			Γ		1				1			
		7				4 1		1	1	1		1.		1.1	1	1	******* 		
				ļ		İ T		İ .	-	İ		-	1		-		í	• • •	(
				Ì 🕇			ÈÈ					1				<u></u>	1		
777 (c				-	- ;		1-1-1-											·	· • • • •
-0.0	-					1	—	-		-				-		1			
E-1-	-			1		-÷-			<u> </u>	-								11	
<b>L</b>	-	<u> </u>		1			<u> </u>	1		L				<u></u>			.22		1
	_			1			<u></u>				<u>.</u>							1	121
	_			<u> </u>		<b>i</b>		1		$\sim$	5		-99						
<u>t</u> [		• : :	2	a	5	1.11	:		. 1	þ		K			5				-
												I							
F									1111										·
F						-													
1004							n i	1			5.1				100				
Ento			1.44	-															i.
E				-			-						1.11						÷.
<b>i</b>	-										1			;;;;; ;;;;;	44	Щ.		11	
-aoi		4				<u> </u>					111	41	ШĽ	11:2				11.	3
<u>e C</u>	4					1					111	111	Ш <u>н</u>				1111	ш	
2 × 2 +	-1		:+i.	1.11	111	111	811	233					HE H	111	11.5	100	1721	11	

71.

áficas 4.1 v

	-											_								·										~ .		4.5		· • •				_
	¢	1 :		2	. 0	1		14	· · · ·	-	-0	.8	0	.7	(	14	0	.19	ŧ I	Г		1.		0.3	1	1	-		a	<del>.</del>			11.	8		23	183P	ł
Ĩ									T T	T f	İ.		1				<u> </u>	64	ALM .	F	10	h			1	1.				-		10.1					ta ka	e,
									1		-	1 ···		Ĩ	<u> </u>		<u> </u>				- <u></u>	÷				1	1			£					<b></b>		1-1-	Ċ
-1	4			1		L		}	ļ.,		1				<b>\</b>							1			1			<u> </u>	<u>, a</u>	7.			ښين <u>ا</u>		[			÷
<u>_</u>	151			î ș	-01		1.1			1.0	<u>lar</u> i	1			$(\Lambda)$		1	с.,		12	. 9.				1		L			1								4
1								Γ	1.	1	LEI.		1		N	1.4	1.11			1	1.1	1.2.	1 <u>.</u>		100	10.									Er d	k in l	1001	ż
			-		-	~ .	1.27	1	1		1	1	1	1	1	1	t				1		1		17	1	1		1.		1-1		12		1		1.551	
-+				14					1	Ļ.							ļ	ł							-		-	-			1			1	1		+-+	•••
1			1		11						1	<u> </u>	-	L.,			1		1			<u>.</u>			1			1		<u> </u>			ļ	ļ				4
:1				擅	1. 1.			L is	-		損益	1020	100	1.	1		1			1			1:1			90		100			11					111		j
	1			1	G1 .		i.r.t		1			1	<u> </u>	-		-	<b>F</b>		1	10	L	1	1		1	1	12				1-1					1.5	120T	
~~		~ *			ΠŤ.					1	<u>+</u>	i —	1				<u> </u>					1-	1.			1		1			-		ti je		r –		titt	7
-1	1				<u></u>		ļ	1	<u> </u>	-	<u> </u>	ļ		-			<u> </u>			6					جنباء					-	-			<u> </u>	<u> </u>	ļ		-
				1.1	87	12.2	<u>e</u> :-				12	12	105	Ľ.,	1			<b>.</b>			1	1	11	ter de la composition de la composition de la composition de la composition de la composition de la composition	488			1						1				1
1				141	11	14.71	1.1	1	1		1	1.121		10					С.,		19	1.11			1	1	1.22	1						175	2.2		12.1	Ĩ
-				t re	100	h::	-	-	1	-	1	1	1			ŀ	1		_	1-		1	<u> </u>		1-	15	1	1.1			t t	_		1				*
4					i						1	-			-		ستنب ا	<u> </u> ]		1					-		<u> </u>								-			
1									1		<u>.</u>	1									1					1	L	1				_			<u> </u>	1		
1	i di		ΕH				1.1		ł	100	1.1.1	l at i		1	Į .		1.1	·			10	1.1	1920		100	1.4	10							123	1.11	1		
				1	1.15		1		T.	177	12	177	1	1	1		ÎΠ.		÷	1	1.	1	1	1	1		1	1		100				1	1	10.1		Ĩ
4		-	ł –				ļ	-			-	<del>[</del>											-			+	<u></u>	+		<u>.</u>	1	[]		+		free		• •
4					<u>.</u>	ļ	1			<b>_</b>	1.1.1	1	1.2	1			1	ļ		10			<u>.</u>				£	1	l	<u> </u>	1	I	15.	ļ	1	ļ	444	
司		24	[ · ]	12		10	1.5	<b>[</b>	10r	1	11.	(÷÷	l'et	157	11	1.	<u>}</u>			<b>.</b>	21.	İ.,	te i		1		1.	£ - "	1.1	÷ .	101		t de	1.2	1	1	1	1
T	۰¢							1	1	1	1	1		1		1	1			-			1			1		1	I	÷. 1					1			
÷						1	1	1	10		1			1		-				1								÷	<b>†</b>		17			<u>†</u>	1	1	-	1
			ļ								<u> </u>			<u> </u>	÷ł			÷		10	2							÷		سبنوز			ļ	÷	يسب	<u> </u>	-france	
.:l	19			ا ليا	8.	6.81		1:5	1		1.	<u> </u>	1		1	<u></u>	Ľ			- L.		1.1			D.1		11	;	· · · ·				L	1.	1		1.1	
1				1.	1	6.20	0.0	1c	12	1	1		1.17				Į.									001		1		۰.	1		₽°.	$\left  \cdot \right $		1	1	
1			1	1			1	1.0	1	1	1	1	12.2		ŤŤ	1	1	1	-	1		1		•			;		1		1.	1		1	1	1	1 :	
과		÷			5."	9.7	90.h	2/91	er	h	ł.,.;				÷1-	اليت ا				1	40.7	i	~=	*±	**.*	901	eg /a	Ka			<u> </u>	÷	į	÷	1	ł.	+	.,
4				1	L	<u> </u>	<u> </u>	1	<u>  :</u>	Ŀ.	1	يتنب ا	1	Ľ.	<u>.</u>	<u> </u>	<u>.</u>			1								1	<u> </u>		<u></u>	÷	<u>1</u>	<u> </u>		<u>}</u>	4	
			la p	1.55				12				1.2	11.			1	1					÷			· ·	<u>. 1</u> .				<u>.</u>	£1.,	1	1	1.1	1	ł.,		
				1.1.	1.1				1.	1	1	<b>1</b>	1		1	1.	1	1		1		1.	-		1	1.1	1			1	1.		1	1	1	1	1 .	
	ΫE.	2102		1.11			-	1	1	1	1	<u> </u>	1		1 .			1		-		3.		يونيو مورية رواي مروية			1	1		<u> </u>	1	1.5.	1		1.1	T .	1 1	1
+	<u></u>		I	ļ					-		<u> </u>		ŧ-,	ļ	ļ	ļ					· …		in c	- ني					ļ		ļ.	1		<del></del>		+	÷	•
1						L		<u>I .</u>	<u> </u>	1		1	-	1		1	1			1.								.t	L	<u>;;;;</u>	÷	1		<u> </u>	1	1	-	_
1	5.,			1				Ð.	1.	1.	1.1.	1. 1	11	1.	١.	1.1.	1	i i	- 1		-, e' •	1.	1	•	÷	1.1	÷	÷		÷	12	1.20	1.1	100	11	£ .	1.1	
				177		1			17		1	1	Ĩ.	17	1	100	÷	1		10	1			••••••••••••••••••••••••••••••••••••••		1	T.	T		<u>;</u>	1	1	1	1	1	1.	1.1	-
	2004							2	÷	مسع	-						ýsere na	çerme		-	Translation Like	~~~~	-	ericenteene.	-	-	÷		game.		100,000			4	ý mun	-	-	*
				122		<u> </u>		1	ł	1	1	4	1		<u> </u>	<u>.</u>	ļ	<u> </u>	. 1	1	₹}_ :	11-22				-	·		1-	1	1	<u> </u>	1	<u> </u>	44			
4		12-	. : .	[•. •	1	· ·		I	11		1	1	:		1	1 :	1	1		10	÷.,	1 ·			1.	<u></u>	1	1	<u>ا : ا</u>	t b	1	1.10	12.	1	1			ć
-	99	1.1	1.1	1.12	127			1.		1	1	1		į	1.	1					*1.2	1.0	1.1	1	ia 13	Я÷:	1-1	łųľ.		18	<u>19</u> .		£	1	100	141	· 1	ł
-1	- 17			1				1	÷	1	1-1-	1		17	1 .		†•••••			1		1	1			15	TT	1			1.	1	1	1	ET.	1	十二十	1
+								ļ	-	÷		<u> </u>				<u> </u>	ļ				÷.,				÷			+	<u></u> ⊢⊢		1		-		-	ł÷	++	•
_						I		1:2	<u> </u>			L	1	L	L	ĺ	ļ				11	1					-	1		1	1		<u>[</u> .				<u> </u>	
			1.1		<u>.</u>			[	1.	1	1.41	1.5		ŀ	1 : ·		1		. · I			ditte.	1.1	1.11	Te	43		12	124	12	1	1.5	-			1.5	가 말	
19	1	10	1		11.			12	1	1.	1	F.			1	1.7	T.			F.	0.01	15	1.5	1	1	1		1-		<u>.</u>	Æ	-	J.	1	11	120	1.1	ī
÷				<u> </u>			1	1	1		t.	1		1	1		i –	لنبسنا	-41 9111	F	47	1±	177		-	1:1-	1	l		1÷			1	t di	15	f 🗄		;
4	-					·		<u>.</u>					<u> </u>	<u> </u>		ļ	<u>بنس</u>	·		F	44	-		<u> </u>		-		1		<u> </u>			1				++	÷
1				120				1.11.	1	1	110		L				1			ţ.	12		<u>1:::.</u>		46	1	1	1					1.		132	132		į
4	-		1.	1			ŀ	1		1.:	1.1		~	1			-			ţ.		1	1		1.1	1	1.42		1	×	122	1		E.		17		ł
	c	1	0	3	¢	3	0	24	1.0	10		1.6	0	K	1 6		1. 6	1.9		5		1	T ₁ .	0.3	1	1		1	6	1	<u> </u>	-	107	13:	1		1	î
÷			1					i			1	1			×	·	1	- 8	1	- t	1.1			1		+	-		÷÷	-	1	-	1	<u> </u>	1 H	1	10/4	1
4	-	<u>(11</u>	<u> </u>				<u> </u>	124	12	Į.	<b> </b>	1	<b> </b>	Ļ.	4	<u> </u>	Ļ.,			1	- Line Line	1	1	<u> </u>		4	1	1		<u>†                                     </u>	14	<u>l</u>	1	1	1	1	1	÷
					19				E	100		Ľ.			1					Ł	1.	1					Į.							13				ł
T			1					T.	1	177	<b>1</b> ,	1.55								t			ŀ		1	1							E.			THE		i
-	****		-	1	1			ť÷.	÷÷	Ē	1	t	1	1	-	1	h			1	101-	1	1		÷.	1	t -	1		1	t:	1	惴	175	17	1	tit	į
4	4		74			ļ			÷		ļ.		<u> </u>	ļ	4						4-	44	<u> </u>	<u> Hada</u>		1	<u> </u>	1	-	1	1	1	ţЩ.	144	ĻЩ	Fiii;	141	÷
::#			22				ļ	1	<u>ان ا</u>	1	1.	<u> </u>				<u> </u>				Ŀ	18	1	100		1		L				1111	<u> 1911</u>	<u>tiri</u>	100	問題	Hill:		1
1	* 114	-12	11	13.1	1	ΡŪ				1d		E		12			t t		: 1	E	13	1	12A		Æ		t i			Đ.	1923	២	1	ل趙	100	讍	t: T	ŧ
				*				1	P	1	1	T	1		I					- f=	17	1	100	1	1	177	1	1 III		r	172	1345	1::::	177	112	<u>E.</u>	tuil	i
-			÷1.					1.11	£	1.1	1	1:22.	1.3.2			8 e		6 A			1.11		17.00		141.1				i	*****		*****	4414-	4 - 1 - 1				
									_	-			L -						÷	-	. OF						14				H		懵			i		1
6.0													-								NO.																	

72.

Gráficas 4.3 y 4.4

·	~	iningerit.	-		5		190	1	. 2	0					a.			1	1		1				20		3	p j	. 1	4.9			5.0	. 1	đ	.0	:1		÷.
	Ť	••••					1	~	÷	-								1.0	ωł.		1		1.	t i			1	-	<u>st</u>							<u>i</u>	-	an	æ
****	81.0 M	÷				17	1		1		12	÷				1111		-	-	-		-							$\mathbf{i}$	$\overline{\mathbf{x}}$									
					· · · ·	<u></u>			1	k											-	-	-	-			10	-	-1	N						- 1			
				<b> </b>	1				1	$\left  \cdot \right\rangle$						تنزر				-		-	-					_			$\mathcal{L}$								
	1, 11		<b>.</b>								-1						4			1			-	1		-	÷		-		)		÷		÷				
				1							7	_								-	1-		-					_				1-							i i i i
. 1			<b>i</b>				<u></u>	1			-1		÷								1							_				-						÷.	
			-	1		<u>li i</u>	<u> </u>			-							44		-	-								-				4				أيبنا			<u>i</u> li.
		-		<u></u>		1	<u> </u>			_			<u>.</u>			-							1	<u></u>			1							1	<u></u>				
al	إحك	_	-	ļ		Į	<u> </u>	1	-			1.	327			1111					1		-							_			<u>.</u>	· • * *	2				
					1																																		
						1	1		1		111			t p		2.5	-11		1					te l	- 14		117			, .::: /					$\sim$			÷	
			1 . 1				1				1.1									-18		1	1.1					6											
		1.		1 - 1			1.1		-		11									1		1																	
11					1.1.1		1															-	T								:		T						
							1			1				1.		17							1	-	1						Ť.,							1	
							17.		1.					11			1.1			1	1																	-	
1							ber 1														t:	1	1-		111		<u> </u>				:								
		-										-	the second second				-		-i	-	1	titt	1.		÷.			1.11 					-				<del>.</del> i		
		۱. ۱	[:		r					-	يبت						÷÷-	••••		-		-									:		1-	-					
02						<u> </u>				-	1		 						-	-	¥		-	1					-				÷		<u> </u>				
	4				£.+c	.97		<b>.</b>			144	<del></del> .						4			1	-	1	Ļ.,	24.0	.95		<u></u>					:			i-d			
					a.H	l.co	kg,	#m2	÷		<u>.,,,</u>										1	-				.00	.R.8/	an C				<i></i>							-
				ļ.:	a".	2.0	0.81	100	ř		<u> </u>		<u>.</u>								14	1	1.				te.	ces ²									_		<u>.</u>
				<u> </u>			<u> </u>				1		· ; ; ;		247	111		4	1								Ξ.			: <u></u>	: · · ·								(
			 		Ξ.				<u></u>			<u> </u>					1	<u></u>														<u></u>						111	<u> </u>
						1										19		Чų:									:									<u> </u>	1.1		
											<u>, e</u>			· · · ·		.111 /		14							생한		41		÷.				÷;	1.1			r in c	÷.,	Ë.,
			:	1 : -		1.1					<u>1</u> .1		11		::::			ef.	1		10		Γ.								<u>1</u>	·	: .:						
					11							1			• ;			4	1.1									:. ¹		1	1								
. 5								1.11						1.1							17									1.1									
¢ (			1913 - 49		назн <i>е</i> : 	1	1.25	1	-		tere a	1999 av		3904,94		giu yit.	ANCOLUC			17	enismiente	1	· i	100000	444.447		AK +20	365.86		10,000	-		4.004	A JVAC	3539440	أحمد	*******		013744
												리민	1.1								-	1						-			1			-		(Title)	<u> </u>		1
													1.7°			-			÷,		1	1	-									ل بيدا				<u>1</u> 1	- 1	*****	1
• •••	1	**														, <del>i i</del> i	-	55.		- h	+	1			-								•••••						r ir
			-	<b>h</b> ar an 1		÷.	-					÷						-			+	-	-					<u>تېرې</u>	-	<u></u>			-		- <u></u> -				
27	- 144			1 A.A.	••••		1.1.i 					-			÷.		::				<del>1</del>		1-	-				-		ंग			-	-12	-			Ċ.,	
0.0	•	·		i T							-									-0	-bri	-		-					-			_		<u>.</u>	<u> </u>				
				<del>.</del>											÷		-				+								4				·						
F			-			-		-			-		<u></u>						أخبت	Ę.	+	ł-							-						÷		-1		Ļ
İ;	•		_		-		<u> </u> .					4-		•				<u>.</u>		-	+	-	سيني							÷		1	··· 344 (		-	144			
in the second	_	_		1. 						-	_	-		-	_	_	÷	_	-	è		1	4-	<u>  </u>									-			L_	1	<u> </u>	
				- L 		1	<u> </u>			<b>°</b>			<u> </u>	. 3	-0		÷,			Ē.	-	-	9		2.2	1		0		41			0.0	:	6	۵			
<u> </u>				<u> </u>	ii				<u>.</u>			1						a (p. c			-	1					1							. : .	1.1.1			19/CS	
È					ţ						_						-	Lite	-			Ŀ																	
0.0	,			1					L											E	4		-	1						100		<u>, 11</u>							
			ļ	.83		100													1			1		1					1										
E			<u>.</u>		1			• <u>-</u>							÷.,		ùq																				<b>.</b>		1.5
			<u> </u>														Q.		-1	E	T										1	:		÷		1			
		Ł.	1			1	<u>[</u> ]				÷.		нų		:::: :::::					1	T		1						. <u>.</u> ::			00	3-1					s::1,	
Γ	12		1111 1111			Γ					1111								Ę.	<b>1</b> 0	pat	1										÷							
			1	1		1	13		1		T	10							1.		E.		fin	1	ΕŢ											-			É.

73.

					· · · · ·					_											-					-					2		G	rā	fi	¢8	(	4.	. 5
18														÷									ΕŪ		E		1		H.										1.6
						17																	F III	ΞĒ.	<u>lilii</u>		ŝ			$\mathbb{R}^{n}$		1.11				<u> </u>			
			1				1									1							110								112					iųi		4	
			1									÷÷,		.÷.		-		82			193			83			ii.		41										
					· · · ·								5.6	alari	easi				<u> </u>										-		-								
			<u></u>			-	-										NH:		ųų:	樹				-11			ي ا								10				
	2		1:1:1	<u></u>				29		1						1711					1H)	ΞË	1.Hi		ЩЩ.	1		÷111	- 1					111			Hk.		<u> </u>
	<u> </u>		<u>.</u>					<u>11</u>				Шı					24				10				1									35			-		11
593 (		<u>.</u>								.84	H.	58					ni:			ΗH.			منر	fiii					110		36								
				<u> </u>																14		1	ਿ		18									44		<u>a</u> u		1.1	1.
												114								1										<u>in</u>			267	157					
																$\cdot$		5	1	1		-						1915 1		Шų	ΞĒ.					1			
	4							- t.			<u>.</u>						مرا	1			i iii						1												
			L.,		_											and a	1								[				1							-			
_	_													L.		5,8			20		15				<u>He</u>		-			~						-			
	1								_		: <u>)</u>	535	1		. <u>.</u> ;;							-11			11:			17		<u>811</u>		$\mathbf{x}$					36		
					_	1.1						-								ig.															; cit				
		<u>sir</u>			e: •					1		Ζ.				end.						111	7.0							1					<u>ail</u>				
								-			1	-							111	45							2		44	ii ri	11			X				ΞĒ	
		1				111	ST.				<u>.</u>					111				22							<u>.</u>		11	11.				Ŋ		111			
						1	<u>[</u>			1					$\mathbf{X}$										-14-										V.		•••	115	11
				-	-7					1						$\boldsymbol{\lambda}$										::::: ::::::::::::::::::::::::::::::::									1				
-			1	[	1	_		5	12	1					1												11.1	H:			Ц.				1		211	1	1.10
	1	4	[	$\sum$	1			$\sum$					:		•	<u>. 1</u>	1		1					ΞĔ.					11									F =	2
_	1	1		1	5				3	a .				1	Q			<u> </u>	4	Q.			θđ	1.5	a				1	a:			- 14	7	Q.			1. <b>4</b> /10	5

Arena en

estado suelto :

#### ø= 34.30*

0 2 Dr.2 0.38

4.1.2 PRUEBAS TRIAXIALES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LA ARENA EN EST<u>A</u> DO MEDIANAMENTE COMPACTO. .74.

75. Gráficas 4.6 y 4.7

	111	<u>ب</u>	T	12	ante	075		- 44	-	6ja.	4	0.6	1/5	17	1.0	a		10	T	1	T	T		1	Ċ,		T		Ŧ-	10	Į.	17	1		1	ΠΞ		E	1
Ť		T			T					1		T	1		1	-	5	ř*/							51								1	5	Į.		冨	1	
					T		3	10	1-1		1				T I			N	T					-			Ŧ			1	E	1-			1				
		16					Th				Th							ŀ											f.		L.		1		122	N		E	Ē
			1				1			L	1				Ľ			Ľ				4		1	-					E			-		He:	T			
	1.				<u> -</u>	12				1	1																				1						-		12
												1		E								4	-1	4			21		1-								12		1
	<b>.</b>	111		<u> </u>				<u> </u>			Ŀ	1	1	<u> </u>					L		-	4	- 1								13		<b> </b>			1		ļ	Ł
									Ŀ				<u> </u>	1				<u> </u>	E		ų,	4						. 1					1=		国	-		匚	Į.
T.						ļ.		1	11	1	<b> </b>	-		L		15		Į,	E			4		_		4		4	1	1	1	1				-	-		
-	14	<u> </u>		1			1		ļ.	Į.,	<b> </b>	1-							1		-  -	4			-			-	4=	12		1							-
Ц		<u> </u>				-	<b>.</b>	1-	1	-	1.	+	-						Į.		1	+			-1					1	L-	1	1			1		<u> H</u>	F
<u>11</u>							-	ļ	<u> </u>	1.11	-			-		-				E	+	Ŧ	Ŧ	-1	-+	-			1÷		-	E	-		1				
ñ					1.7	-			-		ł	+-	-			-					÷	-		-						+	-	H	-			-			
10					15		-	-	讍				-	-		1		-	ļ.				÷						-				1						
<u></u>							-			-	1	-	-						1		1		÷					1	1		-		ISE.	-	-				
						1		1.			1			F-					fin.					Ħ						l -									
ii.					1		1				ŀ	1									-										E.		1						5
Ŧ					tin a	1			慌	17		1		iii:				13				Ť	T																
0.2	1.1				a	1	1	1	Î	1	Ť.	1		in.				1		ſ	1				1		78	1	1-		İ.	1				-12			
I				1			18	1													Ŧ	Ŧ	4				100	1.4	Z	1								<u> </u>	
II				111		Ţ	1.		a t			1					9			1	1				=		es les	1.7	4			22						<u>.</u>	
R		1.1.1	Ū.												H4	54	1							1.	Ĩ														
ł	111		7. IS				H.			1								-												L.	1	1.2							
																					E	1								Lā.									
_				29				122			99								1				4																
																		1				1	4		4			1											
14		4				Ę.														1									14			112			1933			剧	
			12.24							1.	فيستم	<b> </b>								F	-				-	4				-	1						-	<u> </u>	
4						<u></u>					-	<u> </u> =			4	_				ĥ	+	-			-			-	ļ						-				
										-											÷									H							##		-
H		÷ł													÷			-					÷		H			13			1	5415						鸓	
긝																	-		i.		1			-					1										
																	1					昰			1														
3.0														iii)							-pr	t	Ť				1Ē				12					Ħ	뻐		
					ΠŪ															二篇		Ē						Ē	T-		HP.				E.	闘	凿		
T	T			iii							- 11								24			H	Æ	T				T	1		1	117					面	TÌ	
1		_	_	-1	-1	î.										U.								4			-	1			-	-				m		T	
	1		0,2	۱ <u>.</u>	a	3	2		G	9	¢	5	-		0.0		5	263	. 1			[			Ca a					9				s, il	P.;;]	in.		ana	
1							E							14. 			)	λI														ii:			Υİ				
																4		7		1.			Ë.		ЩĬ							劃			N		山		
		_																		Lo	<u>م</u> .		4					1						11	ĥ				Щ
4			訆		4				11.			22				54		2							1	40	44	1E						1				山	_
4	-	4	#	1	24			맭					4			4	4		끸			-			Щ.		14	HH.			Щ	圳		Щ.	-	븪	篳	#	
-									-	4			Ц			4						Į.	11				H.									鼼		₩	핅
Ļ	2+		H		H								-			$\ $				- 0	68	H					11								#			₩	H
ł			₩		計				1			Ħ				H			Н	围	-	H		1	井						Н			卌			斮		븱
للم	غلتنع	i di di di di di di di di di di di di di	غلفه	14	1	u i i		шШ Ц		<u>11</u>	1		1	1	تلنف	<u>.</u>	11	i di		تينا ا	1	1	للذك	44	<u></u>		1	للننا		il	1	111	<u>101</u>	<u>ani</u>		111:		<u>191</u>	

a han a hand

Gráficas 4.8 y 4.9

76.

\$ 0 i o in (i). 1 31 1,1 11 11 7 17 :10 II. 1. 11 en gr 194 1.1 1714 铀 1.11 .,, 100 |__ 1.1.1.1 ÷. 131 iii. terra. G. 17F a 1 ..... 5 1.1.0 48.8.9 le le l L. . . . . . . . -- iii: 11 100 a.40. L, F ..... ł£ . 1 14.004.004 ЩŪ 1.44.1 11.1.1 HILL H 21. ..... 188 11 itar. 193 Q. - 11 188 1.1 : (1:1 11 . 1 101 36 25 1. Πă **E** g 12 n.A. Π 1 111 ..... 1.1 1.1.1.1.1 122 12 11.1.1.1.1 14104 1.12 1 Hill Del 11 1 ..... 

111

ĩ

6

10 40..... No: **G 1** 20 T ţ, H 田田 1 14 11 4, 14 ΠĒ 54.4 4 1 11 in di 111 ES. 榧 Hill H nn 1-1 ild h Fr! iti E -----11 1777 ..... ii er E IST 1 dian References in the Hita 101-22 i fi 31 in the

77, Gráfica 4.10



Arena

en estado medio :

arenig .

1 = 38.7°

0.58 # Dr # 0.72

4.1.3 PRUEBAS TRIAXIALES PARA DETERMINAR LA LEY DE RESISTENCIA DE LA ARENA EN ESTADO COMPACTO.

S., 5

78.

Gráficas 4.11 y 4.12

11.	-	1.17	CT	T I	20	1.1		1.	e le	-		1-			6	1.10	-	<u>.</u>		-	-	77777		-
44		- A				1215		1		<b></b>		1					· sime			-		1.12	in ba	A.
alt	195	138			911			1.2			ЯH	- 1		25	9.9	32			-				123	월급
		1		1 1							1.5											110		
-			1		مۇنبا		1	-		-			문문			-								-
									_			1		111					1977				$\mathbf{x}^{-1}$	
	1		ਿ	ł				E la							94	1111	15-	122			1		1	
	111	1777	1.11	1 1	: 411	111	1.17	m	14	1111	111	11.	111	111		1.11		1			-	· · · ·	1	
	144			1																-	<u> </u>			11
23	ШP	12.14		1	: 213	1.Hi	1965	116		114		11	56	HH-	19	Hit			101			1.		
		117	19	1	;t.a					1,11	H. 11							1	57					1.
	1	1	÷.			1		i		-						111		-						-
41		11	12		È	144	1.4	1.1			1.111					-			-					
		111		1				<b>1</b> П.	i i i			ΞĒ				-14					-		55	
	l'ini	-		1			111	1			1111					1				-	(			
÷.	r: F		10				tin																	
				}	111	111	111	1											-					
	622	1		1				1							14	19		121	38	1	1		34	1.1
.,;iT	ET		111				117	1			1111	111	eiT?		-				157		1			
				<b> </b> ,																4				
	21		12				1	1."				ШĽ	91	ËÈ.	理	112						20		
		l:n	1 di		18			ЬŰ	100		11		116			ьú		51						
11		10	55					r.	1	t	<b> </b>				1	i in				1	<u>- 11</u>			
	144				-	للببنا	<u> </u>	F-		H.	-	ЩĻ	14	<u>191</u>	نلك.		142			_	<u> </u>			
НÌ		141		[	3.1		110			1		65				133	÷r.						98	
13										1		64	1.1.3			11					1	25		
•					111		<b>F</b>	1				11.1		1									<u> i</u>	~ ; ; ~
-					-	-		1	·	<b>.</b>					1	شتننا		-	للتبت	-	1			-
12	Ľ.:	117	- 11			i di	1	11.2			ю. н	4	22		ΒĒ						1-1-1	- é (		÷ 1
- 1				1		40	148		1		0.6						100				1			<u>.</u>
17.1	777		Η.			1	-	1			Q.2	00	.E.54	ine.		-		محضد	111	÷	<u> </u>			
÷			Ц,		<u>-</u>		10	ļ		4.8	LA		5.5	P	1.11					-				
94	245	-11				111	<b>1</b> 22			199	111	43	123						4			· · · ·		
Η.,	et.,	184							1.			Шł;	181	(Ð.	33	Τ.					1			
	111	111		1	111		1.1	-					111		111								1	÷.,
		!-											_		ШĻ						1	1111	استشا	1
21,			ίī.				11	111			int:	11	55	833	98	141	80		<u>1455</u>	цц.	127	f-19		
			157				11.5			117	1	2.1	И.Б	111	ΠĿ.									- P
		TT.	11					1			1											H++		нb
												11.						1111		÷				14
						1.1		1.1		$B^{D}$	111		1.11	<u>.</u>										
	dei		i gi		58.	1.1		14:5	1.11	148	1H.		1111			112	:11				- : .)			actings.
177	11	111	ΠĽ		:1.1		111	1	117	1.11	110	111			11.	1					100		-	Ċ
	-				-4					Ц.,					1	104						1	2	
-								E dit		HIL!	141	1111			Щł	115	i de la	ΗĒ	5		11h		. P.	
144		151				1.15		Per-					144	515	:1H	2.7		- 1						1
-		1	1	1	-	1.63	1 T	10	i iii	titt		n i	mit				1			-			11	rit:
4	÷								ł.	ļщ	·	÷.,-	14					ЦЦ.		111	<u>ei</u>			
		1.11	111	1	لما		<u>DF</u>	1	<u>E i</u>	111	ifij		ШĽ.	匪	нЩ		DH)	-#1	18					
18							ti j	1	1.1		Π.		11.					36			1			Ū.
				1	E T		177	To 1	ΕD	ΕŤ		ni li						. de						(††
		-		1 1					-	11									-	-			- 44	
4		브	21		F		10	1	19	<u>110</u>			122				ΠĒ.			1			аÿ	ЪË
- #		-15	50		<b>F</b>				100			4	}	<u> </u>				175						5
111			1				1		0	5	1.1	1, 1	12.1		5	<b></b>	-	-		6	1.17	r í	È.	*
		a a dh	e		F			t÷	-		1					41-			-		ł÷÷	14	10,000	÷
	L.L.				ļ			ļ	20	199			1				E.		-	-			ie:	
- 11			131		t	2.4	Ē.	脸	14日	12							<u>ai</u>				15		-13	
			1				1	1.0											T		ti i	X		
					-a	1			t-i	-			-								H-	<u></u>		-
-	1							L		Ĺ.					-					2	1		X	
1.11				1					18	[].,		된문		ЪЩ	55			68			t II		1	
					-				Γ	1		24									lin.			1
ii					F			1	t di			11	1						31				-	<u>-</u> -
يتشعوا	أسبنها		12		For	-	-	14	L	ļ	111		1	-			1.11			_			21	
						<u></u>		L		1.					de:		44	đ			tai.		1. 1	1
1	11				1.0			E.	1			95	1			111			;:				<b>1</b> (	
-			·				A 117 Tel.		A	A		·		a	1.127.14									

			Conserver.	Q	5					6			1	6E.	1.	1.1.		C.L.	
÷		موت								Į			1	4		111	-	BA.	
		1.1			1.			1997	12.	$\mathbb{N}$	112	128	13				зġ	<u> 1</u>	
		÷.,	÷.,	111			1.1				5			1.1.1	1777			1.1.	
			-	-			1		1		-			÷	1.4.4				
					غت		1		1	1					L				1.1
		ł.,			Η÷.				$(\mathbf{R})$								1.1		11
					1.1.1				1.	1		11.				111	:11:	1717	
-		-					1.11	i ri											
				181		1.12		للنقذ											
	- 11	$\Omega_{ij}$	5.2								1	104	包括	63		30		1115	-9
																	1	17	
	÷			<u>نې نې</u>															
-	1	i. The second		_								ЧЧ <b>.</b>	PP-		- 0		<b>4</b> 1 Y	44	
1	. 1	1.1	450	br.									1.11	, -E	Hill	94	l'a ci		
1							111												1
	i	-					للبنية				L					-		1111	4
	22			9.0	1			() ÷ [	1.11		三日	194	11		1		617	111	
	1	ų,		1.1				21	-, 3						2.1	51			11
			-														÷,		
											L.,	inte.	1	1			-		
		÷.,			· · · · ·	441	5	, 11.	12										1d
j,	11	1.1	1.	· · · ·	1.1	÷		1.1										10	111
	~ 1							****					÷						
						1			_					. 1					
. 1		. :		13							1		110			13	6.E	111	
27													7.7	1	1			-	
-0.2		-	-								سنسب		-			-			
	أخمر	111	أسينا		2 n	0.0	<b>a</b> .	1					Ъ.,			민관	Ľ.:	97	-11-
1		1				0	220				1999		- 11			- 1			
					e			.9.64					-	11					÷.
				<b>!</b>		1.1	<b>k_</b> 1	$ds^{\alpha}$	F				·····	31.		1			11
~				1		· · ·	·••;*	99	2.1	1.1			<u>, 10</u>	1		5.5			
1.1	è e		110					1.1						Л,		111	et."	144	
·					-											-1-1-			<u></u>
							ليتك			1.1.1	121		111	11:1	1	111			
	111		<u></u>	, i.,	1.1		1.		. E.						86		H.		骬
·	- 1	Η.		·•		****											1111	111	11
-				÷				-				****		-					
أسين								أننت		<u> </u>		10							115
	_									11-		11 A		80	114				3
5	•									(Carves						1.000	نجنع	432.27	dar-
777				ينب ا									****						
	-	ini.				4	-									· · · ·			
1				·					3	μ.					15	43			ЦĿ.
÷.]	1											16					1	11	
		-		-														4	
- 1				<u></u>	دهنا	ببنا	-			-		1						1	
	i. I	21					<u>.</u>								代			ЦĒ	44
. 1		1									11.1	. E.				11			
		-1		-			177	-	÷		-								
					-						السبر ا	سلبنا	11	41	1				
	<u>ات</u>	1			1	15	14		•		€	<u>.</u>	щł		.11			34	<u>е</u> ,
	- 1	- 60							1.									11	
-	CANING STREMO				5			-		0	i	-		-	-			_	*5
						÷.	*****		$\mathbf{x}$				4		4			a and	2
		11												44				2.2	- <b>H</b>
										$\nabla$		1				1		1	
		÷		- <u>1</u>		تبرتم	-			-4									
0.0	÷.										1	22			1	1			
	1.1				أسنا				2		1	$\mathbb{P}^{2}$	$e^{1}$						
1	1		<u></u>		1.00				<u> </u>										
					-				÷÷÷	-	1								
			ць. 1				41	J			1		1	44					1
			43								11				97]	Ч <u>н</u> .		$\beta^{(i)}$	
1						1					T			<u> </u>		5			
_ #	<u> </u>								~		Đ.	• •				<u> </u>			
					1					6 - C						1 11 1	C112 8		

79

Graficas 4.13 y 4.14

	1991	Si P		0				(a. 1			1	0			4	9			-7	F		77	-	-	3	1	a it	4	a t	1	3	26	<b>o</b> - :[	, R		4	<b>0</b> - [		-1	<b>,</b> 7]
							-		1	-								iq _n i a	Č	- 14	1	÷	+			÷		-	-	J									<b>9.600</b>	5
								- -			:		1		-					-	+	-f								Ē		÷,		-						
												-		N			-				Ŧ	1	÷										Ś		) T	_	-			-
															7	-				1	+	-				1.14		_		-			T	$\mathbf{X}^{\dagger}$			_1	-	1	
			1.1.1						مىتىك. م		****		·	-						-	1	-		-									- 1	Ì		-			Ħ	
	<u>-</u>	-													-	3						-						-		-					-		7			
		1111					-								<u>.</u>	+-						ł		_							-					-				
		110													÷			-			-	-			-			÷								، <b>م</b> یند 		- i		-
	-				H				-						Ъ.						+	- 1	- 1			-								-					1	
- 2-																				-	ų.	+				-	niii ee				-			-	بحث	<u></u>				
			1						( <b></b>				111. (7.1		÷						Ŧ	-																		
											÷.								-		-	-							-	-1									ri d	
ΞĒ							1											-		-	÷					1				-										
		<u>.</u>			ļ	<b> </b>	<u> </u>			<u> </u>										自	ų.					-					-		÷		4.				ļ.	÷÷
-					<u> </u>																+	-			μ.,										-					-
				ļ	<u> </u>	<u> </u>	1		-			<b> </b>						1			1				<u> </u>						÷									
			-					<u> </u>		ļ	ļ					-			ļ	. E.	1	_				i					<u></u>				- <u></u> -					in in
				<b> </b>						I	ļ	<u> </u>			L	-		ļ			ur Hir	-				ļ										<u> </u>				
	<u></u>	1,11	<u>En</u>		101				12		-					<u>.</u>		ļ		1.		4						: :: 								L		<u></u>		Ľ.
-						25				ļ	-				-			<u> </u>			7.8-	-1	<u>.</u>		<u>.</u>		<u>.</u>			_				1						ļ
				E1	С. я	a.¢	a			L		21						1.2	<u>.</u>			<u></u>			i	ë :	.a.	64.	<u>.</u>					1	1	<u>.</u>		:		j
				<u> </u>		1.0	, ko	<u>1</u> 229			1				1	<u> </u>	· · ·	L	<u> </u>		, it.				ļ:		Е.	٩	30%	1	÷.			<u> </u>		<u> </u>				1
				<u> </u>	\$.a.n	4	0	1.12			1	<u> </u>	1					<u>1</u>							1		n 18.	ea.	1.9.00	32				ļ.it.	[					î 
									-	1				1		} 			<u> </u>		З.		. /		<u>.</u>	÷							ļ		<u> </u>				<u>                                     </u>	ļ
4						13H						1			1	1		1	1		. !			i - Lo monte	:		110		5 1				<u>.</u>		İ	i		· · · · ·		1.2
											L	1	:		<u> </u>	2								<u> </u>	i 🗄		10		ř.					[`:	<u> </u>					1
								1		in:	110		[::		1	<u> </u>	1		1		4						<u>.</u>	• • • •	137		2			1						l
			111				1 -				-		Į.,						1	l f	1				1		1					1		1		ĺ.,				
-					1	1						1				1	l i		1	l f	1		, .		1	te.	1									í - ]				i
2.4				1		1				1							[	I	1		87			: :			1		<u>.</u>			1		1					·· · i	1
e	L.				1		1 -		1	1	1	1	1	1	1		1	İ.	1		r.				Í				÷				1	1			1.4 3			
				122		1							1.1.1	1	1.		1.		1		1				1		1 ::		1	1		1		1	1.	ί				1
						1		1			1.1	-		<b>[</b>		1									1	1		1	1			1								-
						-				1		1			1			1	17		T	÷.,			1.														<u> </u>	
1				ā.		1.17	1.		1.,				1			1	-	1	1		-					1	13		1					1						1
E.		1.	170						1.	T			1		1				1		Ť				1		1						1	in:	1	1	-11			
-0-1									1	Γ.		1				1	1	1	1		050				1	-		E	1			100		1					ia	
											17					1		1	1		Í.					1		1	1			1		1		1.11		-		-
Ċ,				T.	1					1		17	1	12		1	1		1 ::			•••		1	1		1	1	1	-		1	1	1	İ.		1	111	1.	1
		t T		-	1	مند نیا حصل	-			É	1	1	t.	1-	T:	<b>[</b> ]	1				Ŧ			1				2.00	-			13			1					F.
-	1	1		63		1		ia.	1	Tiam	1	0	Ī	<u> </u>	4	b	i	÷	17	. ۲		Į,	0	1	io -	1.1	έφ	1	ça -	5	a	N	0	17	÷.	1	0			1.
È				1	1				†			$\mathbf{N}$			1::	1	1	78/	es 30 ⁻¹⁰		Ť					17	1					<del>[_</del> ]	1						972 / C	1
	i		1				-			1	+	1	ŤΧ.	-	1	1	1	1	1		Ť	1					1		1		1.				t i	f				t i
-				-		1-1		1	1		t		1	1	1÷	1		-			-1				1.57			1				-		١.	1	1.	112	H.		1
0.1	1		1.1.	1	-		-	-	÷	-	-	-			1			$\vdash$	÷	F	a, i				-	-	+	1			-	-		H	1	1			-	
		-		1	-	-		-		-	-		-	-	<b>\</b>	÷			1		+				-	17	-	1	-	<u>117</u>	-		-	H		-		-	f	
	ł	H	-	H		1	-	ł –	1	1-	H-	H	t÷.	f-	t)	-	1		1-		+			H	1	E	÷	H	H					H			譜		l	-
	H	t in					-	1	-		100	1	-		H	-			ł						-	1	-		H	H		1				łЩ				-
-0.	2	111	1			-	1	+	-	-			-		łł	1	-			F	<b>0</b> .¢	2		ļ.		+	-			H	-	1		12		<u>Hiti</u>		H.	1	
	1	Ľ٩	14		+		1-	1	<b> </b>						H	Į		<b> </b>			4		-	<b> </b>		-		-	1		-	144			1		<u>н</u> ц.	H.	<b> </b>	
1	•	Ŀ	1	1	1	1		1	1:U	1.	1-20	1.	1.::	1	<u>j.</u> 1	F .:	ł	10	1	ιĿ	۴Ļ		1	Ľ	1	1	17	Ŀ.	191		L	111		J	1	111	151		12	

80.

Gráfica 4.15

81.

	1:00			Ξ.				1					1.1			1171	•																<u>.</u>				÷ .i		
																				10								. :/ <del>`</del>											
	15							1		ar!							2.;-													an r tairt					1				
								F	1				DR est	1.4			сŋ,						۲.							1.8									
		Ι			R.	[ <i>.</i>					1										1	ľ -	13	22		2											1	1.1	
																9. j					Y																		
																				ſ																			
Γ																		1																		$\sum_{i=1}^{n}$			
	1	F		11		-	93						£1,				1			а,						-													
																/				1.1							-			1.1									
	1														A					Γ					-														
																			1			135			1			-	• . :										
						: ;					-	1		~		- 2: 1	1						$\mathbf{F}_{i}$						$\geq$										
5.			2111								1	1											1							$\sim$			1.1	()					
						19				1	12						74						<b> </b>					1				Š		ŕ.					1
					9. 19			L	1	1									l			÷.,		-								$\sum$	<u> </u>		1				_
	1.1					· irs		مريم	-	<u> </u>					~												-						$\boldsymbol{\lambda}$						
									$\boldsymbol{I}$		[						N	=			1																: · ]		_
						les.			1								ų,	N							1.1									$\Delta$				L.	
				2	1		. ș. 17	1			1								λ.	13														$\left  \right\rangle$					-
			1	1			1	U											$\square$				1							3.1					V.				_
L	1	A	_	4	-																								igh:						$\mathbf{T}$			-1	
	1	1			$\boldsymbol{\lambda}$	<u> </u>		L	$\boldsymbol{\Lambda}$								-						1	-							<u></u>								4
2	7	1		a	1	-  -	2	2			. 9	0			. 4	0		<b> </b>	5	ą .			17.6	0	-		1	0	175			0			2	9 1		-9/00	£

### Arena en estado compacto.

ø = 41.20 °

0.91 4 Dr 4 1.0

### 4.2 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES

#### DE DEFORMACION ( PTD )

Los resultados de las PTD se ilustran principalmente en forma gráfica. Se incluyen curvas esfuerzo-deformación para los tres estados de compactación de las gráficas 4.16 a 4.27.

82.

Se presentan también las curvas ( $H_g$  - Fc) para los --tres estados de compactación, en sus valores elasto-plástico, -plástico y elástico, de las gráficas 4.28 a 4.33 en escala aritmética y de la 4.34 a 4.36 en escala log - log.

La gráfica 4.37 muestra los valores de la "relación de Poisson".

En las gráficas 4.16 a 4.27 la escala de deformaciones unitarias se ha ampliado para poder tener una idea más clara del comportamiento mecánico de la arena tanto en un proceso de carga como de descarga.

En el tramo de carga es posible observar con mayor pr<u>e</u> cisión que en las gráficas anteriores, la distinción de dos etapas de deformación ya comentadas: la etapa de compactación def<u>i</u> nida por el tramo lineal y el inicio de la etapa de desplazamie<u>n</u> tos locales marcado por el quiebre al final del tramo recto. ---En este tramo las curvas tienen, en todos los casos, una conca-vidad hacia abajo.

Estas pruebas siempre se llevaron hasta esfuerzos cercanos a la mitad del esfuerzo desviador de falla correspondiente a la presión de confinamiento usada y por lo que se ha mencionado, todo parece indicar que se suspendió el proceso de carga en plena etapa de desplazamientos locales; esto es muy importante recordarlo siempre que se haga mención de la magnitud de las -deformaciones no recuperables.

El comportamiento mecánico de las arenas es muy com-plejo. Para tratar de entenderlo es necesario imaginar lo que sucede en el interior de la masa de arena de una probeta cuando se incrementa el esfuerzo axial. Dentro de esta masa ocurrirán deformaciones básicamente de dos tipos: deformaciones recupera bles al retirar la carga. Las deformaciones recuperables repre sentan la parte elástica del fenómeno y pueden ser atribuídas a la deformación de los granos y a pequeños desplazamientos que pudieran llegar a recuperarse por efecto de la presión de conf<u>1</u> namiento al disminuir la carga axial. (Figura 4.3)







Descores

fsc fd

Figura 4.3

Deformación elástica de una probeta para estuerzo dosviador baja .

Así, la estructura de la arena puede estar de tal manera arreglada que esta reaccione en parte como un material puramente elástico; es decir, se puede considerar que el suelo contiene un determinado número de elementos elásticos por uni-dad de volumen.

La parte no recuperable de la deformación representa la parte plástica del fenómeno y puede atribuírse a desplaza--mientos relativos importantes de los granos y en parte a la rotura de ellos, aunque esto último solo se considera de importan cia para esfuerzos muy altos.

Asi pues, mientras más alto sea el esfuerzo axial alcanzado, mayor será el efecto de los esfuerzos cortantes, pro-vocando deslizamientos que se traducirán en deformaciones perm<u>a</u> nentes de la arena. (Ver figura 4.4)

Sin embargo, la separación entre los dos componentes de la deformación es más académica que real; solo para un ni-vel de carga pequeña (etapa de compactación ) puede considerarse que el comportamiento es puramente elástico pues para nive-les de esfuerzo más altos la combinación de las "unidades elásticas" con las "unidades plásticas" es evidente originando la concavidad de las curvas y la desproporción entre esfuerzos y deformaciones. (Ver figura 4.5)



fa

### Figura 4.4

Deformación elesta – plástici de una probeta para autuarxa des. viador media.

84.

### Figura 4.5

Combinación de los "enidades sidéfices" con las ⁹ unidades plásfices " en un _ proceso da corpa.



En estas gráficas se hace evidente la mayor limita--ción teórica del método del Dr. Zeevaert. Es claro que las curvas esfuerzo deformación unitaria tienen una marcada curvatura tanto en la rama de carga como en la de descarga y solo se puede hablar de proporcionalidad para valores muy bajos de esfuerzo en el proceso de carga. Sin embargo, el método utiliza los valores extremos obteniendo un módulo de deformación unitaria que solo sería válido si la relación entre esfuerzos y deformaciones se mantuviera constante hasta el último punto alcanzado por la gráfica. (Figura 4.6)

85.

Figura 4.6

idealizacióa del comportamiento observada



A pesar de esta limitación, el método del Dr. Zeevaert es la única forma teórico experimental que resuelve el problema de predecir los asentamientos de un estrato de arena con sufi--ciente precisión.

Por otro lado, las curvas esfuerzo-deformación volumétrica unitaria son muy semejantes tanto para la arena en estado suelto como para la arena en estado medio. La disminución de -volumen es marcada aunque desde luego es más importante esta --disminución en la arena suelta. Para el tramo de descarga el -volumen permanece constante, es decir, la arena en estado suelto o medio no tiene capacidad para recuperar ni siquiera una parte delvolumen perdido hasta el nivel de esfuerzos alcanzado. Por el contrario, los resultados de las pruebas realizadas en arena compacta demuestran un comportamiento sumamente interesante. -Efectivamente sufren una disminución muy pequeña de volumen al someterlas a cargas, pero al descargarlas no solo recuperan el volumen perdido sino que en algunos casos literalmente se dilatan alcanzando un volumen mayor que el que tenían al iniciarse la prueba.

Algunas gráficas esfuerzo-deformación unitaria vertical (f,  $\varepsilon$ ) no parten del origen sino que comienzan a partir de una deformación unitaria dada. Esto obedece a una corrección hecha a criterio sobre tales curvas al observar que su inicio se desprendía completamente de la forma que exhibían la generalidad de las curvas. Aparentemente, en tales casos el vástago de la cámara triaxial no quedó perfectamente asentado sobre el balín de la cabeza de manera que al colocar la primer carga sufría un pequeñísimo deslizamiento antes de apoyar la carga s<u>o</u> bre la probeta.

### 4.2.1 PTD ESTADO SUELTO

89. Gráficas 4.15 y 4.17

and -0.3 Jun III. 101 .... 1117 調査 VI. 1.124 . L. HUNN 1 hi: H. 11.11 1 ГT. s.1.2 epa-1.2 1100 20.3 .... ka . . **City** inter S. F. F. 1.1 ----1313 16 File Add N ...... 1.1 gjust ٦Ħ-1.5 出出 **HEN** 761 HEE 間 EE.I olet 開 124 चिन<u>्</u>यपुष . 1919: -14 Ś 137 11.1 14 ----1 17 -----li<u>s</u> Ξlg Π. 144 1.1 H 14 117 ヨー -£. . . . ----.... ------dilente it in the second 191.34 I. 11 ..... 0.003 11 15 111 0.002 <u>H</u>III n HT :48 -. 100 o cotil ..... -54 ..... 11 93 1.1 63 -8 15 0.001 到時 940 UNIT: 1.... 0 008 129hill 64 E E. 1 170 and 1 60.09 15 11. 1 I AL in les - 1 111144 ili. 111 m iΡ

ara ar ce - F 1 Til: ..... E F 1 ------- 4 et a :=: 2 22 -1 12 -----7 1-1----..... -----550% -di <u>I</u> ---i le 1 - 1 11111 .... 0.000 = 1110 1-22 -- 1--- H. 1 Ç. 127 ş., -----211 \$ 152 100 1.12 a la com FEI ..... 5-1-T Ē 41-1-1 22 1.1.1 6,051 ٠, - ----..... E. .... 0.0 4 1 1.11 12. 24 ¢4 . . . 41 1 da-I-631 T | Ħ .: 闡可 ..... - 1 .... 103 000 -----..... 1.12 0.003 125 1.55 1.1 i.i 111111111 15-14E (H) 0.133 12 ΥĒ Ei I 1:1 1 illi litt 91 ..... ÷ 5 42 1.2 1 - HE HE





0.5 11 12 1.1.1. ÷., .... 1 1::: ST il: 11.1 . lar 4 i. 31.0 14 - 12 -1. 17 EEEE 17.1 H 11:11 liii N. 11.11 ...... 111 ------..... 11,111 111 11, 1 toot I. liil. uilii Ť 11.1 ÷. 1.4.1 П 4 il h i:----1 . Here π, 171 111 111 110 1.1 ;; tį шų 1,1 nii tele £ 6 뷴 10-**1**13) 8 11 1 1 .... 0000-11 . in the 斜調 .... 1000 1 ..... 17 11 0.001 (15) Lip 22 110 :4<u>:</u>0 . 13 1.44 0 1945 ..... 1 1 1 111111 . 15 ..... i li 34432 0.003 ..... ∃i₽ Ц; 1 ..... **73**100 11 i i i i i

90.

ta"

1

....

, e

à

6.8.8

4.2.2 ,PTD ESTADO MEDIANAMENTE COMPACTO

æ

icas 4. 4.21 Gr 20 v

5			-		<u> </u>	-17	<u> </u>	121		2017	1112	f	1			1.00	7.7.1.2		-	I F		10	<b>L</b>	Ū.	19	1.1
$\square$			- 0	<u> </u>		th:		Ε.				3	E			1		int.			-	_				-
観	$\mathbb{N}$			悟		111		백왕			E F		14.1	1.2		li-	1					11	-11	1777		
		X		EU)						1.1				1.1.	1		1.2				5			711		-
-			$\mathbf{X}$				-	14							-		-		Ŀ.	ĺĔ					1	1
1				<b>.</b>		14		1	11.		11	1.1.	1.3.			1	122	-			-			5		
	111		Ele					111	115						-	<b>.</b>	ŀ			IE					$\sum$	1
65		12	r.,	88	1			1	1.				1			977		3.1		1.1	÷					12
-0-	201		1.7		1	Ň			14.		1		1	in a	13.e	14:20	10				-					1
H			1			1	i 🗧	tit			la r	-		s.=	Q.2	<b>B</b> 53	82.0	- <b>1</b> 2								E
	<u></u>												<u> </u>	1							-		-			-
_	ШĒ	170	F m	111			144	$\mathbb{N}$			ET.								1				_			1-
1.	111	H.	r ii	田田	<b>打</b> 能		掘	12	N	21	15		189 E			125	1.7	Fill.	1							1
		Γ.,			1.11				2					1			1			1 1						1
		1.71	TT:		İπ		li i	1		17		177					1.7		-	l f	~			-	-	1
-13.5		1	<del>     </del>		1	-	ļ				(	<del></del>					-			16	47	- 192				-
12	1.1				<u> </u>	ΞĒ	1				$\Sigma$		L		1995						-					1
	11			it.	liir.				77			F						1		11						1
		11	1:E	1.1								1.5		1							H			11.	1 i i	13
1	117		i.i.	1.1.1	1	1.,11		ETT.			177	1777	1		1777	1		1.7			-		1	1.0		F.
			÷		1	ŀ.	til:	-					-			-				łt	-					-
				144	ЩЦ	111	122		1		ΙŦ	1		N.:-	<u> </u>				·	1 F	Y			1		<u>.</u>
La-	003		1		110									1	<u>i</u>		ĺ			1 1	6.6	<u> -</u>				
1.1	1	ĮΒ	鼲		l in	145	ł.		-		揺	ļ. H			4	18		1.3		11		N				
		15			1.1	2.11	in:		E.	10					i.					11			5		1	1-
							-		-	÷	1	1	-		٦	<u>.</u>		<u> </u>		1 1	53		İ.	angel.		Ť.
	<u></u>	<u> </u>	<u>.</u>	<u> </u>	المنتخبة الم	-						<u> </u>			<u>}</u>	ļ	-	<u> </u>		1 1					$\sim$	<
				1	110			L	-	-111		c:i				L\.	<u> </u>		Ĺ.			-	<b>-</b>		ļ	1
	14				1		E.						1			1		Ľ÷.	11	I I			1	2		<u>i-</u> .:
127			ų.		100	- 1	110						F		1	1	1.	<u></u>		11	5					1÷
1-c-	3.5		1.1		1		1	1		<u> </u>			1		1	<del> </del>		1	1	1 1	24	<u> </u>	1	1	1	
-				1			1	-	<u>.</u>	÷		1		-	12	<u> </u>			ų,		<u>.</u>					10
		1	1	<b></b>	1		1		-					1	1	<u> </u>		1		) [			ļ		1	1
				10F	1	<u>.</u>	150	14.5	1.11			1911	1		1					11						1-
		b.							l ir	50	÷					1.1.		L.:				1				L.
		Ξ.	111	100	1		1	Ē				1	1.11	1	1.	1	1			1	-	1		1	1	1
-	1			1			111	-					1				ŧ.	-	ŧ÷,	11	é			<u> </u>		-
-	-	-	-								-						diameter of	1	i yana	1 . 4	-		in	, numper	-	
2					鼦		iiiE	<u>199</u>	-75			1122		15			1				8,		1			11
<b>9</b> 91				100	6 He			11	ΞŤ.		hh			11	t::	184	17	197	C (1	1	1					1.1
	-		111	187	ET.			1				1						1		1	ł.	. 4		1		1
T		1	th:		hit					-	-		in:	11	F.			1	i 🗄		-			1	1	İ.
00	1 <b>9</b> -							-													ο¢	19-		t÷-		÷
			ļ		1			11.1	111				1		12	L	1	<u> </u>		19	11					+
		111	112	144 H					hit		1172					]	5.				a.k		L	<u>i – – – – – – – – – – – – – – – – – – –</u>	-	1
1	Π.	굄	14	1.12.	揺			掘	40		ЦР.	144	147			1 .	1.1				1	<u>.</u>	10			10
								1.77	111		-			22 20 CR	1	1		1.5		1			1		1	12
-0-1	172-	H		t <del>iti</del>		-		-		1			1	-	÷	1	-		1	†	œ	-	1.	12.7	-	1
			-			-	h	<u> </u>				<u> </u>	1		1	120	<u>ښ</u> نې	-	Ļ							+-
	-			<u> </u>	1		1			ļ		1	L			Ļ		1 .					-	former franse		1
			0	1	lin:		•	ř.	Π.	нd		13	in.		ç	#	22,	A.	2		17		1.1	, c	1	
		if)				ii II		hei i			611								T:i		÷.	9.5				
2.0	64		111			177				r		1			1				1	1	9.9	í.				T.
		ht.				11	-								+			-	-		i di Lije				1	tr
-	-	Ľ.,	<u> </u>		1	<u>ці.</u>	þ.,	<b> </b>	Ц.,	Ľ.	111	L		-		1.22	<u> </u>	1	l i			-		<b> </b>	1	÷
		1	旺	<u>111</u>	1:11				ШÉ			111-				10						111			1	
	- 11	ΗĘ.	创			H.			19]		112		1					<u>p</u> f				11	199	1.	18	15
r* f	(Fat	114	11.			110		6.		17. N					1					l f	4 <b>4</b> 40	111	1.10		1	
		1	団	İ۳	i i i i i i i i i i i i i i i i i i i		H:			-	li -	ΞĒ		-		177	1	1					Ē	1	1 =	1:
		35		ų.		12			-	1		44	[]	-14-	144				11						Į.	H
			<u>11</u>			Щ		51	<u>111</u>	211	ſ.					12							E		-	E
É	*	Н,			14		14					Ē.		ll:	100		15	<u>. </u>	1	18				UE:	E	E
															_				_		_	_			_	

1.1			0	2	: 0	a	. 6	8	L.	э.	. 4	6	10	7	Q	3	e	9	<b>*</b>
								÷										16.7A	
5			1010						Ê								-		
-	-					-12													
								1.5.4											
							-					-			<u></u>				÷.
-6-	20-					2.					-			4.8	ndi		£3.6		
	20	_	:1:1				<u></u>	·						aħ	¢.₩	<b>q</b>	eg fr	e il	
						-	22				<u></u>								
					•		-				- 57		iei.					<u>.</u>	
										$\mathbb{Z}$	-01			1					
					ца:	÷.,		$\frac{1}{2}$			N	1				111	÷.,		114
				-							94	N			54				
- Ar	67291											N							
				7.13			-12						1		1.4	54	11.		1.1
													$\nabla$						
					-					-									
	1													ţ					
N														÷,					-
-12-6	- 782) -					(								-1		-		ļ.,	
		Υ.		<u> </u>	-					<u> </u>		-			<u>.</u>			-	1
L.,	-		1	Į						·		L		-	4			ļ	
								1			ļ		1.1	L	1			ļ	
	L		2.4	1		5				<u> </u>		112	÷		1				
					i			-						÷ .	1	<u>.</u>			
										$\sim$	-				1.			11	
	1					1				1		1.		-			1		
		-			10		1.				1		1						
						1				1	1	1						-	-
1				1		-					1	-			1	1	1	1	
	1			1	1				<u> </u>	1		-	1		1.1.1		1	<u> </u>	
e	1.			-			-	1	1	<b>—</b>	-	-		-			1	1	-
5	i annan I	(main)	intotes	évicae 1		-	-	han	iensen	-	-		citions	Theat		-	a manage	, A A A A A A A A A A A A A A A A A A A	-
	h÷.	-		<del>  _</del>	i te		÷	-			ł÷					1	1		
			1.1.1				<u> </u>				1		-				1		
				-	-			-	1	-		-							
Ͻ												<u> </u>					<u> </u>	-	
44		-					1		1			1							
8.6	-							1					<b> </b>			. ب : <i>ب</i>			
				-			<u></u>	<u> </u>			1		1	<u> </u>		ЦĽ.	ļ.		
ai		-		<u> </u>	ļ		<u> </u>	-	-									<u> </u>	
				L		<u>.</u>		سنه	-	<u> </u>		-					ļ		
miti	L.,			<u> </u>			I.			مانيد									
	l °		0	1	- 0		0	*		•	0	6	0	*	a	9	6	an de	3
					÷.,		5.	No.	89. J	<u>4</u> 4			H						
-	ſ			Æ										112				1.0	
								-		83							111		
9.0							1.1						1						
	ii T		1.1				1.1.1			-	h:F					-	ET.		
9.6	-									ti i					Ш				
5				-					1::-		÷	1					÷		-
-		譶		-							P#								
191			-			.15		11		11.1	<u>t</u>		1.11			53	10 L		

93. Gráficas 4.22 y 4.23

N			1. 1		-		-	-		-	-								
_		11	483	6	<b>5</b>	$z_{T}$	. 2 12			9			5 H		9	ΞH	1.3	1	2
1	X						37	:					-10	31		11			1.5
-		3		- 1 ; 1			-	11						,			-		1
_			$\mathbf{x}$										<u> </u>					1	
				5								-0	9						
									1							- iji			
			÷	÷											<del></del>				177
-5	-					$\sum$		أستجم					22	de la	ar.	ats	10		1
1	h:				.i.c	18	$\sim$	. 85	Ξ.,					_	LO			Z.	ĿĿ.
					11														
-								7							÷				÷÷
1	_	_	1.11					<u></u>	X			111		1					L
	4.3						194			ΚI			<u>е</u> .	19		8 <b>1</b> .			Ë.
										$\sum$		<b>F</b>							
-		÷	÷		÷			1.1		[]	· ····		144						
0		177.									7							1	1
				2			1	15				١.			35.			7,9	
											1	$\nabla$							
						-							نښ <u>ښ</u>						
			<u>н</u> ,								<u> </u>		s		1			<u></u>	Ľ.
	1.1	1.37		1									1		нų,		14		5
7								: :	28	1.			7	373	1.12		1.1		
Ś			H	÷				<u>i</u>					<b>}</b>			t		÷	hH
	n3-	<u> </u>			-				L					١ <u>.</u>		<u> </u>		_	ĻЦ
				di.				-22	1.1			4.C	1.1	1	2	19			
		1	11							-				1	1				
-			~						<u> </u>				-				÷		
		Ľ.					1	L	<u>.</u> '		12	1	ليتدا		1				
1	E.,	1	1	1			т,				12				$\mathbb{N}$				
		1. 1				$\sim$		124	17.0	1	13.1	1		C E F	1		1		
-								بيبينا							4	{			
Ļ			[					$\geq$	1	:	نى ئىرىلىيا		11			1	30		
1		10		1						-						1		- 32	
	1		1		1	1						1~	-		1	1			Ľ.
						-	( in the second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second s							Prese					-
						1							if.						
		1.		aş.	Ν.		1	15	<u>, 9.</u>	1.4		10			нų.				1
-		Ì.				<b>F</b>	1					<b>[</b>				1		Ì	
		·										1			÷				[
ni 1744	Limra		-			-			Circles .					L. MARTIN				1	1
Γ.,		177			,				1	1		1	1			1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.		-	_
1		ŧ :	·		-e	1		4.3			1.11	1.61			1.111	1.1	1		
	1											-							
	<u> </u>								 										
.0	n <b>ə</b> -																		
0																			
0	03-																		
.0	03- D2-																		
.0	0-3- 0-2-																		
	D2-																		
	D2-																		
	02-																		
	02- 01-				8														
	02-			G	8									_					
	31-			G	8														
	31-																		
	33- 31- 31-																		
	31-			C															

N					٥			53	-2	9			13	195	0		þ.		2
1.1	1	11			1				1.7	22			263				1		
	117	1	1.17	1.		-				-									
			5					-	-						1				
	р <del>т</del> .		60	Ν.							ļ.,,,,							1	<u> </u>
					Κ.			ľ							121	1.000	27		
<b></b>	Π.			1.64					j		H.	с.,		4. f. j. j.			18		
							4	1	105			11.				a.751	1	-	1
i i i	1		1		55	10	Ċ,	(†††			177			-	2.9	<b>1</b>	924		1
								2			1.1					-		-	<u> </u> -
								. · ·	<u>.</u>							[	1	_	
	11		44	119		-147		147	5				1		-				14
						24	-			N				197	Γ.			100	÷.,
	1	117										F.,							12
	14				-	i-pr				11.	N	2.1				-			
										-					-				h
	<u></u>				1111				<b>I</b>	-		\					1		1.1.
ATAF			11				L.		1		100	$\boldsymbol{X}$						_	<u> </u>
			ЦĽ			зĦ			E.S	цЦ		- \					15	60	
	titi		in i		34								1	1.1					1
													i۲				1777		
R											5		$\neg$						
-7		<u> </u>	110					ئىيىتە 1						ļ					
-00									hili	11				1	1				
4			< f.	11		12								1				14	i in
		$\mathbf{N}$				14													
	: 1:	115	5	111.											1				-
		111		5		in i	1.71								÷				<u> </u>
		111			<u>.</u>	Щ.	<u> </u>	<u></u>		44					ų.,				1.1
-00											ill:				1		111		1.12
		ų.					-				ht:				1			÷	0.T
	P	111		2.0		ЮĽ.		~											
			TT.								IT,					-	-		
- th			111								-	-	•			1-			-
									1.11					2		-	1.0		
<b>.</b>	مديم	-		ne pe	-	atreso	a supreme	-	-		-			-	-		i Dan sein		-
1.							-			111			1.11					-	1
			i i i							35						÷.,			
			11																
· · · ·		1				i i i i i		in i i					1.11		1 <u>11</u> 1				
-100	- 12								-							li.			
		44	144							Щ			11	-		<u>[</u> ]			
ale	32				<u></u>					-		<u> </u>		<u> </u>		2			
														ميزا	$\leq$				
	Чr		17									<u>من</u> ز				-	11		
-014			111			1	_				:tH		197						
			مند . مسلسا	مست					1.11				itt:						
****	520	-		1	5				1. 2	0				i n	0				-
						-										ŀ		en la	<b>*</b> 8
0,0																			
		<u>191</u>														-			
		48	÷.÷		1.3									14		÷З	Lļi	35	$[\cdot]$
r°"				-	-							1		1					
													r i i			-			
0.0	<b>5</b> 2								L			-						نې <u>ن</u> ې ا	
												111. 14.7	140						
		<u></u>			24				<u> </u>	-11						<u></u>	1.1		<u> </u>
			-11		<i>.</i> ,						13								
- 6					-						1			1.1					
Total Dates	_		_		_	-	-	_		100.00					عيرنيت	******		-	

# 4.2.3 PTD ESTADO COMPACTO

승규는 사람들은 승규는 것이 있는 것이 없는 것이 같이 있다.

 $(A_{1},A_{2},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{3},A_{$ 

95. Graficas 4.24 y 4.25

0.2 0.4 11111 **.**... 2 1 attan ar. etsta 7 ad/In? 111 0.850 11 1.1 Dari 11 ..... 1.1 F-I 1 123 34 1 1 1 .... .... ..... 13 ...-1 .... . 10,123 0.002 4 55. Fŝ 51 - 1 . 1.17 141 748 10.1 itter i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i terre i . ..... -1 . ģ. 1 . . . . 1 51 10 11, ÷, 11. TH É 1 E. ..... .... 1. 1.2 11 ÷r; 15 11 15 T i 0.008 1.1.1.1 lin. -11 0.004 1 10000 1-1--ħ.; 5. J. -1 0 3 . 0 # 0,1 1 :: t n.40 ÷ 1.1 . 1.17 0.001 1 -----4 H. ÷ 77 1.... H 1 1 alos 18 Ċ. . THE 1 1 4 111 14 12 TI) i H. πi. 1.1.1.1.1.2. 1.1 111

.

e. ji Galer ----ing alter Ţ - 43-040 X 214 P. 23. 500 49/ 1.1 <u>S</u> ..... , Ē T 1 211 1 .... a cha 6 -14 E j F 2 1.12 E LET 16 - En 1915 Heis X .... T. 13 .... **1**10 1 -1 11111 . 0458 ШĒ -HER -103 J : ١. Ú, H in the uele: 12 1 ...... E DE LE DE is film ۹. . . . . ---n. Eisthillin 200 1 112 ÷.) 11. 11. in Lin H 12 ..... milli 111 ijł. tic 87028 8.20 1 211012 Q1 | 0.2 111 0.0m 1..... 1.00 Ξų. ie. H ..... đģ 111 - \$ .

Graficas 4.26 y 4.27

	÷ ·	-			÷	-	****	*****	-			بيشدونها	-	****	-	<u></u>	·····	****	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	manner	-
1	ł	1.23	1.1	E.	Hi.	1-1	적군	6.0	22	E	1.1	- Q	1.11	F. 1	1.11	- 2	a i	·			
ē.,	ł.	1	142	1	1000	\$	1.1.	1.1	11-4	1472	بنب ا		1	ł	1::::		نىشە ۋ		1. i.i.	ag, és	×
÷i.	ş :	Ess	hii	11:12	E.	1.11	1.35		15	245	hett	£	1.11			1.11		1.21		12	17.2
÷	ş :	Pro-	4		<u> </u>	1			<u> </u>					ا				م	1		
ġ,	ŧ.	12	14	1	1223	1.77	122	121	112	565	1500	1	1-17		1.11	1111			17 Y.	1	
÷	£ '		1.00	1	1	1	1			1.77	1		1	1	in the second						-
	Į.	1:5	100		÷	121		ΠE	ET.	ΕĒ	NI-	1.2.1		100			111	120	1.		
17	1	170	Î.	100	1.2	$\mathbf{x}$	1	1.1.1	17.15	111	1:EE	1.25	5	1	1			1		1	-
£.		L.C.C.		1	1.11	1.2	he !	111		1:1:	1		11224	1	1.1			14.5	121		1.1
17		Lai		1112	1.22	1.523	1		377	14.1	1222	1.142	1.11	1.1.1	1.111	121	111-	1. TT.	11:00	4.4.1	1
1	1	1.21		1.11	1	1	1.11			1		1	i		L	24	221	L	az-		<u>.</u>
H.		1.00	160	1 iii	£::::	1.22	1.44	22		Ν.	1.85	1	1- H	1.44	SU	1		经营	·		E.
-	1	1	بنسلو	1-1-1-	1				1 144	· *						-	3.5		Q.4. 8	252	
1		123	1111	Life:	1447	1444	122.24	1123	1172	1111	1.5	1.22	12.11	111		110		1.1.1		17 A.Z.	8 G L
÷	ł			1.11		+			2.17			14									
1		19.			1	187		985	<u>115</u>	111	E	10	1.1	Lizz		1.10		28			1
	1	Fin	1211	1.11		1	1212	112.1	ET.	101		1000	1.5	(H)		111	112:		1.12.	1.1.1	
Ŀ.	<u> </u>	101	-	1.01	11202	1211	1.14	222	1.1.1	1.1.1	1.17				1111		1111	(*****		61.12	
11	1	1.1	1	E Li		1-21-	1223	EE!	1:41		[2].	1		$\sim$			12.1			1.1.1	
1		1	1.1	144		1	1	1.1.1							1 I					1.17	
5	1	188	CH:	199		1		111					12.0	12.7	$\sim$	51.7	-1E.,				
4	ł –												-					-			
4	Ł	IN	111	154	1.50	4.44	1414	:112.	1.71	1754	1243	<b>1</b>		1.1.	11.	÷∖;	Lau.	22	- 23-4		
11	1	1	time.	frer:		1	1.1.1.1	1.		1111	1.971	E		1	1.1	1.4.5			17.7	- is be 1	1.1
÷.	1	1	2	1993	1.55	100	17H	1913	1.11	1966			1161	111			1				. S. S.
	1	1		Ň		1.11	11.1	1.17		1070									1		
1		La.	400	$\sum_{i=1}^{n}$		1.52	P			101	1			144	1.1	127.4				1.1.1	
	ſ		1.1	1.1	1		1412	11.	1.1.1	111	1.1	1.777	5.2.	1:41:	11	5.01			::L:		
i.		1		_										-ine		1		-			-
÷	i .	1.11		1.11	- 19	1.1	1.1			1111	124		199		1994	LL- ; ;					
í.	1		1	ΕŦ.					4	-	-			****		111			·		-
6	£	1.11	1.711	1.1.1	1.11	1.11				1	:44:		2177	1.7.7	2.12	1.112		-11		- 27	
-	5		1							-					1	110			بلونت		
Η.	1	1-1-1	li Ti	Pier.	111	1777	144-1 1	HH	- 11		~				1	331	510	-BF-			
	ŧ .	Ι.		1		1	1.11			ain)	1:2-1	<b></b>	2.11	1			1.1			1:1	
1	1	Lee	ne	277	200	11.11		1.11	711/1	:::::			-						2001	1	1
	t i	<b></b>	1.11	255		· int			(1) (1)			1.1.1			-		0145	7244	· . · · ·	1	
	1	1.15	1999	1993	r:										-111		17-1		-	1	
÷	1								-												
	1		1.14	547	1111			711	1 17	C41	11.57	1.11			174		3471	同時	143		321
-		1712	tit	1111				12.1	111	1	111		1717				111		7.1		-
		111	Hi i i	i II a	944 1	11.5	Hu		121	1.1	11:11		11.77		1.1	6.3	- 11-	1	5. J	14.3	
			1.1		11.5		1	25		12.22		1.117		1.11	1.1.1			111			
11				11.	15.1		1.T.	111			111	111	1211		1111	(11)			71.1		2.1
i.				1414	217	111-		2433	EH	1.44		215	251		41.	134	$M^{-1}$	10	100	994 1	21
÷					-					5.4	-										
1			14.		11.77	14 H			- 11		6.1	2.5.	1.1		171	124	100	101	31	5 H.	
-																					
					1114			100		ΗH	11-1	1711	233		111	18H		344 <b>i</b>	11	1111	144
-		-	THE	1111	1111	1121				111	1121	-		1000	7:1	1771			f		
Į.		ciri.	510.		112.1	1111	1113		111		111	::4:			999			11.1			
1			11.	11.1			1911	100	1.1	11.7		10.11	15.2				10.		- 1		11.1
													-	-		-				Contract, in	-
	<u>ا</u>	R		i int	1.11	-19	4.1	161	67 H	1111	41-24	1.1	His		til.	1		招調	1		
÷		· · · · ·	خبذ						<u></u>	1444											
14					11			1111	644	this		h i f		79	131		199	11	. j. j		
-								÷.		11-1				t the second	m t	-	-HH		-		-
H		194		69.69	i i fi			크린	rr: 1	10		1.11		_1	11	1991	Hil	111		-1	14
; -	- 4	5111	30	1.11	1.1		TUT	1411	17:11	田	115		-24	351		101		201	- 1	. EF	
ارز			111	1111	::::]	1.11	122	111	21.1	1141	urri.		11	111		111	111	<u></u> ]	1	: TTİ	أينيه
		00	Lill H	111	HE		-17	Säl	86	UE I	1	16-T			ार्ग	n a T	1-6 <b>1</b>	11.1		1	
-								446		44	14.	114		_1					-4		
1.1		щØ	85	1.11	144	HE	f	titi	i:H	旧	陆	112	-: }		tti l	::::I	111	::::]		2.ph	(* 1 ·
H		-0.0	08-									÷			<del>di</del> i			in i		ų.ų	-
н		Fiit.	ΗH	HHH	888	- 11	938 P	ЯH	8-1	901	111	199	197	294		111	989	13 I	- 1		2
		111	1010	11		ee t		ST I	a a	in it		1		1	Ξī		- T	100	<b>.</b>	T	
1		أملقنا		utit	<u>111</u>	<u> </u>	111	14	1	<u>::::</u> [	1	التن	224	<u>a</u> .	22	111		<u>ar</u> t	<u></u> t		
1			1.00		n i i	1	֮F	d i l	19	щđ	11	.411		10	. T	-17	151	1	- 1	i-Ŧ	
-		- 14							44							-1	- 11	ان:			
		880			-1-4	- 1	- 17	245	1111			1		÷						E. J.	
-			171636	same	-		A.1					<del></del>	÷	÷.		÷.,					وتسعب
۲ł		111	117		i i i i	94 <b>1</b> 1	為生	44	1934 1944	167	89	÷6-1			9.4	ي ۾	501	Ξŧ	4	In	\$ 'Ì
71				334	24	追捕	1	993	111	स्त	321	35T	iii)	and 1			501	-nt	1		
J				111	::::	2221			1	111	111		111	1.15		111	11	<u></u>	<u></u>	det f	
П			-14			221	100	- 1	<u>an I</u>	ШŢ	gi I		1	1	: Çİ	1 T		ι.T	1	T	
1		<u>i li</u>	444	1111				244	i Girl	444				, in the				<u> </u>	int.	11	
-		38	部	493	EB	147.H		(1))	151	213	de la	::::F	- 1	1	11	12		.÷ł	84 I-	21	1
-1		0.0	22-	÷÷	÷	اجيب	, iii			<u></u>				-1			أست	÷.	بأحيب	أنتم	
1		111	39		99	-111		<u>ai 4</u>	76 I	ШÌ	98	24 <b>4</b>	1		1			: àt	u#	記録	
-				-11	$\rightarrow$	101				niit	-sit			;		-1		1	-1		
1		8a	ЯH	11	111						-		545	11	315		41	11	11	-1-1	- f
T					55				1111	2.11	Ent				111	30			11	1	1
		141	111		122	1111	<u></u>	1	<u>. 1</u>	224	111	ايت	244	iii l	221	1	- 1	1	1	21	
- 1		i iii	1111	121	8E)	394	384	55) 143	987	111	ee l	-91	151	75. E	5. H	11 I.	譜	321.	C1	TH.	-1
-				÷#			<del></del>				÷.,	÷	- 1					-			_
÷1		193	1111	HH		222	551	ार्ग		Шł	-11 I	:::I			- I	#.t	- 1		15	83	. 1
-								-	i i i i	ttit		-					÷††		10		-
								- 1 T A B		. 2 C C I I		11111			-7.74						

0.0 ila-110 TT. 1 . Ē. 177 11 зî 11 5.009 ET ٤, T 002 0.00 d.9 1 5 0 0.02 0.003 11 i de la 

96.

De las pruebas triaxiales de deformación (PTD) obten<u>e</u> mos los módulos de deformación unitaria. En efecto, como se -recordará : (Figura 4.7)

 $M_{z_{ep}} = \frac{\varepsilon_{ep}}{f}$ 

es el módulo de deformación un<u>i</u> taria wertical elastoplástico, o sea, tomando el total de la deformación obtenida hasta el --esfuerzo desviador alcanzado.



Figura 4.7

 $M_{zp} = \frac{\varepsilon_p}{f}$ 

es el módulo de deformación un<u>i</u> taria vertical plástico. Es el que toma en cuenta la parte de la deformación que no es recu-perable originada por el esfue<u>r</u> zo alcanzado. Es el módulo de deformación un<u>i</u> taria vertical elástico, tomando en cuenta para su cálculo la parte de la deformación que es posible recuperar al descargar por completo la arena.

٤e

f

## 4.2.4 MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA VERTICAL

# PARA LA ARENA EN ESTADO SUELTO.

PRIMER CICLO : 
$$f_c = 0.250 \text{ kg/cm}^2$$
  
 $M_{z_{ep}} = 0.00888 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_p} = 0.00611 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00277 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
SEGUNDO CICLO:  $f_c = 0.500 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_{z_{ep}} = 0.00601 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_p} = 0.00409 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00193 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
TERCER CICLO:  $f_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ ; corrección de 0.0004 sobre  
 $M_{z_{ep}} = 0.00298 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00178 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00120 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00120 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00219 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00219 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00138 \text{ cm}^2/\text{kg}$ 

100. Gráfica 4.28

					****	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		-	<u></u>		-
Ng shi ha	1	17 (-7)				1					
					1.11						
				p.545.6	A.W	State term		1.1.5			
										11.477	4
						g atease	- DINARI				Į.
						Ci piasti					
				<b>7</b>		Alisti					Ċ,
							<u> </u>				
	1				12 100						1
			-								
					1-1						÷
ampan			_								-
											_
								-			è
	1 .	1								Estat	i.
	N			F		1				-	Ĩ.
	TAT-										17
											÷
<b>`\</b>	1-4-		_	÷		_ ل_		Line -			4
	(\	1-1-1			<u> </u>						÷
	=1			2. B.S.						1.11	ù
	調入	日日日	1.1			l d' i					
		X	_							1	7
	A to	131-1									÷
	$\uparrow$	++									÷
		1									-
	2										
	$\equiv \Lambda$	N IN								1	
	$1 \lambda$	Pol I									
					•		· .				
		N = 1		<del>d a</del>				***	- [		7
		+ + +		1				أسبغت	<u> </u>		-
		$+\lambda$		~~							
access		$  \downarrow \downarrow$			Since		-	أمنيت			-
$\mathbb{Z}$							-				
	NL		XI	-1							Ŀ
	1						4.1				Ţ
		NT		~			3.51	120			1
			211	<u>a inf</u>	- selec				1		-
		1-1-1-		-	-	less i less					-
				-4-7		-					ii.
											-
							- 1 - T		111	<b>1</b>	1
	0.0			5	9 <b>4</b> [ ]	1.5			3	10/1	Ť

# 4.2.5 MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA VERTICAL

## PARA LA ARENA EN ESTADO MEDIO

PRIMER CICLO : 
$$f_c = 0.250 \text{ kg/cm}^2$$
  
 $M_{z_{ep}} = 0.00896 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_p} = 0.00692 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00204 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
SEGUNDO CICLO:  $f_c = 0.500 \text{ kg/cm}^2$ ; corrección de 0.0003 sobre  
 $M_{z_{ep}} = 0.00468 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_p} = 0.00307 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00161 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
TERCER CICLO:  $f_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_{z_{ep}} = 0.00268 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_p} = 0.00164 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00164 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_e} = 0.00103 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_{ep}} = 0.00181 \text{ cm}^2/\text{kg}$   
 $M_{z_{ep}} = 0.00181 \text{ cm}^2/\text{kg}$ 

101.

Ē
Gráfica 4.29

м,			-	112.	<u></u>	1.1.1		-																
	CRE	業費					2 5-1																	
			1							are 	112 	SA.		124		ងនុជ	le							
1.1		0	1											3 mla	810	اقم	1871	20						
		H	<u></u>										F	3 p.la	stit	a								1.12
													-	1515	0112	a						<u> </u>		
					<u></u>	<u>1111</u>							<u></u>										122.1	
44													<u>,</u>	* ( 1.4										
			1	1			-	1							10.11	<u></u>				1		<u></u>		
-0.4	OFE		1				1	<u> </u>	ļ	ļ														
			ή.												-									1
1			1		-	52			111								<u>1941</u>		Elii	2		<u></u>	33	
			1																					
																						-		
	1	11		-	÷	ŰŠ,	ini																	
					1.1.1.1	ШE.					<u> </u>		-			H.	55					32	1	
										52														
					71:-											= -								
	11.			1			17.1			1									===					
			T					1		-112		-						1						
0.0	030	7	t t	1															H.F.					
			H	T C	3		ШŢ					1												
										111														
<u>-11</u>					$\mathbf{A}$																			-
					\	_									1 12									
				1		X																1711		
11				4		$ \ge $				<u>111.</u>	1	11												
<u> </u>				_1			1		1												112			
				<u> </u>	1		111								<u>11</u>		23							
		11	E		$\boldsymbol{\lambda}$	111			N,	<u></u>														
00	025				÷N					$\leq$													1	=
		-				X		1.11				$\sim$												Ξ
		o,	1111				$\mathbb{N}$			<u> 1</u> 5					~~		ΗĘ		-				Ξ	
												2					1111					1		
				6					Ĩ	P.	52	15					11-1		HE					
÷ij‡						$\mathbf{\tilde{x}}$		111				~												
			ΠĒ	1.5.1	Ξü			~								-	••••							
	-13		1														55						11-1	
			詍																		1.7.1			
			1.1.1																	1747				
			H							a													The Area	2
	e		1 - 4 4 -				• • •	THE REAL PROPERTY.					a sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the sector of the				and share it		🗰 🖉					

## 4.2.6 MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA VERTICAL

## PARA LA ARENA EN ESTADO COMPACTO.

PRIMER CICLO:	$f_{c} = 0.250 \text{ kg/cm}^{2}$
Mzep	= 0.00308 $cm^2/kg$
M _{zp}	= 0.00190 cm ² /kg
M _{ze}	= 0.00118 cm ² /kg
SEGUNDO CICLO:	$f_{c} = 0.500 \text{ kg/cm}^{2}$
M _z ep	= 0.00251 $cm^2/kg$
M _z p	= 0.00160 cm ² /kg
^M ze	= 0.00092 cm ² /kg
TERCER CICLO:	$f_{c} = 1.0 \text{ kg/cm}^{2}$
^M z _{ep}	= 0.00166 cm ² /kg
^M zp	= 0.00099 cm ² /kg
^M ze	= 0.00067 $cm^2/kg$
CUARTO CICLO:	$f_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ ; corrección de 0.00036 sobre
Mzep	= 0.00105 cm ² /kg
^M zp	= 0.00053 cm ² /kg
Mze	= 0.00052 $cm^2/kg$

ε

# Gráfica 4.30



Grafica 4.31

14			1	E																20.00	and the second		.=-]	
1		Rei								2.				- Intra-		10000	1							
			- 1		ΞŢ																			
Ξī	H-			<u>-</u>				-11.1 1						-										
		8			it.		35			<b>1</b> 11	115		5. T-			ERATE								22
	121,											1 375						1.5		112.				
-Fi				Ŧ														-						
																=		311. 11.						
		÷,							22								-							
0.0	n7.1	-	-					-			-							-					-	
		E	$\rightarrow$	-																				
		F= 1	4	11		1	<u>hi</u>	<b>.</b>			1				1111					-		=		
					朣	In:	匚		ļii:							1			l=		1	I=		
		124	-f	1	里		<u>1111</u>					E		E								=		
	1		1	1	444	E	112		E					::::	127	L=			22					
							1771.						112		1.1.	1.5		1.12			1			
ΗĒ						趐	<u>133</u>		圜							=				1	<u></u>			
			<b>世</b> (	1	1	144	111	÷÷;							E									
							罰		L.	Ξū									1.ž			l <del>.</del>		
		1		Ţī			胞													1	1-			
	1	l F		ĥ	151			lir;		1			1=						1			1	-	
		i di	(ij)		9	EX.	113												1					
	11		iii)	H	١X.		1		1	145	1.11	1.1		1		1.in				E	: г.			
					E S	1:11	15		Hill						1	1				=				
	1	1	Ħ			he																		
					1	f >		1							H.					E	-	15		
				1114	HE	1	TX.			1.12	1												=	
				1111 1111 1111								-	-			E				Ē				=
	H	150.1		븱						4				1		H	Ē					-		E
		1	N					H	1	1	1	1	-		152			1				1		=
201	523	ф <u></u>		2	ф. <u></u>		1			12		1	-		11					-				
	ΙΞ		11	Ē	$ \geq$		<u>L'I</u>						-				E		-					E
	E					1								E-	1-		E		1	Τ÷		I	1	国
	ŧ		5	цÌ	In		T.	$\geq$			1:11							1.1-		¢.	193			国
	E			<u>ei</u>		Ent			<u>ri:</u>	1	1						133	匷		L		1	F.	臣
			盟	ii:		Lie									15.2		107			1			ήiΩ.	讍
								1										1	-	à				
				T.															1	١Ē			h.	
							T i			1	F	1	1				E	I.		E				
=	1	- Jail		Ē	l:1r		1						1				E			T		Het		Ē
				C	.5		1	T		.0	T:	1			EA.			Ē		20			L.z	1

Gráfica 4.32

1	l	1		1		1	II.I		1	135	E	1.7	<u>ree</u>	1		1					122			1
E	*ø=						HE:	1	hai			13		Canal B	#261 1721	17.1.	1.40		80. 1	680 <i>1</i>	105			10.7
EH.	titr'	tall.	Ya_				E.	1	l=		t li	HE		E.	<u>.</u>	1	1	1	1	-	ţ.	LE:	변호	L=
H		日日		1	<u>]</u> , .	EIF	t lE	ĽĽ:		trii	till:	<u></u>				1:15		1			1.12	1	HF:	155
F	H	hE	177		H.	HT.		<u>Hi</u>	I		ĮЩ	1		E				E				1:::	E	
E					12.2	-	1		臣臣	-	tini i			-	-	1	1		1022		hin			1=
	F.F.	I =	1	1				1	11:1:		臣王		1	1	-	1	1	1.50	inite					Ħ
E.	100		臣	日日		(		6 <u>31</u>	臣	E	133	Eni		LE:	-	1	15	100	12.91	ea.		E		E
国	HH:	HH-				EE	崖	惬	H.	E.		E				圕	ĒE		-			1.12	Ľ:	EE
E	E	17		TE	125	E			E		he de			E		EE	En:		EE			1	1111	E
titt	E		t:	1.7/1		ΞË	世												=		=			
		1		-	-	臣		1111					<u> </u>	1	1	1						24		
1	1.5		<u>t</u> iii		1		ΗH								-									
1.	HT.		hin	144	1	E:	En .	in.	hin:					-		E		==						
E	i Ha	H	1		E			-		ifri				THE.	HE	E		1		-			EE	-
-		t et	H.	Tit.	12	i=					Fur			1			111			1	1	<u></u>		
	<u>tirii</u>		1	1		巴					1		1	1		1								E
	臣		hΕ	1	1	Æ	1	111		11	EE .	ET:		1:1-1	1	125				=			===	
EE	E.		ŧΗ	EE.		讍		31		Ē		Ē			E.	12	E.		E	Ē				
面	臣	77		The		Hill		-	EE.		HT		<u>HE</u>		11-2							1		
				1=										E						Ē		=		
	E		111								111	ΞΞ				1=				E				
田田	田	114	tin	臣臣	11-		ЩΞ				-117	ΗH	1:22	HE F		<u></u>		HE:	ΞĒ	<u></u>				
66	E	Ē	旧書	囲		H:	H		ΞĒ					E										
E			nin	110		Fin	Ē	145			H		Ξ <u>Π</u>											
00	iána		100		111	cuarto.						3				-			-		-		-	-
	1122		11			1111		111.1		:7:3							123.							
										1713	1111	TT:	111		7413	-		1						
	ПEF:		臣	E				1	117	<u></u>								55						
		<u>عا</u>	EX	E		L.E.F	ΞH						411		5									
h															<u> </u>									
		11	1111	1	<b>R</b> 1			11.2	==						E.	1111			=	-				
		HE.		TE	11.7		11	EE	ΗΞ	1-2		12	π±		571	글만					=+	1	1111	
E	朣	出出	胆	EV	22		邗	13		45	E	<u></u>			哥			2	÷		11.2		==	
1911	111	44			1.2.1	1								,	==	<u> </u>	<b>H</b> E							
					$\mathbf{\nabla}$				<b>;;;;</b> ]			Ξi							<u></u>					
<u></u>			142		<u></u>		22			=	=	=										1		_
da	250					5	1		<u>1711</u>	÷		<u>1</u>			ER	53				<u></u>			37	
			hii	晤	E				14	83			57		E									
		1	<u> </u>	EE		112	N	$\mathbf{X}$		32			11			ΕĒ		<u>.</u>	3		EE	=	=1,	
1	1212	D.					Ē	Ń		Ē				2.2	ii:				-1			=		
		1					끸		< Ľ	1	<u> </u>						-1	-		<u></u>	<u>=</u>			15
	51.H	H		2			Ξī	<u> </u>		5						<u> </u>				<u> </u>	EE	<u> </u>		22
	25	印			1				폛	23		-					<b>*. ••••</b>		- 4			Ξđ		Ħ
11:11		121	1.			1				1		EF			-			_		ΞĒ		=		
		iii)	trai			11.2	Ξł		- 5			πł				1,221	=		- 1		-			
121			<u>14</u>	1111	<u> </u>		副	<b>1</b>		=	÷					-								=
	<u> </u>	191	411	Ш	ΞĒ	11.5								<u> </u>	-	-	_		-		<u>.</u>			
	폐	圕		Ē		E			围					53		24			ΞĪ		33	Ŧ		E
		Ē	ĿН	0	3				- 1	0.1									2				Ì	3

106.

## Gráfica 4,33



De las curvas obtenidas al graficar los valores de -los módulos de deformación contra la presión de confinamiento podemos concluir que efectivamente los factores condicionantes del comportamiento mecánico de las arenas son :

> La presión de confinamiento La compacidad de la arena

Las gráficas realizadas demuestran que los módulos -de deformación unitaria vertical descienden drásticamente al au mentar el confinamiento, en otras palabras, la rigidez de la -arena aumenta considerablemente. Este hecho, por sí solo, ---invalida cualquier método para calcular asentamientos en arenas que considere un módulo de deformación unitaria invariable para un estrato de profundidad media o mayor. Así mismo demuestra -la importancia de considerar la diferencia que habrá en el ase<u>n</u> tamiento de una zapata calculado en algún punto extremo con el asentamiento calculado en el punto central.

Analicemos ahora un poco la recuperación de las defor maciones. Si se hablara del comportamiento elástico de la arena tal y como se entiende para un material elástico ideal aparen temente el módulo elástico no debería de mostrar una dependencia del esfuerzo de confinamiento. En efecto, si se piensa que las deformaciones "elásticas" o recuperables de la arena se deben exclusivamente a la deformación individual de los granos el va lor del módulo elástico debería ser único para cualquier confinamiento. Sin embargo esto no ocurre según lo demuestran las - gráficas presentadas. Se desprende que hay otro orígen de ---deformaciones que es recuperable y que si depende del valor del confinamiento(recuérdense los comentarios respecto a la figura 4.3).

El Dr. Zeevaert acostumbra graficar los valores de --M_z con f_c en escala doble-logarítmica para tratar de ajustarlas a líneas rectas, en cuyo caso la función quedaría representada por:

$$M_z = C f_c^{-n}$$

Por lo menos para la arena empleada en esta prueba,-los valores graficados en escala doble-logarítmica resultan bas tante alejados de una línea recta para el caso de los módulos elastoplástico y plástico. Para el caso del módulo elástico -el ajuste es bastante convincente para cualquier estado de compacidad, como puede observarse en las gráficas siguientes.

De las pruebas triaxiales de deformación PTD también podemos obtener el valor de lo que se pudiera considerar como la relación de Poisson de la arena (ə). Para la explicación -de su obtención se ha elaborado el Anexo 4.A y los resultados se han representado en la Gráfica 4.37.

Parece ser que el valor de  $\vartheta$  es función de la presión de confinamiento únicamente en el estado suelto de la arena, en el que se puede observar claramente que su valor aumenta a me-dida que lo hace el confinamiento. Este es un comportamiento interesante pues si recordamos el rango de variación de  $\vartheta$  que es de :

Gráfica 4.34

110.



g aldetles

 $\mathcal{T}_{n_{1}n_{2}}^{n_{1}\dots n_{n}} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n_{n}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n_{1}\dots n$ 



O electo più: O pidatico

elestico

Gráfica 4.36

112.



¢

stestes

2 = 0.5 para materiales incompresibles

podemos pensar que el valor de aumenta con el confinamiento de bido a que existe un mayor contacto y número de contactos entre los granos a medida que el confinamiento aumenta consiguiendo con ello que la deformación axial repercuta más en la deforma-ción lateral. Cuando el confinamiento es muy bajo y la arena está muy suelta, existen gran cantidad de vacíos de manera que la deformación axial solo provoca cambio de volumen. Pareciera como si el efecto del confinamiento en la arena suelta fuera el de conseguir que trabajen una mayor cantidad de partículas dentro de la masa del suelo, aún conservando su estructura suelta.

Cuando la estructuración de la arena es mejor, es de-cir, en un estado medio o compacto, el efecto que el confina--miento ejerce sobre parece disminuir notablemente lo cual es razonable si consideramos que existe una mayor relación entre las partículas, relación que el confinamiento ya no puede superar.

Es muy notorio observar que ∂ aumenta de acuerdo a la estructura de la arena teniéndose:

0.075 ≤ २ ≤ 0.21

₹ # 0.32

Para arena suelta.

La deformación axial hace trabajar muy poco en sentido lateral a las partículas provocando casi única-mente deformación volumétrica.

Para arena media

La estructuración provoca que la deformación axial ya no solo sea - absorbida por cambio de volumen -sino que se presenta ya un impor-tante trabajo o desplazamiento lateral.

114.

Para arena compacta.

والمحادثة والمولية الروابي المراجع والمرومين وال

3

+ 0.45

La estructura es tan fuerte que -casi se acerca a un sólido incom-presible en el que casi toda la d<u>e</u> formación axial se disipa la tera<u>l</u> mente a volumen prácticamente con<u>s</u> tante.

Gráfica 4.37

-		-					-	_			-	-		-			-	-						
1						5. e.,				1.4														
							1111		55							<u>hr</u>	111	111						
		i 							_					-						9			1	
															-	<u></u>								
			_	-				-					-	Notes a			contra .			-			den	
	::;;	£:11											111		22		<u>0</u> .4			.37				
		Ŭ::																	ţ,	-	<u>.</u>	<u>1</u>		ΞĒ
									۴															
							1111		1211	ЩE							1111					EL.		
£3.P										977							*****		1111					
<del></del>						1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997 - 1997			<u></u>								1.11					22.7	:111	
																		****						
						<u></u>	:1:1					<u></u>							<u></u>					
								<u></u>			,		<u></u>				1111	1111	11:3					
									<u>1194</u>					4			dii				<u>111</u>			<u>1</u>
													ΞĒ	16			- TT					111		
			111												iiii				H.		191		11	
		đa	Шł.				-		15		<b>14</b> .)		Ш			HH.		H			HF:			
			1.44	Hit		i i	III				1141						11.,						TE I	
				111			1	211			11.1				111	ii ii			IH.	111	(j))	<del></del>	1111	111
		1111					1		1111							11.11				111		111		
÷							111	1111		H			1111 1111				誰		諎	111	17.17			
																		-						
<u>: 1: 1</u>		1214 2777				<u>;;;;;</u>										<u>111</u>	111						<u> </u>	
							ili:	1111				4	<u>ilii</u>			121		111	111		1	Ш	111	
-111	111	::::						titt	H	<u> i </u>		111	Ш	1177			iii:	111	111	1	1211	ti i i	Ξī	ΞĒ
				詽			ill!			ΗĽ			111			揺	拙		1		ĒH	끮		
				111			111				lii		i E i	16. 16.				1	<u>III</u>		ΞĒ		111	
						Ш.						ΞÌ							<u> 11</u>	177	īΞi			
					111				HH			131	Hil	1122	المحوز		ITE.	<b>H</b>	1111	if		44	111	
	: 102							1:11						1		111							171	1.11
÷		111					15						1					1111	-				T	
								11.1				1			1111									
											<u> </u>		1				<u>H</u> 12 (711)	1111	<u></u>			±11. - 11		
		1117					<u> </u>		1	<u>[]]</u>		::11	<u>.</u>		===						24	111	<u>п</u> .:	
.0.1			<u> </u>		111		j.										<u>11</u>	H						
111					100	مم	<u>nμ</u>		<u>131)</u>		111	512		::::		111	111	117	HE	HÉ	ΞH	111		
		4		و معدد	2					12							挝	計	iΕi				HE.	
				1							1						i i i					H.		H.
																						11:1	12-1	
ų.			1	1.11	111					111				1.1			Πu	er.	090	19	8 <b>4</b> (d	=	H.	
			t		1													4.08	ðnæ.		in pr	414		
		1	15	1								5	H.									=	τ,	
			1	H	H													#				<b>H</b> .		2
ra:	to the	t tat i	1	1::0	19	11112	trata	1177*	1	<b>.</b>	t H	1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 -							- 3	0-				t in the second second

#### ANEXO 4:A

### Obtención de la relación de Poisson a partir de los

datos recogidos de las pruebas triaxiales de deformación (PTD)

La relación de Poisson se define como:

						deformación	lateral
~		εν			ε _x		
4	 -		5	-		 	
		εz			εz	deformación	axial

de las PTD se sabe el valor de la deformación axial hasta el nivelde esfuerzos alcanzado, es decir,  $\varepsilon_z$ , para cada presión ---de confinamiento fc. El valor de la deformación lateral no puede determinarse de un modo directo, sin embargo, puede obtenerse indirectamente si se considera cierta la siguiente hipótesis:

> " la deformación lateral sufrida por la probeta debido -a la carga axial es uniforme en cualquier dirección y a lo largo de toda la probeta " o sea:



1	
_	
1	
i	G
i	
ŧ,	
ъ	
i	1 1
1	1
÷.	1
Н	μ μ
ł.	
21	1 1
L	

( La última parte de la hipótesis pudiera parecer un tanto alejada de la realidad pues podría pensarse que la restricción a la deformación lateral impuesta por los cabezales provocaría una distorsión en forma de "ba---rríl" en la probeta, sin embargo, para el nivel de es--

#### ANEXO 4:A

### Obtención de la relación de Poisson a partir de los

datos recogidos de las pruebas triaxiales de deformación (PTD)

La relación de Poisson se define como:

							deformación	lateral
5	-		εγ			ε _x	 	
•	-	~	εz	-	-	εz	deformación	axial

de las PTD se sabe el valor de la deformación axial hasta el nivelde esfuerzos alcanzado, es decir,  $\varepsilon_z$ , para cada presión ---de confinamiento fc. El valor de la deformación lateral no puede determinarse de un modo directo, sin embargo, puede obtenerse indirectamente si se considera cierta la siguiente hipótesis:

> " la deformación lateral sufrida por la probeta debido -a la carga axial es uniforme en cualquier dirección y a lo largo de toda la probeta " o sea:





(La última parte de la hipótesis pudiera parecer un tanto alejada de la realidad pues podría pensarse que la restricción a la deformación lateral impuesta por los cabezales provocaría una distorsión en forma de "ba---rril" en la probeta, sin embargo, para el nivel de es--

fuerzos alcanzado en las PTD las deformaciones son tan pequeñas que este efecto bien puede despreciarse, pues solo es notorio a niveles de esfuerzo muy altos ya cerca de la falla ).

Siendo así, en cualquier instante, el área de la sección transversal de la probeta estaría dada por:

$$Ac = \frac{Vc}{Lc}$$

 $Vc = V \circ - \Delta V$ Lc = L'o -  $\Delta L$ 

en donde:

Area corregida o área en ese instante, Ac ٧c Volumen corregido o volumen en ese instante. LC Longitud corregida o longitud en ese instante. V°o = Volumen inicial de la probeta después de aplicado el confinamiento. Cambio en el volumen de la probeta debido a la ---ΔV. aplicación de la carga axial, medido por medio de la bureta. 1.ºa = Longitud inicial de la probeta después de aplicado el confinamiento. ΔL Cambio en la longitud de la probeta debido a la --Ξ aplicación de la carga axial, registrado por el --

del área corregida podemos obtener el radio corregido :

....

$$Ac = \pi Rc$$
$$Rc = \sqrt{\frac{Ac}{\pi}}$$

extensómetro.

$$R^{\dagger}o = \sqrt{\frac{A^{\dagger}o}{TT}}$$

de tal manera que la deformación unitaria lateral puede obtenerse como :

$$\varepsilon_{X} = \varepsilon_{y} = \varepsilon_{r} = \frac{\Delta R}{R'o} = \frac{R'o - Rc}{R'o}$$

$$\varepsilon_{X} = \varepsilon_{y} = \varepsilon_{r} = \sqrt{\frac{A'o}{\pi}} - \sqrt{\frac{Ac}{\pi}}$$

$$\sqrt{\frac{A'o}{\pi}}$$

 $\varepsilon_{x} = \varepsilon_{y} = \varepsilon_{r} = -\sqrt{A'o} - \sqrt{Ac}$ 

finalmente

$$\hat{v} = - \frac{\sqrt{A'o} - \sqrt{Ac}}{\sqrt{A'o} \cdot \varepsilon_z}$$

todos estos valores, A'c, Ac y ⁶z pueden obtenerse de las PTD.

. Cálculo de 👌 para la PTD en estado suelto:

Para fc = 
$$0.250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\hat{\mathbf{v}} = -\frac{\sqrt{9.913} - \sqrt{9.917}}{0.00269} = 0.075$$

119.

Para fc =  $0.500 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$= -\frac{\sqrt{9.883} - \sqrt{9.889}}{0.00365} = 0.083$$

Para fc =  $1.00 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\hat{\nabla} = -\frac{\sqrt{9.833} - \sqrt{9.942}}{0.00382} = 0.120$$

Para fc =  $2.00 \text{ Kg/cm}^2$ 

. J

$$= -\frac{\sqrt{9.763} - \sqrt{9.786}}{0.00564} = 0.209$$

Cálculo de  $\overline{v}$  para la PTD en estado medio :

Para fc = 0.250 Kg/cm²  

$$\Im = -\frac{\sqrt{9.921} - \sqrt{9.944}}{0.00378} = 0.306$$

Para fc =  $0.500 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$= -\frac{\sqrt{9.912} - \sqrt{9.941}}{0.00377} = 0.306$$

Para fc =  $0.100 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\hat{\mathbf{v}} = \frac{\sqrt{9.905} - \sqrt{9.934}}{0.00443} = 0.330$$

Para fc =  $2.00 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\nabla = -\frac{\sqrt{9.879} - \sqrt{9.917}}{0.00602} = 0.319$$

Cálculo de  $\vartheta$  para la PTD en estado compacto:

Para fc =  $0.250 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\overline{v} = -\frac{\sqrt{10.128} - \sqrt{10.134}}{0.00146} = 0.203$$

Para fc =  $0.500 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\overline{v} = \frac{\sqrt{10.121} - \sqrt{10.145}}{0.00238} = 0.498$$

Para fc =  $1.00 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\hat{\mathbf{v}} = \frac{\sqrt{10.114} - \sqrt{10.141}}{0.00319} = 0.418$$

Para fc =  $2.00 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$\hat{\mathbf{v}} = \frac{\sqrt{10.103} - \sqrt{10.141}}{0.00400} = 0.470$$

### TEMA 5

121.

### APLICACIONES

En este capítulo se tratará de dar una explicación de la aplicación del método del Dr. Zeevaert para calcular asentamien tos en arenas (Capítulos 2 y 4). Se hace hincapié en que el -método está desarrollado para el caso de cimentaciones flexi--bles.

Como se recordará, en el capítulo anterior se mencionó la importancia de considerar la diferencia que habrá en el asentamiento de una zapata calculado en algún punto extremo con el calculado en el punto central; para explicar esta última afir-mación, se tratará de dar algunas ideas fundamentales sobre cómo afecta la rigidez de las áreas cargadas a la distribución de asentamientos y presiones en el suelo subyacente, para ello se analizarán los casos límites de áreas cargadas totalmente flex<u>i</u> bles o áreas cargadas infinitamente rígidas.

Consideremos en primer lugar el caso de un área uniformemente cargada y totalmente flexible (Ver figura 5.1). Debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada pasa al -suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme. Para un medio -en el cual la rigidez aumente con el confinamiento, el asenta-miento será menor en el centro del área cargada, en donde la -distribución de presiones es mayor en todas direcciones semejan do un aumento en el esfuerzo de confinamiento.

* Juárez B. Rico R., siempre y cuando el incremento de la rigidez sea mucho mayor que el incremento de esfuerzos verticales



Acontamiento de un drea fiexíbie en aresa Figura 5.1

Consideremos ahora que la carga se transmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida. En este caso es ---obvio que, por su rigidez, la placa se asentará uniformemente, por lo que la presión de contacto entre la placa y medio no --podrá ser uniforme. Comparando este caso con el anterior es -fácil ver que en un medio en el que la rigidez aumente con el confinamiento conduce a una distribución en la que la presión es máxima en el centro del área cargada y mínima en los extre-mos. (Ver Figura 5.2).

> Asentamienta de un óreo rígida en arexe Figura 5.2

La explicación del método del Dr.Zeevaert la haremos me-diante la utilización de un ejemplo sencillo de aplicación, el cual presentamos a continuación: Supongamos una superficie --cuadrada de 6m x 6m que transmite una carga uniforme de 30 ---ton/m² sobre un estrato de arena media. El conjunto puede considerarse totalmente flexible. (Ver Figura 5.3).



Problema propueste Figura 5.3

El desplante de la cimentación se hará a 2m de profundi-dad justo antes del nivel de aguas freáticas (NAF) como se ind<u>i</u> ca en la misma figura.

Se desea conocer los desplazamientos verticales que experimenta el suelo después de la excavación y después de colocar la carga sobre la cimentación. Para ello se analizarán los --puntos A, B y C de la cimentación mostrados en la Figura 5.4



Distribución de los puntos estudiodos Figura 5.4 Los parámetros representativos del estrato de arena son:

Hasta dos metros de profundidad se tiene:

De los dos metros a los diez metros de profundidad se --tiene:

> $Gw = 100\% \therefore \delta m_2 = 1.94 \text{ Ton/m}^3$  $\delta m_2 = (1.94-1) \text{Ton/m}^3$

Se tomaron muestras del estrato de arena y se realizaron pruebas triaxiales de deformación (PTD) sobre ellas. Los re--sultados son los que se muestran en el capítulo cuatro para la arena en estado medio de compactación.

Mediante la aplicación de la fórmula .....

 $s = \overline{M}_z \cdot \Delta f_z \cdot h$  ..... (5.1)

en donde:

$$\overline{M}_{Z} = \begin{bmatrix} 1 - \sqrt{\frac{Mh}{Mz}} & \frac{\Delta f x + \Delta f y}{\Delta f z} \end{bmatrix} M_{Z} \qquad (5.2)$$

estado final de carga y/o des-carga. (La forma de calcular-los se explica en el Anexo 5-A)

M_n = Módulo promedio de deformación unitaria horizontal.

M_z = Módulo promedio de deformación unitaria vertical.

### h = espesor del estrato

se obtiene el desplazamiento vertical de un estrato. Debido a que en esta fórmula se usan valores promedio de deformación la aplicación de Estas es más confiable mientras más pequeño sea el espesor h del estrato. Esto nos lleva a idealizar dentro -de un estrato de espesor h considerable, una subestratificación para así obtener esa precisión deseada.

De manera que si se tiene el caso de un suelo estratific<u>a</u> do o idealizadamente estratificado el desplazamiento vertical total será la suma de los desplazamientos de todos los estratos compresibles o sea:

 $s_{T} = \Sigma \overline{M}_{z_{1}} \cdot \Delta f z_{1} \cdot h_{1} \cdot \dots \cdot (5.3)$ 

Para el ejemplo planteado el espesor compresible es de --8m. Se dividirá en 4 subestratos de 2m cada uno como se mues-tra: (Ver figura 5.5.)



### Solución

Durante todo el proceso de carga en el suelo se desarro-llan 3 diferentes etapas que corresponden a 3 diferentes esta-dos de esfuerzo:

La primera etapa se refiere al suelo antes de efectuar la excavación para la colocación de la cimentación. Esta etapa corresponde al estado de reposo del suelo. (Ver figura 5.6)

La segunda etapa comprende desde el momento en que se --inicia la excavación hasta antes de la colocación de la sobre-carga. En esta etapa se producirá la expansión del suelo por efecto de la descarga efectuada.

La tercera etapa se inicia al momento de la colocación -de la sobrecarga y provocará el asentamiento del suelo.



Etapga dal procaso

de coroa

El asentamiento al final del proceso será :

$$S_{i} = S_{(-)} + S_{(+)} \dots (5.4)$$

(Como la permeabilidad de la arena es muy grande los es--fuerzos con los que se trabajara en todo momento serán "esfuerzos efectivos".)

Estado de esfuerzos 1:

Se calculará el estado de esfuerzos en el punto medio de cada subestrato bajo cada uno de los puntos A, B y C de la ci--mentación (Ver figuras 5.4 y 5.5)

Para ello:  $fz = \frac{3}{m_1}Z_1 + \frac{3}{m_2}Z_2 = (1.72 \text{ Ton/m}^3)(2m) + (1.94 - 1)Z_2 = 3.44 + 0.94Z_2$ 

 $f_{\mathbf{X}} = f\mathbf{y} = Ko \ fz \quad \dots \quad \text{se tomará Ko} = 0.5$  $f_{\mathbf{C}} = \frac{f_{\mathbf{X}} + f_{\mathbf{y}} + f_{\mathbf{z}}}{3}$ 

	PUNTO	A	, B	y C	
Z2	ESTRATO	fzi	f1,	f ₇₁	1.
1	I	4.36	2.19	2.19	2.92
3	n	6.26	3.13	3.13	4.17
5	111.	0.14	4.07	4 07	5.4 3
7	IX.	10.02	5.01	5.01	6.69

Tabla 1.Estado de esfuerzos en el suelo (Ton/m²) en la primer etapa. Estado de esfuerzos 2:

Se calculará la variación en los esfuerzos debido a la -cescarga considerando a la excavación como una sobrecarga nega-tiva, colocada a partir de los 2m de profundidad.

 $w_{(-)} = 5m_1 \times Z_1 = 1.72 \times 2 = 3.44 \text{ Ton/m}^2$ 

El procedimiento seguido para el cálculo de los esfuer--zos se detalla en el Anexo 5.A.

۵ ₁₋₂	PUNTO		4	7			(	B			(	>	
Z2	ESTRATO	۵f ₂ ۱-2	۵.۴×۱-2	∆f _{y1-2}	Δ1. 1-2	Δ1 ₂ 1-2	Δ† _x 1-2	41y1-2	Δf _e 1-2	Δf, 1-2	Δf ₁ 1-2	۵٩ _{, 1-2}	Δ1 ₆ 1-2
I	I	3.36	1.57	1.57	2.17	1.63	0.89	0.93	1:17	0.86	0.54	0.54	0.65
3	п	2.41	0.31	0.31	1.01	1.38	0.20	041	0.66	0.80	0.27	0.27	045
5	IL	1.47	0.04	0.04	0.52	0.96	0.03	0.16	0.39	0.67	0.12	0.12	0.30
7	IV	0.92	٥	ò	0.31	0.70	0	0	0.23	0.53	0.05	0.05	0.21

TABLA 2. Variación en los esfuerzos debido a la descarga (Ton/m²)

(Los valores de la tabla 2 tienen signo negativo)

El estado de esfuerzo 2 será la suma algebraica de los -esfuerzos en la etapa 1, más la variación de los esfuerzos con-signada en la tabla 2.

2	PUNTO			4			E	3				3	· · ·
12	ESTRATO	*= 2	† _{* 2}	1 ₃₂	fe 2	f _z z	frg	\$y2	1e 2	** R	f, 2	4, ₂	102
1	x	1.02	0.62	0.62	0.75	2.69	1.30	1.26	1.75	3.52	1.85	1,65	2.27
3	ЭĽ	5.63	2.82	2.82	3.19	4.88	2.95	2.72	3.51	8.46	2.86	2.88	3.72
\$	SI	6.67	4.03	4.03	4.91	7.16	4.04	3,91	5.04	7.47	3.95	3.95	5.13
7	rit	9. 30	5.01	5.01	6.87	9.32	5.01	S. 01	0.45	9.49	4.95	4.96	6.67

TABLA 3. Estado de esfuerzo en el suelo en la  $2^{\circ}$  Etapa (Ton/m²)

Estado de esfuerzos 3:

Se calcularála variación en los esfuerzos debido a la so--. brecarga provocada por la cimentación, colocada a partir de los 2m de profundidad:

$$w_{(+)} = 30 \text{ Ton/m}^2$$

Δf ₂₋₃	PUNTO		ŀ	1			E	3			c	;	
22	ESTRATO	∆¶ ₁ 2-3	Δf _{x2-3}	∆1 ₁₂₋₃	1c2-3	۵f ₂ 2-3	Δ4, ₂₋₃	۵۴ ₅₂₋₃	∆1c2-3	∆1, ₂₋₃	Δ4 _{*2-3}	∆1 ₅₂₋₃	Δ1c2-3
1	r	29.29	13.70	13.70	18.89	14.70	7.72	0.13	10 - 21	7.47	4.73	4.73	5.64
3	I	21.03	2.74	2.74	9.64	12.00	1.76	3.57	5.76	6.97	2.28	2.30	3.91
5	II	12.03	0.37	0.37	4.52	0.59	0.28	1.42	3.43	5.52	1.06	1.06	2.67
7	IT	6.04	۵	o	2.69	6.08	0	0.54	2 . 21	4.65	0.44	0.44	1.85

TABLA 4, Variación en los esfuerzos debido a la sobrecarga (Ton/m²)

El estado de esfuerzos 3, será la suma algebráica de los esfuerzos en la etapa 2, más la variación de los esfuerzos con--signada en la Tabla 4.

130.

3	PUNTO		A	1			8	}			c		
Zz	ESTRATO	f13	f, 3	1, 3	4°.	1.3	f*3	1,3	fe3	f _{as}	f, 3	l _{p3}	fc3
1	r	30.31	14.32	14.88	19.64	17.47	9.02	9.39	11.96	10.99	8.38	8.30	7.91
3	T	24.68	9,59	5.58	12.00	16.40	4.69	6.29	9.29	12.43	3.24	9.24	7.63
5	T	19.50	4.40	4.40	9.45	16.73	4.32	5.33	6.47	13.35	5.01	5.01	7.20
7	TE	17.14	5.01	5.01	9.35	13-40	5.01	5.50	6.66	14.15	5.40	3.40	8.32

TABLA 5. Estado de esfuerzo en el Suelo en la 3a. Etapa (Ton/m²)

## Cálculo de las expansiones

Se calcularán las expansiones que sufre el suelo para --cada estrato y bajo cada uno de los 3 puntos de la cimentación por medio de la formula (5.5)

 $s_{t-1} = Mz_e$  .  $\Delta fz$  . h ....(5.5)

En donde:

$$\overline{M}z_{e} = \begin{bmatrix} 1 & -\overline{\gamma} & \frac{Mh_{e}}{Mz_{e}} & \frac{\Delta fx + \Delta fy}{\Delta fz} \end{bmatrix} Mz_{e} \dots \dots (5.6)$$

- Δfx,Δfy,Δfz .... tomados de la tabla 2 para cada estrato y bajo cada punto
  - .... tomado de la gráfica 4.37 para la arena en estado m<u>e</u> dio, o sea = 0.325

## 1 .... espesor de cada estrato, en -este caso h=2m

Para obtener el valor de Mz_e haremos uso de las tablas --1 y 3 de este capitulo y de la gráfica 4.35 del capitulo 4. El Dr. Zeevaert recomienda emplear un valor de Mz correspondiente a un esfuerzo de confinamiento intermedio entre el estado de --esfuerzos inicial y el estado de esfuerzos final de una etapa de carga. Para ello:

Se toma el fc₁ de la tabla 1 y se anota en la gráfica ---4.35, en seguida se toma el fc₂ de la tabla 3 y se anota en la misma gráfica. Entre ambos fc se toma el valor intermedio que se proyecta a la curva  $Mz_e$  - fc obteniéndose un valor medio de - $Mz_e$ . Con este valor de  $Mz_e$  se obtiene, por medio de la fórmula (5.4) el valor de  $Mz_e$ . Con este valor y con la fórmula (5.3) -se obtiene la expansión parcial de cada estrato. Los cálculos y resultados de este procedimiento están vaciados en la tabla 6.

TABLA 6. Cálculo de Expansiones

Punto "A"

S1-1 A	Levantamiento del punto A por excavación										
· A	f _{c1}	te 2	Mre	Ŷ	Mh /Mg	Ara + Ary	M ₂	Δf21-2	h	8	
ESTRATO	to/cra2	kg/em ²	en ² /19				cm ² /19	ug/ca ²	63	C as	
I	0.292	0.075	0.0024	0.325	1	0.93	0.00167	0.336	200	0.11	
n	0.417	0.316	0.0017	ંશ	11	0.26	0.00156	0.241	- 11	0.08	
m	0.543	0.491	0.0015	11	n	0.05	0.00148	0.147	11	0.04	
W	0.668	0.567	9.0013	u	u	0.00	0.00130	0.092	н	0.02	
					,	······································	<u>1 </u>		Z	= 0.25	

Punto "B"

5.	Le	Levantamiento del punto B per exodvación											
-\-'B	1,01	fe 2	Mra	11 <b>.</b>	Uhe/Wre	$\frac{\Delta f_H + \Delta f_T}{\Delta f_R}$	Mra	6121-2	••••• •••	6			
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	em²/kg				em ² /19	kg/cm ²	6Q	¢ 23			
I	0.292	0.175	0.00215	0.325	. 1	1.08	0.00140	0.169	200	0.09			
E	0.416	0.351	0.00165	64	"	0.44	0.00141	0.136	200	0.04			
m	0.543	0.504	0.00150	IĽ.	p	0.19	0.00141	0.038	200	0, 03			
IF.	0.565	0.645	0.00130	t‡	- 17	0.00	0.00130	0.070	200	0.02			
	£			l				(	5.				

# Punto"C"

s	Le	vantami	lento	dəl	punto	¢	por	excavación			
- (-)C	fe,	fc2	Mza	\$	Mae/Mae	At + Aty	Mz.	Δ1 ₂₁₋₂	h	S	
ESTRATO	kç/cm²	kg/cm ²	cm ² /ag				cm ² /kg	ha/ca2	C 10	C t9	
2	0.292	0.227	0.0020	0.325	I	0.194	0.00187	0.026	200	0.03	
XI.	0.417	0. 372	0.00165	н	4	0.048	0.00181	0.000	n	0.03	
<b>M</b> .	0.543	0.613	0.00140	84	H	0.036	0.00134	0.067	ji ji	0.02	
IJ	0.669	0.6.47	0.00130	Eļ	-	0.019	0.00129	0.053	8	0.01	
		*******							٠Σ	- 0.09	

### Cálculo de los Asentamientos

El mismo procedimiento seguido para el cálculo de las -expansiones es válido para el cálculo de los asentamientos, es decir:

 $s_{(.)} = Mz_{eD}$  .  $\Delta fz$  . h .... (5.7)

en donde:

 $\overline{M}z_{ep} = \begin{bmatrix} 1 - \overline{\vartheta} & \frac{Mh_{ep}}{Mz_{ep}} & \frac{\Delta fx + \Delta fy}{\Delta fz} \end{bmatrix} \overset{Mz}{} ep \dots (5.8)$  $\frac{Mh_{ep}}{Mz_{ep}} \dots se \text{ considerar a igual a 1}$ 

- ∆fx,∆fy y∆fz .... se tomarán de la tabla --4 para cada estrato y --bajo cada punto.
  - ↓ .... tomado de la gráfica ----4.37 para la arena en estado medio, = 0.325.
    - .... espesor de cada estrato, en este caso h = 2m.

Para calcular Mz_{ep} se usarán las tablas 3 y 5 de este -capítulo y la gráfica 4.35 del capítulo 4, y de forma similar a como se explicó anteriormente se obtiene el valor de  $\overline{Mz}_{ep}$  ---Con este valor y con la fórmula (5.5) se obtiene el asentamiento parcial de cada estrato. Los cálculos y resultados de este procedimiento están vaciados en las tablas 7.

h

Punto "A"

S(+)A	Asentamiento dal punto A debido a la s									lobrecarga	
	t _{c z}	fe3	Mzep	Ð	Maep	1, + 0+, 01x	Mzop	Δf, 2-3	h	3	
ESTRATO	kg/em ²	kg/cm ²	cm ² /to				cm ² /10	kg/cm ²	¢m	C an	
X	0.075	1.954	0.0029	0.325	t .	0.94	0.00201	2.93	200	1.18	
n	0.316	1.200	0.0035	51	- ja	0.26	0.00520	2.10	15	1.34	
E	0.491	0.943	0.0037	-1	Ŀ	0.06	0.00360	1,28	13	0.92	
1¥.	0.667	0.935	0.0034	**	u	0.00	0.0034	0.80	u	0.54	
<b></b>	A.,								Σ	= 3,95	

<u>Punto "B"</u>

s,.,)	As	entamien	to del	punto	8	debi da	) a	la sol	brecarga	
	f, 2	1 e3	Mrep	Ŷ	Maspitzap	At + Aty	MILep	A122-3	ħ	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm²	am ² /Rg				cm ² /kg	rg/cm ²	¢m	cm
I	0.175	1. 19 6	0.0038	0. 325	ı	1.07	0.00246	1.470	200	0.73
ĩ	0.351	0.929	0.0040	n	н	0.44	0,00345	1.200	. н	0.82
n	0.504	0.847	0.0036	10	H	0.20	0.00333	0.859	IJ	0.61
Y.	0.645	0.866	0.0035	и	11	0.09	0.00340	0.608	ø	0.41
									5:	= 2.57

<u>Punto "C"</u>

s(+)c	Asentamiento del punto C debido a la								sobrecorga	
	fe2	te3	Haiep.	Ş	Hasphizes	Afz + Afy Afz	W 200	Δf22-3	h	9
ESTRATO	kg/cm ²	tg/cm ²	ca ^Z /to				cm ² /kg	kg/cm ²	¢ m	¢m
I	0.227	0.791	0.0047	0.325	•	1.270	0.00276	0.747	200	0.41
n	0.372	0.763	0.0044	n	24	0.60	0.00343	0.697		0.45
II	0.513	0.780	0.0039	<b>H</b> .	u	0.36	0.00344	0.000	11	0.40
IZ	0.847	0.032	0.0036	ч	ų	0.19	0.00338	0.46 6	ti	0.31
									Σ	= 1.60

Tabla 7

### Finalmente

El asentamiento final bajo el Punto "A" será :

$$s_{f_A} = \frac{s_{(-)A}}{1-1} + \frac{s_{(+)A}}{1-1}$$
  
= -0.25cm + 3.98cm  
= 3.73.cm

El asentamiento final bajo el Punto "B" será :

st ₀ =	S(_ )B	+	⁰ (+) B
#	-0.14	+	2.57
	<u>2.43cm</u>		

El asentamiento final bajo el Punto "C" será :

$$s_{ic} = s_{(-)c} + s_{(+)c}$$
  
= -0.09 + 1.60  
= 1.51cm

Se presentan a continuación las relaciones que existen en tre los asentamientos de los puntos "A" y "B" con respecto al -- punto "C" de la cimentación.

$$\frac{s_{f_{A}}}{s_{f_{C}}} = \frac{3.73}{1.51} = 2.47 \doteq 2.5$$

$$\frac{s_{f_{B}}}{s_{f_{C}}} = \frac{2.43}{1.51} = 1.61 \doteq 1.6$$

ANEXO 5.A

Obtención de la distribución de esfuerzos

en la masa del suelo

Objetivo:

En este anexo se pretende dar un procedimiento sencillo para calcular la distribución teórica de los esfuerzos aplicados en la superficie de una masa de suelo, con la ayuda de una calc<u>u</u> ladora programable. Se entenderá por distribución teórica de -los esfuerzos el conjunto de valores  $\Delta fz$ ,  $\Delta fx$  y  $\Delta fy$  que en cada punto de la masa del suelo se genera al aplicar en la superficie del medio una carga uniformemente distribuida sobre un área fi-nita.

Introducción :

Para calcular los incrementos de esfuerzo que una nueva condición de carga impone a la masa de suelo generalmente se hace uso de la solución de Boussinesq, que fue desarrollada para un medio semi-infinito, linealmente elástico, homogéneo e isó--tropo. Es evidente que el suelo no es homogéneo pues sus propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de su masa ni isótropo, pues en un punto dado esas propiedades varí--an, en general, en las distintas direcciones del espacio.

La fórmula de Boussinesq para incrementos de esfuerzos -verticales es aplicable únicamente a masas de suelo isotrópicas. Para tomar en cuenta el efecto de la estratificación del suelo, Mestergaard (1938) desarrolló uma solución asumiendo que el suelo está restringido a cero deformación lateral pero libre de defor-
marse en la dirección vertical. En la práctica esto es sólo --parcialmente cierto cuando una masa de suelo está reforzada por numerosas capas rígidas de arena cementada con un muy bajo módulo de deformación horizontal.

En 1942, Fröhlich investigó la distribución de esfuerzos, satisfaciendo las condiciones de equilibrio estático, y propuso una fórmula para calcular los incrementos de esfuerzos vertica-les debido a una carga concentrada en la superficie de un medio semi-infinito, elástico y anisótropo en el que el módulo de ---deformación varía al aumentar el esfuerzo de confinamiento.

Un análisis comparativo de los tres estudios indica que la solución de Boussinesq está aproximadamente intermedia entre la solución de Westeergard y la solución de Fröhlich. En la naturaleza, las masas de suelo comúnmente se encuentran con ambas propiedades, esto es, están estratificadas y los módulos de de-formación decrecen con la profunidad. De aquí que la solución de Boussinesq representa, empíricamente, una aproximación más -cercana a las condiciones reales del subsuelo.

Como se ve, el problema de la determinación de la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, dista mucho de haberse resuelto satisfactoriamente. Las soluciones que han tratado -de ajustarse a las condiciones naturales de los suelos resultan, en muchos casos, menos aplicables que las soluciones totalmente teóricas.

A pesar de lo anterior, en muchos casos prácticos, las -distribuciones de esfuerzo que se obtienen mediante la aplica--ción de la teoría de Boussinesq han resultado satisfactorias en sus confrontaciones con mediciones realizadas en depósitos naturales. Sin embargo, los desplazamientos calculados bajo las mi<u>s</u> m s hipótesis de homegeneidad e isotropía se desvían definitiv<u>a</u> mente de los observados, por lo que, en Mecánica de Suelos se ha seguido un procedimiento muy especial: desarrollar métodos propios para el cálculo de las relaciones esfuerzo-deformación y -calcular los asentamientos a partir de distribuciones de esfuerzos tomadas de la teoría de la elasticidad. Como ejemplos de -tal proceder se tiene el cálculo de asentamientos por consoli--dación en estratos de arcilla por medio de la teoría de Terzaghi y el cálculo de asentamientos en arena del Dr. Zeevaert.

### Descripción del programa

El programa calcula la distribución de esfuerzos en cualquier punto <u>debajo</u> de una cimentación rectangular uniformemente cargada apoyada sobre un medio semi-infinito y elástico con base en el planteamiento de Boussinesg para una carga concentrada ---



y resuelto para un área finita por V.G. Korotquin. Este investigador encontró que si el punto donde se requieren conocer los -incrementos de esfuerzo se encuentran en la vertical que pasa a través del angulo del plano, es decir, x = y = 0, entonces las expresiones para las componentes de la tensión se escriben de la siguiente manera

$$\Delta \mathbf{f}_{s} = \frac{\omega}{2\pi} \left[ \frac{mn(m^{s} + 2n^{s} + 1)}{(m^{s} + n^{s})(n^{s} + 1)\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}} + \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}} \right];$$

$$\Delta \mathbf{f}_{s} = \frac{\omega}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{mn}{(m^{s} + n^{s})\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}} - \operatorname{arctg} \frac{n\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}}{m} + (1 - 2s) \left[ \operatorname{arctg} \frac{1}{m} - \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}}{mn} \right] \right\};$$

$$\Delta \mathbf{f}_{s} = \frac{\omega}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{mn}{(1 + n^{s})\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}} - \operatorname{arctg} \frac{n\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}}{mn} + (1 - 2s) \left[ \operatorname{arctg} m - \operatorname{arctg} \frac{m\sqrt{m^{s} + n^{s} + 1}}{m} \right] \right\};$$

139

Siendo: m = L/B la longitud relativa n = z/B la profundidad relativa

Estas expresiones representan la solución para un problema volumétrico, es decir, en el que la relación L/B sea menor que 3.

Para obtener los incrementos de esfuerzo en cualquier pun to, en el programa se hace uso del método de los puntos angula-res. La idea de este método consiste en que si un plano cargado se divide en rectángulos, las tensiones en un punto, el cual es común para todos los rectángulos, equivalen a la suma de los esfuerzos que surgen en ese mismo punto, a causa de la acción -de cada rectángulo cargado. Partiendo de eso, el plano que so-porta una carga uniformemente distribuída se divide en rectangulos de tal manera que el punto en el que se determinen los es---



TITLE	PAGEOF	TI Program	nmable	Jan.
PROGRAMMER	DATE	Program	Record	48-
Partitioning (Op 17) 319.19	brary Module	Printer	Cards	

#### PROGRAM DESCRIPTION

Calcula la distribución de esfuerzos en cualquier punto debajo de una cinentación rectangular uniformerente cargada ajo, ada sobre un sedio semi-infinito y elástico con pase en el plantesaignto de Boussinesq resuelto por V.G.korotquin. Obtiene M, My J M, . Utiliza el método de puntos angulares. No admite valores de cero en la profundidad deseada del punto ouscudo pero lo resuelve usando valores pequeños. El planteamiento de korotquin es para un problema volumétrico :

> L y B son intercarbiables L/B ≤ 3

· · · · · ·	USCHIMSTHU	110113	1			
STEP	PROCEDURE	ENTER	1	PRESS		DISPLAY
1	Carbier el manego de grados e regianes	o	2nd	liad		0
2	Entrada de datos: largo	L	A			L
	ancho	B	R/S			<b>B</b>
	carga	W	R/S		1	w/2 m
	Foisson	4	R/S			1 - 22
	prot'un.	Z .	E			2
	coord.	x	B			x
3	Salida de los esfuerzos:	j y	C			61 ₂
				L L	a∕s	۵f _e
				L L	R/S	Δ1 ₈

USER DEFINED KEYS	DATA REGISTERS ( 🚧 🖽	🕱 ) – ¹ – – – – – – – – – – – – – – – – – – –	LABELS (Op 08)	•
∧ L	03 L	10 1	INV INT CE CAR	
8 <u>x</u>	t same a B	' b	17 1Ac) 510 PQ	Sc41 7
C J	1 x/2 T	2 m = l/b	( TCT ) ( ) ( ) ( )	G10 X
⁰ subrutina	3 1-23	n = z/b	Slat - ast +	0/3,
ŧ	4 B		****	
k	x	$5 n^2 + 2n^2 + 1$		
8	6 y	$f 1 + n^2$		<b>(3)</b>
C .	Δt _z	$n^2 + n^2 + 1$		<b>m</b>
۰.	δ Δf	* an		
t	λτ,	g	629 633	
FLAGS 0	1 2 3	4 3	s	5 9
THE BAR OF ATT LOUGH		and the second second second second second second second second second second second second second second second		1014 266-1

						PAGE	OF	TL	Proc	romma	ble JE
THLE								C	ndi	no For	m h
PROGRAMMER DATE COMMENTS											
LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LUC	COUE	0	CONNECTIO
		2nd	L			510				7	
		LDI				8				R/S	AF2
1 .		A 51940				STO				RCL.	
1 10		.0				0				8	
		Õ				9				R/S	Δf,
		K/ 5				RCL				RCL	
1.		510	B			5				С	
N		1				sto					A#
		R/S				1		1		R, S 2nd	m _y
		r ∔.	ω			0				1.51	
1	1	ŝ		1		no ₁		ł		D,	subritina
		anter : Descrit				6		1		RCL	
1.1.1		2110				STO				1	
1° .		-				1				2nd	
1.		STL				ະ ເມລ				X#t	
1. 1		0			-	n				. 3	
		H / 5				aCL				0.	
			>			0				RCT.	
1.		2				1				1.013	
	· .	+/-				RCL				1	and the second
100		+				0				2nd	
		۲. در				6	1. A. A. A.			X=1	
1		STO									
		0				STO				7	
1		3				1		[		RCL.	
		R/S 2nd		1		SBR				1	
		1.h1				D		ł		0	
· .	1 · · ·	Б				HCL				RCL	
		STO				<u> </u>				1	
	(	0								1	
		×/S				RCL					
1	· .	2nd	x	1		0		1		STC	
1		Lol		1		2				2	
1		B		1		STO	1.45			RCL	
	1	STO			.	1		l		0	1. a. 1997
1		5				0				4	
		R/S				SBR				FC1	
1		2nd	x			D First		1.		1	
		1.51				O .		1		1	
	1	RTO		1		6			а. — ^н	5 0,70	
		0	[			STO		ļ		AFROED COL	IFS
1.13	· ·	6				1		62 8		72 110 123	83 216 223
		0		<b>1</b>		SBR		63 E		73 RG. 53	92 INV 500
		STO				Ð			TEXA	SINSTRE	MENTS
1		ž				RCL		1		TAL METOR AT	10

. 19/7 lexat mathements incasporated

141.

										142
						PAGE	OF	TI Proc	orammo	ble Jan
THLE								Con	nn Fri	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
PROG	RAMA					DATE				COLLESITE
LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC CODE	7	COMMENTS
		1		1	[ ]	RCL			ve	
		BCL				1			ī	
		2		1		÷			RCL	
- 	-	x²	د این ۱۹۹۰ - ۲۰۰۹ میر برونیس			RCL	ine entre s	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	3	n an an an an an an an an an an an an an
- 3		HCL	ال معرف من المراجع ال المالية المراجع الم	-		6			÷ RCL	
		1				ECL.		5	1	· · · · · · · · · · · ·
		x ²	یں۔ 1 1 معر			1	an an an an an an an an an an an an an a			
	(	<b>9</b> 5700				JX.			RCL	and the second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second second sec
-		. 1		-					7 -	
		4	n an an an an an an an an an an an an an			RCL	n na na na na na na na na na na na na na		IF	•••• 1.5 · · · · · · · · · ·
		1				1	ын н Т		Inv	
		STO	and a second second second second second second second second second second second second second second second				n an an an an an an an an an an an an an		2nd tan	
		1				HCL 1			+	and a second second second second second second second second second second second second second second second
		, 1. <b>1</b> . <b>1</b>	ang sa kanananan			3	······		RCL	
		RCL	an An an an an an an an an an an an an an an			NCL	inter and			and the second second
		3, -	a anna an t-an t-an t-an t-an t-an t-an	1		1		11	X	
				- · · ·		JE.		n na na sana sa sa sa sa sa sa sa sa sa sa sa sa sa		······································
		STO				) 		-	1	1
		1	an - Const			2nd			2	
		hCl,				Tan	2 - 1 - 1 - 1 - <del>1 - 1 - 1 - 1</del>		5	ده د به میران مربقه با
		_ 1				x	ана се се се се се се се се се се се се се		Inv	
<b>1</b> . 9:		x ²				RCL O	a segura de la composición de la composición de la composición de la composición de la composición de la compos		tan	
1 ¹	-	<b>1</b>	n an eile an the second second second second second second second second second second second second second se	1		2				алан айсан олон олон олон олон олон олон олон ол
		STO	ал (1) С			SUM	••••	7	RCL	
		1				0			17	
	2.20	0 100		l sant		2nd			VE	
	^ . 	<u>1</u>		-		. <b>.</b> .			RCL	
<b>.</b> ,	. <b>.</b>	Z X				5			1	
		RCL	n an an an an an an an an an an an an an	1 - 1		RCL			) )	1 m 1 m 1 m 1 m 1 m 1 m 1 m 1 m 1 m 1 m
5		3	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	t		1	n i Juan a in a in a in a in a in a in a in a		Inv 2nd	
		970					an an an an an an an an an an an an an a		tan	
1		1				RCL		<u> </u>	MERGED COL	DES
						1 4	• • • • • •	62 (C) (C) (C) (C) (C) (C) (C) (C) (C) (C)	72 510 100 73 100 100	83 (773) (273) 84 (273) (273)
		RCL				ECL.		64 63 63	7453 2	92 WY SH
1-:	+ -	5		1	<u> </u>	1		I EXA	INCORPORAT	TI-84(3)

C. LALL Locar Authorities Parachersters

							,	
TITLE				PAGE	OF	TI Proc	vionme	h = 143
						CAL	nonnic na <b>Er</b> e	
PHOGHAMM		COMPRENTE	Luce loopel	DATE	COUNTE		Nev I VI	CONTENTE
	RE 1 88	COMMENTS		tan	COMMENTS		KC1	COMMENTS
	X RCL			ī				
	U 2			RCL				
	4. 34			2				
	SUM O			RCL				
	8 2nd			1				
	77			₹.				
	4			RCL				
	RCL			1				
- 	1			) Text			-	
	÷			2nd				
	1			)				
	6 ÷	с. С		# X				
	RCL			RCL				
	7			2			•	
				SUK				
	( RG1.	· — ·	n ¹	. O				
	1			Inv				
	x	· · · · · · · ·		ODIC				
	RCL							
- I	÷ #C1							
	1							
	)	ایت ² مراجع						
	Inv 2ng	· . 						
	tan						n An An	
	RCL							
	0 3				ļ		. · · · ·	
	<b>x</b> (							
	RCL					62 000 000	MERGED COL	0ES 83 cro 123
	2						73 ma	84 (53) (53) 97 mil 561
	Inv 2nd					TEXA	S INSTRI	MENTS
"B"." Tests ("st." "ber	the state of the state of the							- 14191

#### CONCLUSIONES

144.

Consideramos que el método del Dr. Leonardo Zeevaert para el cálculo de asentamiento de cimentaciones superficiales desplantados en arenas, abre un nuevo camino de investigación para resolver satisfactoriamente un problema que solo había --sido soslayado por otros investigadores, ya que él ha introdu-cido la fundamentación teórica como base de su método como se -vió en el Tema 2.

Asimismo asigna una nueva función a las pruebas triaxiales. Comunmente se han empleado éstas solo para determinar la resistencia de un suelo, pero ahora pueden ser usadas tam--bién para calcular la deformabilidad del suelo como se pudo --apreciar en los Temas 3 y 4 (Ver Pruebas Triaxiales de Deformación PTD).

La aplicación del método a problemas de cimentaciones superficiales, como se vió en el Tema 5, es bastante sencillo una vez que se conocen los parámetros de deformabilidad del --suelo (Los Mz), obteniendose resultados bastante aceptables.

La parte modular de todo el trabajo gira alrededor de la obtención del "Nódulo de Deformación Unitaria Mz" para diferentes condiciones de Campo.

## BIBLIOGRAFIA

FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS

LEONARDO ZEEVAERT Van Nostrand Reinhold, 1973

2.- MECANICA DE SUELOS

1.-

T.W. Lambe R.W. Whitman Massachusetts Institue of Technology, 1969

3.- SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE

KARL TERZAGHI R.B. PECK New York. John Wiley and Sons, Inc. London Chapman and Hall, Ltd. 1948

4.- TEORETICAL SOIL MECHANICS

KARL TERZAGHI New York 1943

# MECANICA DE LOS SUELOS EN LA PRACTICA DE LA GEOLOGIA ---Aplicada a la ingenieria

R.E. DASHKO A.A. ILAGAN Mir. Moscú 1980

6.- MECANICA DE SUELOS

5. -

JUAREZ BADILLO RICO DORIGUEZ LIMUSA MEXICO 1980

7.- INTRODUCCION A LA MECANICA DE SOLIDOS

EGOR P. POPOV LIMUSA MEXICO 1980

8.- MANUAL DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SARH