

01163
les.
5



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES
FACULTAD DE INGENIERIA

SECCION DE MECANICA DE SUELOS

Por la presente se autoriza al ingeniero EUGENIO RAMIREZ RODRIGUEZ para que desarrolle la tesis intitulada "Comportamiento de un Suelo Granular a Altas Presiones de Confinamiento", bajo la supervisión del profesor Raúl J. Marsal, como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro en Ingeniería en Mecánica de Suelos.

Dicha tesis deberá desarrollarse en forma continua en un plazo no mayor de un año contado a partir de la fecha de la presente; cualquier interrupción deberá comunicarse por escrito al Jefe de esta Sección.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd Universitaria, 6 de diciembre de 1978
EL JEFE DE SECCION,

M en I J. Abraham Díaz Rodríguez

JADR/roo

FALLA DE ORIGEN

1980



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

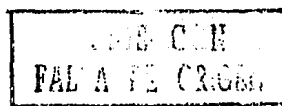
DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

COMPORTAMIENTO DE UN SUELO GRANULAR
A ALTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO

EUGENIO RAMIREZ RODRIGUEZ



1980

INDICE

| | Pág. |
|--|------|
| SÍMBOLOS | i |
| LISTA DE FIGURAS | iv |
| LISTA DE TABLAS | vii |
| 1. INTRODUCCION | 1 |
| 1.1 Modificación de las propiedades mecánicas en enrocamientos y suelos granulares cuando se sujetan a altas presiones de confinamiento. | |
| 1.1.1 Descripción del fenómeno de rotura de partí- culas. | |
| 1.2 Objetivos | |
| 1.3 Algunos antecedentes | |
| 2. CAMARA DE COMPRESION PARA ALTAS PRESIONES | 14 |
| 2.1 Objetivos de la cámara | |
| 2.2 Descripción del aparato de ensayos | |
| 2.2.1 Componentes | |
| 2.2.2 Descripción de los componentes del aparato | |
| 3. CARACTERISTICAS DE LA ARENA ENSAYADA Y PRE- PARACION DE ESPECIMENES | 18 |
| 3.1 Arena utilizada | |
| 3.2 Formación de muestras | |
| 3.2.1 Montaje y saturación de las muestras | |
| 4. REALIZACION DE LAS PRUEBAS | 27 |
| 4.1 Compresión hidrostática | |

4.1.2 Resultados

4.2 Compresión triaxial consolidada-no drenada,
con medición de presión de poro

4.2.1 Resultados

| | | |
|----|------------------------|----|
| 5. | ANALISIS DE RESULTADOS | 39 |
| 6. | CONCLUSIONES | 53 |
| 7. | COMENTARIO FINAL | 56 |
| 8. | RECONOCIMIENTO | 58 |
| 9. | REFERENCIAS | 59 |

ANEXOS

FOTOGRAFIAS.

SIMBOLOS

 w_{k_i}, w_{k_f}

pesos (en %) retenidos en el tamiz k antes y después de la rotura de granos.

 n_g

parámetro que mide el porcentaje de rotura de granos (Peso de las partículas, en %, que ha sufrido rotura)

 n_a

resistencia a rotura de partículas

 η, λ

parámetros característicos de los materiales utilizados en la fórmula que define a P_a .

 F_{ij}

fuerza de contacto j del grano i

 σ_n

esfuerzo normal medio

 σ_D

esfuerzo normal medio de colapso (A. Vesic)

 e_i

relación de vacíos inicial

 ϕ_f

ángulo de fricción entre partículas

 ρ'

promedio geométrico del esfuerzo normal y cortante actuando en un plano arbitrario

 \bar{p}, \bar{p}^*

valor medio de las fuerzas de contacto calculado con el promedio geométrico del Esf. normal y cortante

 $\tau_{zx}, \tau_{zy}, \sigma_z$

esfuerzo cortante y normal actuando en el plano z .

 $v(\lambda)$

coeficiente de variación de las áreas sólidas intersectadas por un plano en un medio granular.

| | |
|--|--|
| C_u | coeficiente de uniformidad |
| $\gamma_{\text{mín.}}, \gamma_{\text{máx.}}$ | pesos volumétricos mínimo y máximo |
| $\frac{1}{3}$ | esfuerzo de confinamiento efectivo |
| w | contenido de humedad natural |
| D_r | densidad relativa |
| V, V_0 | volumen de una muestra de suelo |
| σ, σ_0 | esfuerzo isotrópico en una muestra de suelo |
| δ | "coeficiente de compresibilidad" (E. Juárez Badillo) |
| $-\Delta e$ | decremento total de la relación de vacíos en una muestra de arena sujeta a compresión hidrostática (experimental). |
| $-\Delta e^*$ | decremento de la relación de vacíos de una muestra de arena sujeta a compresión hidrostática con base en el tramo de "recompresión" de las curvas de compresibilidad |
| σ_1/σ_3 | relación de esfuerzos principales mayor y menor en prueba triaxial |
| $\bar{\sigma}_{oc}$ | esfuerzo octaédrico efectivo ($\bar{\sigma}_{oc} = \frac{\bar{\sigma}_1 + 2\bar{\sigma}_3}{3}$) en muestras cilíndricas |
| K_0 | coeficiente de presión de tierras en reposo ($K_0 = \sigma_3/\sigma_1$) |
| u | presión de poro en exceso de la hidrostática |
| u_t | presión de poro total ($u_t = u_c + u$) |

| | |
|-----------------|---|
| u_c | contrapresión en la fase líquida de la muestra |
| $a/(σ_1 - σ_3)$ | coeficiente A de Skempton |
| e_1, e_2 | relaciones de vacíos al inicio y al término de la fase de consolidación en prueba triaxial |
| $ε_a$ | deformación axial |
| $ε_v$ | deformación volumétrica |
| a'_v | coeficiente de compresibilidad ($a'_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_{cc}}$) en compresión triaxial con σ_1/σ_3 no controlado |
| a_v | coeficiente de compresibilidad en compresión unidimensional ($a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$) |
| d_n | diámetro nominal de las partículas (de un análisis granulométrico) |

LISTA DE FIGURAS

- 1.- Variación del histograma de tamaños en un suelo granular debido a la rotura de partículas.
- 2.- Correlación entre el coeficiente de variación de las superficies intersectadas, $v(A)$, y el coeficiente de uniformidad, C_u , para varios enrocamientos y suelos granulares.
- 3.a.- Cámara triaxial T - 3.6 - 2000
- 3.b.- Equipo de carga y de medición de cambios volumétricos.
- 4.- Relaciones $\frac{d_3}{d}$ vs. r_v para varios tipos de partículas.
- 5.- Curvas de compresibilidad ($\bar{\sigma}_3$ vs e) a escala natural. Pruebas Nos. 1 y 2.
- 6.- Curvas de compresibilidad a escala natural. Pruebas Nos. 3 y 4.
- 7.- Curvas de compresibilidad a escala natural. Pruebas Nos. 5 y 6.
- 5.b.- Curvas de compresibilidad ($\bar{\sigma}_3$ vs. e) a escala semilogarítmica. Pruebas Nos. 1 y 2.
- 6.b.- Curvas de compresibilidad a escala semilogarítmica. Pruebas Nos. 3 y 4.
- 7.b.- Curvas de compresibilidad a escala semilogarítmica. Pruebas Nos. 5 y 6.
- 5.c.- Compresión hidrostática. Log $\bar{\sigma}_3$ vs. Log e . Pruebas Nos. 1 y 2.
- 6.c.- Compresión hidrostática. Log $\bar{\sigma}_3$ vs. Log e . Pruebas Nos. 3 y 4.

- 7.c.- Compresión hidrostática. Log. $\bar{\sigma}_3$ vs. Log e. Pruebas Nos. 5 y 6.
- 5.d.- Curvas de compresibilidad ($\bar{\sigma}_3$ vs. e) a escala logarítmica. Pruebas Nos. 1, 2, 3, 4, 5 y 6.
- 8.- Distribuciones granulométricas antes y después de las pruebas de compresión hidrostática.
- 8.b.- Gráficas ΔW_k vs tamaño de partícula. (Antes y después de las pruebas de compresión hidrostática).
- 9.- Relaciones ϵ_{cr} vs. Tiempo (escala semilogarítmica) para los incrementos de carga Nos. 1 a 4 de la prueba de compresión hidrostática No. 7.
- 10.- Relaciones ϵ_{cr} vs. Tiempo (escala semilogarítmica) para los incrementos de carga Nos. 5 a 7 de la prueba de compresión hidrostática No. 7.
- 11 a
17.- Prueba de compresión hidrostática. Relaciones ϵ_{cr} vs Tiempo (escala natural) para 7 incrementos de carga ($\Delta \bar{\sigma}_3$), en la prueba No. 7.
- 18.- Compresión hidrostática. Relaciones ϵ_{cr} vs. $\bar{\sigma}_3$ (curva de compresibilidad), Prueba No. 7.
- 9.b.- Compresión hidrostática. Prueba No. 7. Relaciones e vs. Tiempo (escala semilogarítmica) para los incrementos de carga Nos. 1 a 7.
- 11.b a
14.b.- Prueba de compresión hidrostática No. 7. Relaciones e vs. Tiempo (escala natural), para los incrementos de carga Nos. 1 a 7.

- sibilidad (e vs. $\bar{\sigma}_3$).
- 19.- Compresión triaxial. Relaciones e vs. $\bar{\sigma}_{oc}$ en la fase de consolidación (Pruebas Nos. $\bar{c}u - 1$ y $\bar{c}u - 2$).
- 20.- Compresión triaxial. Relaciones e vs. $\bar{\sigma}_{oc}$ en la fase de consolidación (Pruebas Nos. $\bar{c}u - 3$ y $\bar{c}u - 4$).
- 21.- Compresión triaxial. Relaciones e vs. $\bar{\sigma}_{oc}$ en la fase de consolidación (Pruebas Nos. $\bar{c}u - 5$ y $\bar{c}u - 6$).
- 22 y
22.b.- Compresión triaxial. Trayectorias de esfuerzo (diagramas p vs q). Pruebas $\bar{c}u - 1$ y $\bar{c}u - 2$.
- 23 y
23.b.- Compresión triaxial. Trayectorias de esfuerzo (diagramas p vs q). Pruebas $\bar{c}u - 3$ y $\bar{c}u - 4$.
- 24 y
24.b.- Compresión triaxial. Trayectorias de esfuerzo (diagramas p vs q). Pruebas $\bar{c}u - 5$ y $\bar{c}u - 6$.
- 25 a
30.- Compresión triaxial. Etapa de falla. Relaciones ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs. ϵ_a , $\bar{\sigma}_3$ vs. ϵ_a , u vs. ϵ_a y A vs. ϵ_a . Pruebas Nos. $\bar{c}u - 1$ a $\bar{c}u - 6$.
- 30.b.- Compresión triaxial. Esfuerzo desviador vs presión de poro en la etapa de falla. Pruebas Nos. $\bar{c}u - 1$ a $\bar{c}u - 6$.
- 31.- Distribuciones granulométricas antes y después de las pruebas de compresión triaxial $\bar{c}u$.
- 32.- Fuerzas de contacto intergranulares en función de los esfuerzos macroscópicos máximos (\bar{p}^* vs. \bar{p}'). Compresión triaxial $\bar{c}u$.
- 33.- Relaciones entre el valor de rotura de granos (β_g) y el esfuerzo octaédrico máximo ($\bar{\sigma}_{oc}$)_{máx}. Pruebas de compresión hidrostática y triaxial.

LISTA DE TABLAS

- 1.- Indicadores de forma y resistencia a la rotura de partículas (arenas de Tarandacuao y Ottawa).
- 2.- Compresión hidrostática. Condiciones de prueba y esfuerzos máximos aplicados.
- 3.- Compresión hidrostática. Rotura de partículas (B_g) y valores de $-A_{e_{máx}}$.
- 4.- Compresión triaxial $\bar{\sigma}_v$. Condiciones iniciales de las pruebas.
- 5.- Compresión triaxial $\bar{\sigma}_v$. Principales resultados y condiciones de ensaye.
- 6.- Compresión triaxial $\bar{\sigma}_v$. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.
- 7.- Compresión triaxial $\bar{\sigma}_v$. Número de contactos al final de las pruebas y porcentaje de rotura correspondiente (B_g).

COMPORTAMIENTO DE UN SUELO GRANULAR A ALTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO

1. INTRODUCCION

1.1 Modificación de las propiedades mecánicas en enrocamientos y suelos granulares cuando se sujetan a altas presiones de confinamiento.

Para definir qué se entiende por alta presión, se adoptará el criterio de A. Vesic que proporciona la siguiente terminología: Bajas presiones = 0 a 10 Kg/cm²; elevadas presiones = 10 a 100 Kg/cm²; altas presiones = 100 a 1000 Kg/cm²; muy altas presiones = 1000 a 10000 Kg/cm²; y super altas presiones = más de 10000 Kg/cm².

Desde el inicio de la década de los sesentas se ha notado un creciente interés por conocer mejor el comportamiento mecánico de enrocamientos y suelos granulares debido principalmente a la tendencia por construir presas de tierra y enrocamiento cada vez de mayor altura. (Actualmente no son raras alturas máximas de 250 metros).

La modificación de las propiedades mecánicas en medios granulares también interesan para analizar el efecto de explosiones nucleares subterráneas, algunos fenómenos geológicos naturales y

la cimentación de estructuras muy pesadas en suelos arenosos degradables.

Es un hecho que las propiedades mecánicas de los suelos granulares cambian conforme se aumenta la presión confinante con la cual se hacen fallar. También la compresibilidad en estos suelos sufre un cambio notable cuando la presión de confinamiento sobrepasa un determinado umbral.

Estos cambios se atribuyen al proceso de rotura de partículas que se genera al aumentar las fuerzas de contacto entre ellas.

El desarrollo del proceso de rotura de las partículas está gobernado por el valor medio y la dispersión de las fuerzas de contacto y de las resistencias a la rotura de las partículas individuales; a su vez, los parámetros estadísticos de las fuerzas de contacto se relacionan directamente con el nivel de esfuerzos a que está sujeto el material y con el valor medio y la dispersión del tamaño de las partículas individuales (Ref. 1).

En la práctica de la ingeniería civil, al diseñar estructuras de tierra o cimentaciones que involucran elevadas y altas presiones en los materiales, es necesario predecir con buena aproximación la magnitud y evolución con el tiempo de las deformaciones que se puedan presentar. Al adentrarse en el intervalo de las altas presiones, es de esperarse que la rotura de partículas se multiplique cuando el nivel de esfuerzos trasponga un cierto umbral (Ref. 2). Por las razones expuestas se piensa que está justificado estudiar el comportamiento mecánico de muestras formadas

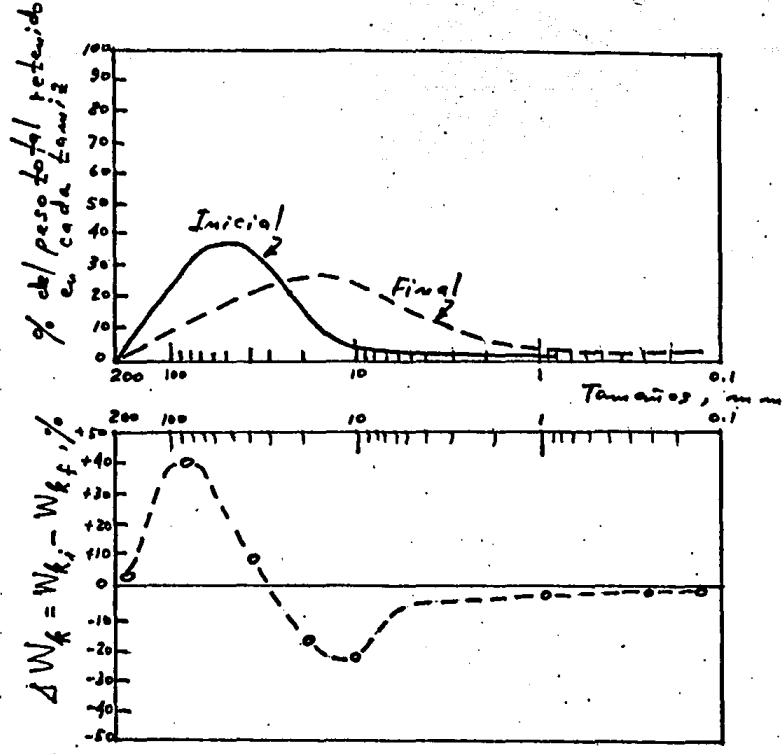
con material granular, sujetándolas a elevadas y altas presiones, ya que así, se estará en condiciones de realizar mejores y más funcionales estructuras térreas.

1.1.1 Descripción del fenómeno de rotura de partículas.

Suficiente experiencia en ensaye de gravas, arenas y enrocamiento sometidos a presiones en un intervalo muy amplio, ha mostrado claramente que la graduación de un material granular cambia durante el proceso de carga debido a la rotura de partículas. (Ref. 1) El grado de rotura de granos depende principalmente de la graduación inicial, la resistencia a la rotura de los granos y del nivel de esfuerzos.

Para medir cuantitativamente la rotura de granos se propuso el siguiente método (Ref. 1):

Se dibujan los diagramas de los pesos (en %) retenidos en cada tamiz para el suelo antes y después de la prueba (parte superior de la Fig 1). Luego se grafican las diferencias $\Delta W_k = W_{k_i} - W_{k_f}$ donde W_{k_i} y W_{k_f} son los pesos (en %) inicial y final, respectivamente, retenidos en el mismo tamiz k . La suma algebraica de los ΔW_k debe ser cero. Se ha propuesto como una medida de la fragmentación de granos el parámetro B_g igual a la suma de los valores positivos de ΔW_k , expresado en porcentaje. El parámetro B_g representa el peso de las partículas, en porcentaje, que ha sufrido rotura.



$B_g = \text{Suma de los } \Delta W_k \text{ positivos.}$

Fig. No. 1 Variación del histograma de un suelo por el rompimiento de partículas.

El fenómeno de rompimiento de granos es muy complejo debido a la existencia de fisuras y huecos en las partículas. Los esfuerzos en un medio granular son transmitidos a través de pequeñas áreas (contactos) de la superficie de los granos; además, el carácter estadístico de las fuerzas de contacto más la geometría irregular de la estructura granular y de los contactos, hace imposible predecir el estado de esfuerzos dentro de las partículas de un modo determinista.

De acuerdo con Joisel (1962), una esfera de diámetro "d" cargada

con dos cargas opuestas P_a , fallaría por tensión a lo largo de un plano diametral que contiene la línea de acción de P_a , siendo la magnitud de ésta, proporcional al cuadrado del diámetro "d" y a la resistencia a la tensión del material " q_t ".

Para tomar en cuenta la influencia de las fisuras y de los huecos sobre la resistencia a la tensión de materiales frágiles, Griffith (1921) propuso una teoría basada en la hipótesis de que la falla ocurre como un desarrollo progresivo de las fisuras a las cuales las considera de sección elíptica para simplificar el análisis. Además, suponiendo que la longitud de las grietas depende del tamaño del espécimen "d", Griffith demostró que " q_t " es inversamente proporcional a \sqrt{d} .

Combinando las conclusiones de Joisel y Griffith, se ha escrito la fórmula siguiente (Ref. 1)

$$P_a = \eta d^\lambda \quad (1)$$

en donde η y λ son parámetros del material y "d" es alguna dimensión promedio del cuerpo en cuestión.

Si la hipótesis de la ecuación (1) fuera correcta entonces $\lambda \approx 3/2$, lo cual experimentalmente se ha llegado a verificar satisfactoriamente (Ref. 1).

Para intentar la predicción de la fragmentación de partículas se tendría que comparar la magnitud de las fuerzas de contacto P_{ij} (fuerza de contacto j del grano i) con la resistencia a la rotura P_a de los granos.

La distribución estadística de las fuerzas de contacto ha sido estudiada por métodos analíticos (Ref. 1) y por métodos experimentales (esferas de Pyrex y discos foto elásticos). Al presente, se continúan los estudios sobre magnitud y dispersión de fuerzas de contacto en medios discretos, los cuales están indicando cada vez con mayor claridad que la distribución de las magnitudes de las fuerzas de contacto en las partículas de un suelo granular real es mucho más compleja de lo que se creía anteriormente.

La distribución estadística de P_a fue estudiada (Ref. 1) para 5 diferentes materiales (gravas), habiéndose obtenido coeficientes de variación entre 10 y 39%.

1.2 Objetivos

El primer objetivo de este trabajo es inducir en el laboratorio el fenómeno de la rotura de partículas, utilizando un suelo arenoso de características pre-determinadas y ensayando especímenes cilíndricos en una cámara de diseño especial. Se tratará de lograr similitud entre el estado de esfuerzos y las condiciones de prueba en el laboratorio, con lo que ocurre en el interior de estructuras térreas que están sujetas a elevadas y altas presiones.

Para alcanzar el primer objetivo será necesario:

- Poner a punto el aparato de prueba y sus componentes.
- Obtener las características físicas de las partículas del suelo arenoso (resistencias, forma, tamaños, composición mineralógica, etc.)

- Definir el procedimiento y fabricar los especímenes de arena.
- Ensayar los especímenes bajo diferentes condiciones de esfuerzo.

El segundo y principal objetivo que se persigue con este trabajo consiste en la identificación de los mecanismos que gobiernan el cambio de las propiedades mecánicas del material investigado bajo condiciones controladas.

Para tal fin, se tomarán en cuenta las características iniciales de las partículas individuales de la arena por utilizar (resistencia a la rotura, distribución de tamaños, forma, composición mineralógica, etc.); se considerarán también los diferentes niveles de esfuerzo, el porcentaje de rotura de partículas y condiciones de prueba para que, a futuro, se pueda intentar una interpretación de los resultados como base de una teoría que permita predecir el comportamiento mecánico de los materiales granulares.

Se desea aclarar que el logro total del segundo objetivo enunciado podrá, en todo caso, obtenerse mediante la realización de un programa completo de pruebas con distintos materiales. Este trabajo tiene alcances limitados porque se realizarán únicamente 12 pruebas con un solo material arenoso.

Las 12 pruebas comprenderán dos tipos de ensaye (compresión hidrostática y compresión triaxial), con dos estados de compacidad de los especímenes (suelto y muy compacto) empleando tres niveles de esfuerzo (uno en el intervalo de elevadas presiones y dos en el de altas presiones).

1.3 Algunos antecedentes

Se comentarán las referencias Nos. 1 y 2 con el propósito de exponer conceptos básicos que serán de utilidad posteriormente, o bien para tener presentes los resultados obtenidos en una investigación previa sobre una arena sílica bajo altas presiones.

La referencia 2 describe los resultados de una de las primeras investigaciones sobre las propiedades de un suelo granular ensayado a altas presiones en cámara triaxial.

De acuerdo con esa investigación (A. Vesíć, 1968), realizada con una arena media, uniforme y compuesta por granos de cuarzo subangulosos, la envolvente de resistencia de este material es recta y está dirigida al origen en el intervalo de altas presiones normales (σ_n). Fue postulado que el ángulo de la envolvente de resistencia en este nivel de esfuerzos no depende del estado de compacidad inicial del material. Para elevadas y bajas presiones se encontró que la envolvente de Mohr en la arena densa es convexa en la proximidad del origen.

En los resultados reportados por Vesíć, aparecía claramente un esfuerzo normal medio (σ_B) más allá del cual la curvatura de la envolvente de resistencia para cualquier relación de vacíos inicial (e_i) desaparece; por tanto, cuando $\sigma_n > \sigma_B$ la resistencia de la arena no es afectada por e_i . Este esfuerzo es llamado por Vesíć "esfuerzo de colapso" (σ_B).

El tipo de deformación en la arena ensayada por Vesic varía con el nivel de esfuerzos. A muy bajas presiones, por ejemplo menos de 1 Kg/cm^2 , existe muy poca rotura de granos; sin embargo, las partículas tienen relativa libertad de movimiento entre sí y el efecto dilatante llega a ser significativo. Conforme el esfuerzo normal medio se incrementa, la rotura de granos es más importante y los efectos dilatantes gradualmente desaparecen. El rompimiento de granos aparece con más intensidad en el intervalo de elevadas presiones (10 a 100 Kg/cm^2), hasta que el llamado "esfuerzo de colapso" (σ_c) se alcanza.

Más allá del esfuerzo de colapso, la arena se comporta esencialmente como un sólido con un módulo de deformación E proporcional al esfuerzo normal medio. Sus características de resistencia a altas presiones (100 a 1000 Kg/cm^2) están definidas por un ángulo constante de fricción interna, equivalente al ángulo de fricción entre partículas (ϕ_f). (A bajas y elevadas presiones la resistencia tiene además las componentes de la acción de rodamiento de los granos y la influencia de la trayectoria media de los mismos).

La referencia No. 1 en uno de sus capítulos describe un modelo físico para calcular las fuerzas de contacto y su dispersión, aplicable a medios granulares. La obtención de las fórmulas correspondientes se basa en la hipótesis de que los esfuerzos que se aplican exteriormente a un espécimen de suelo son equilibrados internamente por fuerzas intergranulares cuyas magnitudes dependerán del esfuerzo aplicado, del número de partícu -

las que realmente "trabajen" y del tamaño promedio de las mismas. En el modelo desarrollado se supone que todas las partículas presentes en un medio granular transmiten fuerzas intergranulares; en la realidad esto no sucede, por la existencia de partículas "sueltas" no sujetas a esfuerzos y ocupando el espacio de los vacíos dejados por las partículas de mayor tamaño que sí "trabajan". Las fórmulas que pueden usarse para estimar las fuerzas de contacto intergranulares, de acuerdo con el modelo físico mencionado son: (Marsal, 1973 Ref. 1)

$$\bar{P}^* = \frac{z p'}{\eta_s \bar{A}} \sum_{k=1}^j \frac{\eta_{nk}}{\eta_{nr}} \frac{\bar{A}_k}{N_{ck}} \quad \text{--- (2)}$$

para suelos separables en j fracciones con partículas de diámetro nominal = d_{nk} (de un análisis granulométrico). El significado de los términos es:

\bar{P}^* = promedio de las magnitudes de las fuerzas intergranulares.

$p' = \sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2 + \sigma_z^2}$; promedio geométrico del esfuerzo normal y cortante actuando en un plano arbitrario que intersecta transversalmente al espécimen.

$\bar{A} = \frac{\pi}{6} \sum_{k=1}^j \frac{\eta_{nk}}{\eta_{nr}} d_{nk}^2$; área promedio de las partículas sólidas intersectadas por el plano arbitrario, suponiendo formas esféricas y probabilidad constante de que el plano corte a un grano a una altura dada h con respecto a su baricentro ($f(h) = 1/d_n$)

n_s = concentración superficial de partículas = $n_v^{2/3}$

n_v = concentración volumétrica de partículas =

$$\sum_{k=1}^l n_{v_k} = \frac{c}{\pi} \sum_{k=1}^l \frac{V_{s_k}}{r_{v_k} V_t} \frac{1}{d_{m_k}^3}$$

Siendo V_{s_k} el volumen de sólidos de la fracción k , V_t el volumen total ($V_s + V_v$), \bar{d}_k el diámetro promedio de las partículas de la fracción k y r_{v_k} un factor de forma que mide el grado de alejamiento de las partículas con respecto a la forma esférica perfecta. r_v (factor de forma) = $\frac{cV}{\pi \bar{d}^3}$; esta definición relaciona el volumen promedio de los granos de una fracción dada con el volumen de una esfera de diámetro (\bar{d}) igual a la dimensión promedio de las partículas de la fracción ($\bar{d} = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3}$, d_1 , d_2 , d_3 son las dimensiones mayor, intermedia y menor).

El factor r_v puede estimarse indirectamente cuando sea prácticamente imposible aplicar la fórmula en partículas muy pequeñas.

(Capítulo 3).

\bar{N}_{c_k} = número de contactos promedio en las partículas de la fracción k ;

$\bar{N}_{c_k} = n_s \times \bar{S}_k$, siempre y cuando \bar{N}_{c_k} sea mayor que un cierto límite inferior (Por ej. 4)

\bar{S}_k = superficie promedio de las partículas de la fracción k ; $\bar{S}_k = \pi \cdot d_n^2$, en donde d_n es el diámetro nominal de las partículas (determinado con un análisis granulométrico)

\bar{A}_k = promedio de las secciones transversales que resultan al intersectar las partículas con el plano arbitrario

(suponiendo formas esféricas y probabilidad constante

$$f(h) = 1/d_n); \bar{A}_k = \frac{\pi}{6} d_{nk}^2$$

$$n_{v_k} = \text{concentración volumétrica de las partículas de la fracción } k; = \frac{6}{\pi} \frac{V_{sk}}{r_{vk} V_t} \frac{1}{d_{nk}^3}$$

La fórmula (2) puede particularizarse para el caso de un suelo constituido por una sola fracción de partículas del mismo diámetro (d_n).

$$\bar{P}^* = \frac{2P'}{n_s \bar{N}_c} \quad \text{--- --- --- --- --- (2')}$$

$$\text{siendo: } n_s = n_n^{2/3} = \left(\frac{6 V_s}{\pi r_n V_t} \right)^{2/3} \frac{1}{d_n^2};$$

$$\bar{N}_c = n_s \pi d_n^2$$

La magnitud de las fuerzas intergranulares tiene una distribución probabilística que en ocasiones conviene conocer para fines de investigación de las propiedades mecánicas de enrocamientos y suelos granulares.

Para obtener la distribución estadística de las componentes de las fuerzas de contacto, se requiere conocer la desviación estándar de las mismas. De acuerdo con el modelo físico que se comenta, estas desviaciones estándar dependen de los esfuerzos τ_{zx} , τ_{zy} y σ_z que actúan en el plano z arbitrario, de la concentración superficial de granos (n_s), y del coeficiente de variación ($v(A)$) de las áreas sólidas que resultan cuando el plano z intersecta las partículas.

En la siguiente figura se presenta una correlación experimental entre el coeficiente de uniformidad C_u y el coeficiente de variación $v(A)$, para varios enrocamientos.

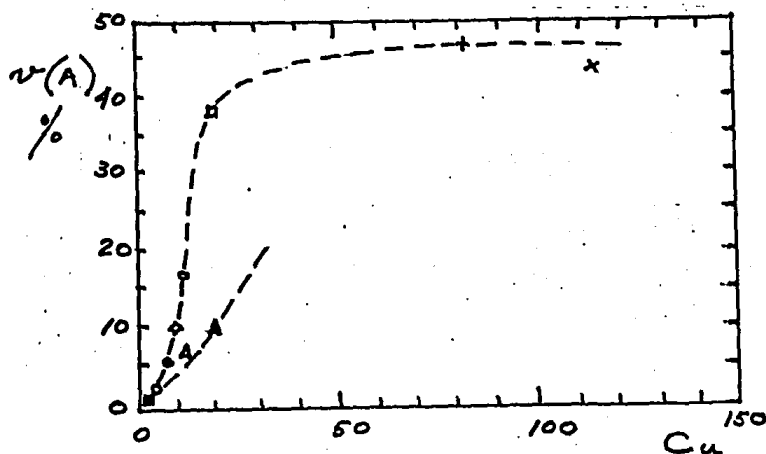


Fig. No. 2 Correlación entre $v(A)$ y C_u (Ref. 1), para varios enrocamientos.

Las referencias 3 y 4 también tratan el tema de las propiedades mecánicas de medios granulares, la primera con resultados experimentales y la segunda con el enfoque de la mecánica estadística.

Por último, en la referencia 5 se describe un modelo esfuerzo-deformación para materiales granulares basado en la aplicación de la ecuación del trabajo al desplazamiento relativo entre partículas (trabajo disipado por fricción) y a la deformación producida sin desplazamientos relativos entre partículas ni distorsiones del medio granular (trabajo almacenado elásticamente).

2. CAMARA DE COMPRESION PARA ALTAS PRESIONES

En este inciso se exponen los motivos por los que fue diseñada y construida la cámara de compresión para altas presiones; también se da una descripción del mismo equipo.

2.1 Objetivos de la cámara

Con el propósito de realizar trabajos de investigación tendientes a conocer las propiedades mecánicas de suelos granulares o muestras cilíndricas de roca sometidos a alta presión de confinamiento se comenzó a desarrollar en 1970, con el patrocinio de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), el diseño de una cámara triaxial capaz de probar especímenes en un intervalo de presiones confinantes comprendido entre 0 y 2000 Kg/cm².

A mediados de 1979 la cámara triaxial, que en adelante se designará T-3.6-2000*, ha quedado instalada con todos sus componentes en el laboratorio de Enrocamientos "Nabor Carrillo", del Instituto de Ingeniería, UNAM.

2.2 Descripción del aparato de ensayos

2.2.1 Componentes

El aparato de alta presión está constituido básicamente de dos partes: Cámara Triaxial (Fig. No. 3.a) y Sistema de Carga.

* Las siglas indican: tipo de prueba-diámetro del espécimen de suelo granular-presión confinante máxima posible.

Estos componentes básicos se complementan con un equipo de carga y un equipo para medición de cambios volumétricos y de presión de poro (Ver Fig. No. 3.b).

2.2.2 Descripción de los componentes del aparato.

a) Cámara Triaxial. Consta de un pistón esférico, cabezal y base para el espécimen y la camisa o cilindro hueco de pared gruesa.

El pistón esférico tiene la función de transmitir carga axial al espécimen, y generar presión confinante en el interior de la cámara.

Un empaque tórico colocado alrededor del pistón, sella la cámara y permite desarrollar presiones confinantes hasta de 2000 Kg/cm^2 .

Debido a las altas presiones de trabajo y a la pequeña holgura dada por el empaque tórico entre el pistón y la camisa, se adoptó la forma esférica del pistón. De este modo, al hacer contacto el pistón con el cabezal para transmitir carga axial al espécimen, se permite que el cabezal gire ligeramente, impidiéndose así que se induzcan fuerzas de fricción significativas entre la pared interior de la cámara y el pistón, ya que éste queda en condiciones de desplazarse verticalmente sin encajarse en la pared de la cámara.

El contacto del pistón con el cabezal, se comprueba con la ayuda de un circuito de baterías y foco. Las terminales de este circuito están en el centro de la base del pistón, y en la base donde se apoya el espécimen, de tal forma que cuando el pistón esfé

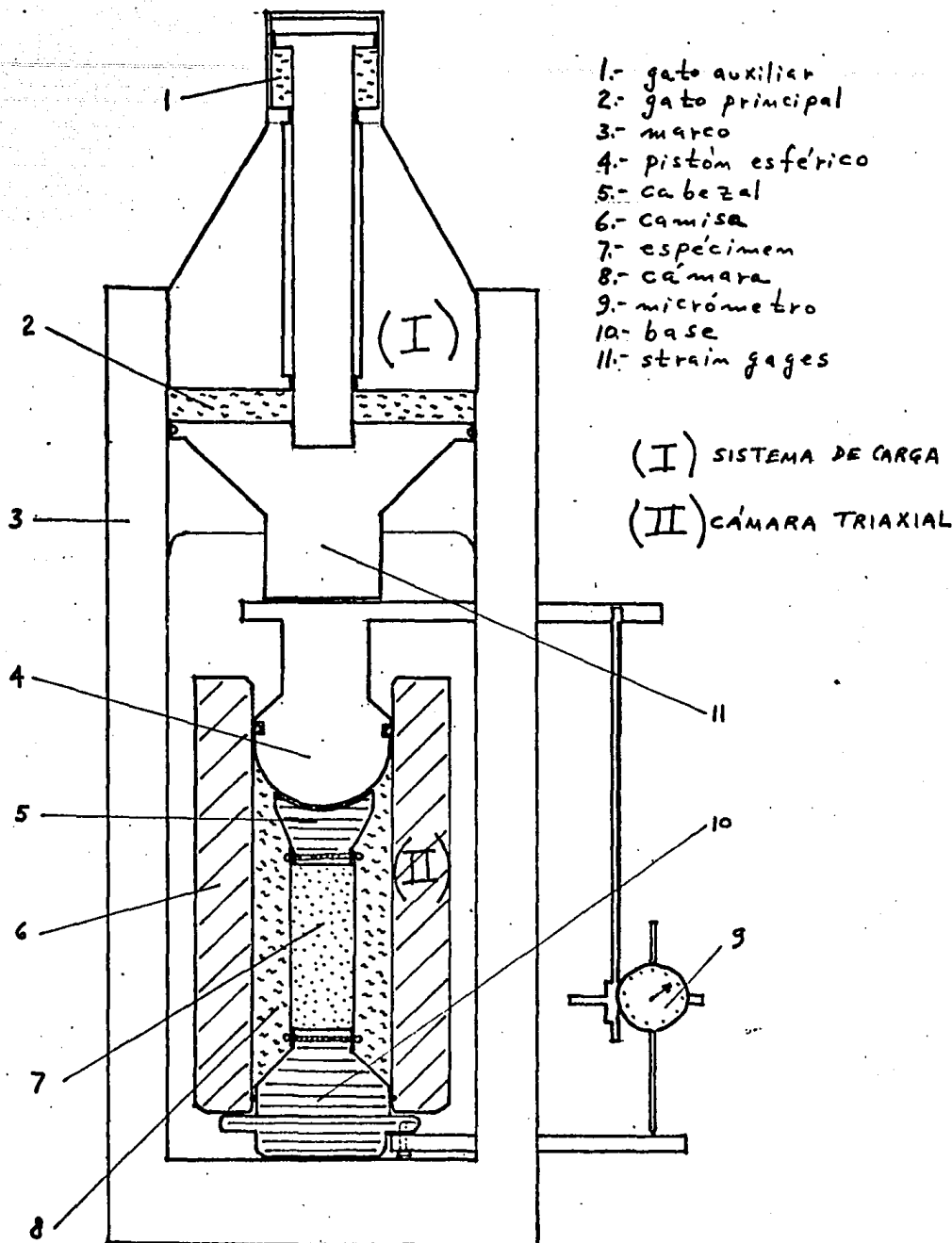


FIGURA 3.a. - CÁMARA TRIAXIAL DE ALTA PRESIÓN
 (T-3.6-2000)

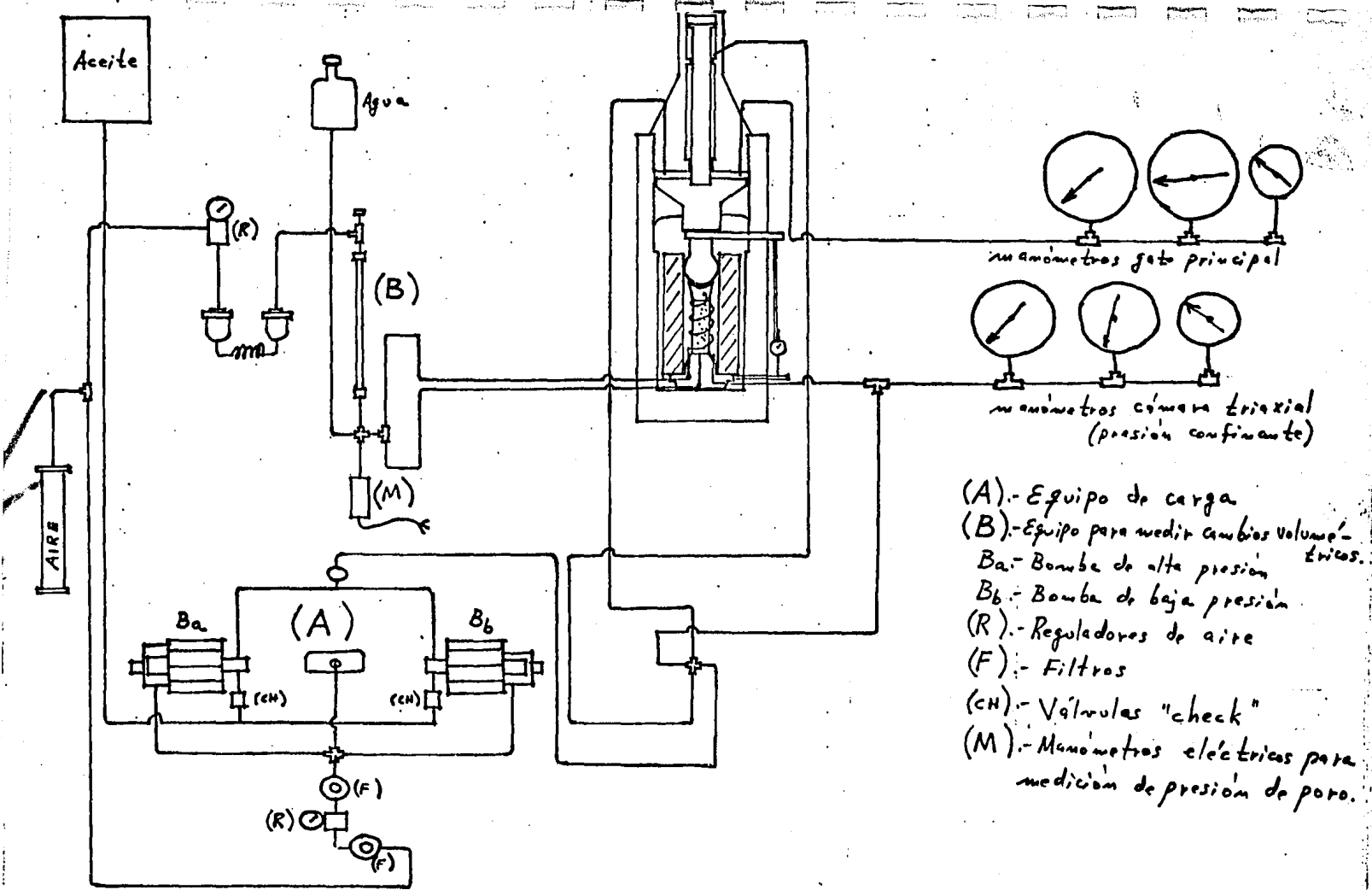


FIGURA 3. b.- Equipos complementarios de la Cámara Triaxial de Alta Presión (T.-3.6-2000)

rico hace contacto con el cabezal, el circuito se cierra y el foco enciende.

El cabezal y base para el ensayo de especímenes de suelo granular están provistos de sendas piedras porosas para permitir el drenaje de las muestras durante la ejecución de las pruebas.

El cabezal tiene en su parte superior una concavidad que permite alojar el pistón esférico que le transmite carga axial; además cuenta con un conducto destinado al drenaje superior de la muestra que se comunica mediante una cánula de acero inoxidable a la base para de ahí hacerse la conexión final con el equipo de medición de cambios volumétricos. De igual manera, la base tiene un conducto de drenaje inferior y un conducto para el llenado de la cámara con el líquido confinante.

La camisa o cilindro hueco de pared gruesa, se ha construido de una sola pieza y permite la operación con presiones confinantes máximas de 2000 Kg/cm^2 . Las características de resistencia del acero y el espesor de la pared, permiten tener un amplio margen de seguridad ($FS > 2$) en cuanto a la resistencia estructural de esta pieza.

b) Sistema de carga. Básicamente consiste en un gato hidráulico que permite aplicar carga a la parte superior del pistón esférico. La recámara del gato es alimentada de aceite por las bombas del equipo de carga.

En la parte inferior del émbolo que limita la recámara del gato hidráulico, existen cuatro extensómetros eléctricos (strain gages) destinados a medir la carga axial transmitida al pistón esférico.

Los equipos complementarios de los componentes básicos del aparato de alta presión son: bombas hidroneumáticas, bureta para medir cambios volumétricos y manómetros eléctricos para registrar presiones de poro.

El equipo de carga (A*) está integrado por dos bombas hidroneumáticas (aire-aceite) de alta (Ba) y baja presión (Bb), con capacidades de 408 y 70 Kg/cm², respectivamente. Con la ayuda de un regulador de presión (capacidad de 0 a 7 Kg/cm²), es posible controlar la presión del aceite que actúa en la cámara triaxial o bien en el gato hidráulico.

El equipo para medir cambios volumétricos de la muestra (B*) es semejante al utilizado en cámaras triaxiales convencionales y está constituido por: un regulador de presión con manómetro de carátula que sirve para controlar la contrapresión aplicada al espécimen, dos vasos de 50 cm³ de capacidad conteniendo agua desaireada y aceite de silicón, bureta de vidrio con 15 cm³ de capacidad (área de la sección transversal calibrada de 0.485 cm²) para la medición visual de cambios volumétricos. Los manómetros eléctricos para la medición de la presión de poro operan en los intervalos 0 a 6, 0 a 25 y 0 a 125 Kg/cm².

* Letras correspondientes en la Fig. 3.b.

3. CARACTERISTICAS DE LA ARENA ENSAYADA Y PREPARACION DE ESPECIMENES

En este inciso se describen las características de la arena que se utilizó en este estudio, poniendo énfasis en la estadística de las propiedades individuales de los granos. También se expone el método de preparación de muestras escogido así como el procedimiento de saturación de las mismas.

3.1 Arena utilizada

Para la formación de las muestras se utilizó arena media sílica de Tarandacuao, Gto., uniforme, de granos angulosos. Para trabajar con un material de características homogéneas la arena se lavó enérgicamente con detergente, se pasó por la malla No. 30 (0.59 mm) y se retuvo en la malla 40 (0.42 mm). La arena seleccionada tiene densidad de sólidos $\rho_s = 2.61$, $e_{m\acute{a}x} = 0.742$ y una relación de vacíos mínima $e_{m\acute{i}n} = 0.629$ que corresponden a un $\gamma_{m\acute{i}n} = 1.50 \text{ g/cm}^3$ y un $\gamma_{m\acute{a}x} = 1.60 \text{ g/cm}^3$, respectivamente. La $e_{m\acute{a}x}$ se determinó colocando la arena seca dentro de un molde, vertiéndola lentamente sin altura de caída; la $e_{m\acute{i}n}$ se determinó vibrando la arena dentro del molde.

De un análisis petrográfico realizado en el Departamento de Estudios Experimentales de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), se concluyó que en la arena analizada predominan partículas prismáticas y angulosas de cuarzo (92%) de buena calidad física. En menor porcentaje, se tienen partículas tabulares subangulosas de feldespato (3%) y vidrio volcánico (3%), tam -

bién sanas. En muy pequeñas cantidades se detectó hornblenda, pómez y biotita.

Con el propósito de obtener la estadística de las propiedades físicas de la arena, se eligieron al azar 56 partículas y se observaron, una a una, con ayuda de un microscopio Zeiss de objetivo 4X y dos oculares 8X con rejilla calibrada de 200 micras en cada cuadro. A continuación se dibujó a escala y en papel milimétrico el contorno de cada partícula (Ver anexo No. 1), pudiéndose conocer así dos de las dimensiones principales y el área proyectada de cada grano.

La dimensión principal menor o altura de las partículas se midió haciendo variar la distancia focal del microscopio con ayuda de un micrómetro integrado y restando las lecturas correspondientes al hacer coincidir el foco con la cima de los granos y con la superficie del portaobjetos donde descansaban los mismos.

Se debe mencionar que el error máximo cometido en la medición de la altura de los granos individuales se estima del orden de 30%, debido a la pequeñez de las partículas y a la poca resolución del microscopio. Posteriormente se verá que este error considerable afectó negativamente la estimación de los factores de forma (r_v) de las partículas.

Para caracterizar numéricamente la forma de las partículas se emplearon los siguientes índices: (Ref. 3 y 1).

a) Esfericidad: $E = \frac{\text{Superficie proyectada}}{\text{Superficie del círculo circunscrito}}$

$E = \frac{4 A_p}{\pi d_1^2}$, donde: A_p = superficie proyectada y d_1 = dimensión principal mayor de la partícula.

b) Factor de forma: $r_v = \frac{6 \bar{V}}{\pi \bar{d}^3}$, que relaciona al volumen promedio de los granos de una fracción con el volumen de una esfera de diámetro \bar{d} , siendo $\bar{d} = (d_1 + d_2 + d_3)/3$, para cada partícula. d_1 , d_2 y d_3 son las dimensiones principales mayor, intermedia y menor, respectivamente.

El factor de forma de los granos analizados se obtuvo indirectamente con ayuda de la Fig. No. 4 (Ref. 1), entrando con las relaciones d_3/\bar{d} , para cada partícula.

Otra propiedad física analizada en la arena de Tarandacuao fue la distribución de las resistencias a la rotura de las partículas individuales, con el propósito de compararlas con la distribución probable de las fuerzas de contacto, e intentar una interpretación de los resultados de rotura de partículas (B_g).

Para obtener la estadística de las resistencias a rotura de las partículas individuales, se eligieron al azar 100 granos de la arena objeto de este trabajo (tamaños comprendidos entre las mallas Nos. 30 y 40). A continuación se rompieron las partículas individualmente empleando un dispositivo de compresión simple adaptado para este propósito.

Adicionalmente a lo anterior, se decidió comparar las características de resistencia a rotura de la arena de Tarandacuao con otra arena de composición mineralógica semejante (arena de Ottawa).

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE FORMA EN PARTÍCULAS PRISMÓIDALES

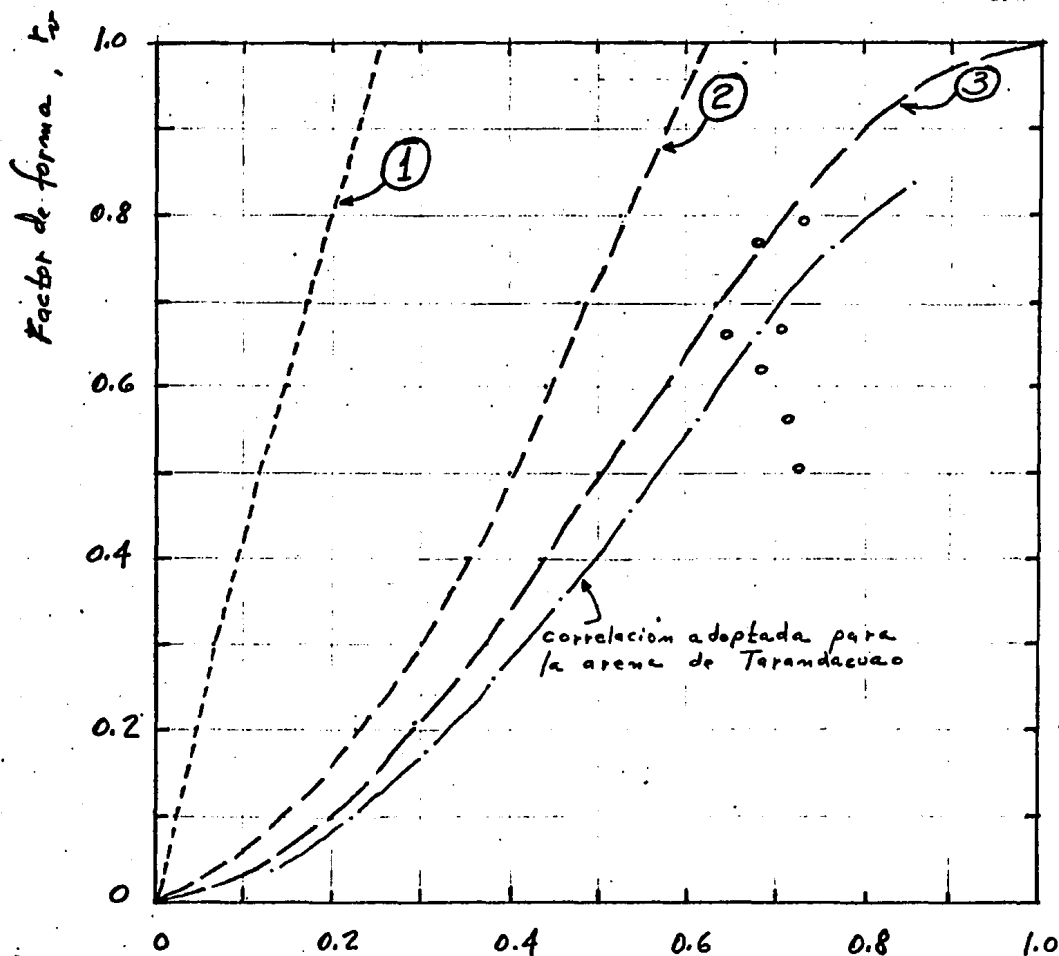


FIGURA No. 4.- Relaciones d_3/d vs k_p para varios tipos de partícula. relación d_3/d

- ① placas cuadradas
- ② cilindros
- ③ elipsoides de revolución.
- o partículas prismáticas angulosas (gravas)

Para este fin, se eligieron al azar 90 partículas de cada tipo de arena de un tamaño algo mayor a la que se utilizó para las pruebas en la cámara de alta presión (tamaños comprendidos entre las mallas Nos. 20 y 30).

Los índices que caracterizan la forma de las partículas, así como los resultados de las pruebas de resistencia a la rotura, se resumen en la siguiente tabla. En el anexo No. 2, se presentan los diagramas de frecuencias de esfericidades (E), factores de forma (r_v) y resistencias a la rotura.

Tabla No. 1 Indicadores de forma y resistencias a la rotura de las partículas.

| | T a r a n d a c u a o | | Ottawa |
|------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| | Tamaño: mallas Nos. 30 a 40 | Tamaño: mallas Nos. 20 a 30 | Tam. Mallas #s. 20 a 30 |
| <u>Indicadores de forma</u> | | | |
| Esfericidades (E) | | | |
| Promedio | 0.64 | — | — |
| Coef. de variación | 18% | — | — |
| Factor de forma (r_v) | | | |
| Promedio | 0.36 | — | — |
| Coef. de variación | 49% | — | — |
| <u>Resistencias a rotura</u> | | | |
| Promedio | 1.9 Kg. | 3.5 Kg. | 5.8 Kg. |
| Coef. de variación | 71% | 73% | 41% |

En la tabla anterior se consigna un valor promedio de $r_v = 0.36$ para la arena de Tarandacuao que se empleó en las pruebas de compresión en la cámara triaxial.

Se desea comentar que este valor es erróneo debido a que la dimensión menor de las partículas (d_3) fue sub-estimado, y por tanto, las relaciones d_3/\bar{d} empleadas para entrar en la curva de la Fig. 4 no son las apropiadas.

De acuerdo con estudios sobre forma de partículas publicados en la Ref. 1, se estima que el factor r_v correspondiente a la arena de Tarandacuao debe estar entre 0.6 y 0.7 (para partículas prismáticas angulosas). Por lo tanto se considera que el indicador de esfericidad (E), que resultó de 0.64 en promedio para la arena de Tarandacuao, define con mayor precisión la forma de las partículas.

Con respecto a las resistencias a rotura de la tabla anterior, deberán tomarse con reservas debido a que las condiciones de rotura en el aparato de compresión difieren mucho de las condiciones de rotura dentro de los especímenes de arena. En el aparato de compresión los granos de cuarzo se rompen entre dos platinas de acero de menor dureza, provocando que las partículas se indenten ligeramente en la superficie de acero. Se considera que esta pequeña indentación favorece un aumento de la resistencia a rotura de las partículas. Dentro de los especímenes de arena (en las pruebas triaxiales) las partículas de cuarzo, de la misma dureza, se rompen entre sí debido a las fuerzas de contacto, por lo que la rotura se produce en condiciones más desfavorables lo cual probablemente se refleje en una menor resistencia a rotura.

De acuerdo con los resultados de rotura de la Tabla No. 1 y en base a la fórmula 1 ($P_a = \eta d^2$) del primer capítulo, se encuentra que para la arena de Tarandacuao el coeficiente $\eta = 200$ y para la arena de Ottawa $\eta = 400$ (se adopta un valor de $\lambda = 3/2$).

La diferencia en el valor de los coeficientes η para los dos tipos de arena, refleja las diferencias en las resistencias a la tensión (q_t) y en las formas de las partículas (en la arena de Ottawa la forma es casi esférica mientras que en la de Tarandacuao la forma típica es prismática angulosa).

3.2 Formación de muestras

El procedimiento de formación de muestras tiene por objeto preparar muestras homogéneas con aceptable reproducibilidad de las mismas. Se eligió la compactación en capas, arena húmeda, pistón manual y molde partido.

Las muestras se formaron con la arena de Tarandacuao que pasa la malla No. 30 y se retiene en la No. 40, conteniendo una humedad del 5% y colocándola dentro del molde en 10 capas con pesos y volúmenes constantes. El molde, que contiene una membrana de hule de 1 mm de espesor, permite fabricar especímenes cilíndricos de 3.65 cm. de diámetro y 9.6 cm. de altura ($V = 100.5 \text{ cm}^3$). El peso de las capas varió de acuerdo a la densidad relativa deseada; el volumen final de cada capa, que en todos los casos fue de $0.1 \times V$, se controló visualmente con la ayuda de una escala en el vástago del pistón compactador. La compactación de cada capa se lograba reduciendo su volumen hasta el valor prefijado, empleando un pistón metálico de 3.55 cm de diámetro. El pistón se hacía bajar manual -

mente hasta la marca correspondiente dándole al mismo tiempo un pequeño movimiento de cabeceo. Esto provocaba un ligero amasado en la arena lo que facilitaba su uniforme distribución en la superficie de la capa.

Con el procedimiento descrito, se fabricaron especímenes con dos densidades relativas: una baja (de 20 a 30%) y otra alta (de 90 a 100%). El 0 y 100% corresponden al estado más suelto y más compacto de la arena seca, respectivamente.

3.2.1 Montaje y saturación de las muestras.

Al término de la compactación de las muestras, éstas quedan confinadas por la membrana de hule sujeta a su vez con arosellos al cabezal y a la base. A través del conducto de drenaje de la base se aplica vacío, que equivale a una pequeña presión confinante, luego se retira el molde partido. Finalmente, se procede a colocar la camisa de la cámara con el pistón esférico en la posición superior, con el fin de impedir el contacto con el cabezal y transmitir carga axial. La camisa se atornilla a la base y se hace deslizar a lo largo de la corredera del dispositivo de montaje hasta el centro del sistema de carga. Tres tornillos dispuestos en la parte inferior del marco de carga permiten centrar la cámara con respecto al eje de carga del gato hidráulico.

Una vez instalado el espécimen junto con la cámara, se procede a llenar ésta con aceite (líquido confinante), empleando la bomba de baja presión, la que al término del llenado permitirá también la aplicación de una presión confinante de 1 Kg/cm^2 . Se suspen

de el vacío que se aplicaba a través del conducto de drenaje inferior y queda el conjunto a punto para iniciar la saturación del espécimen.

La saturación comienza haciendo circular agua desaireada desde el conducto de drenaje inferior hacia el conducto de drenaje superior localizado en el cabezal de la muestra. Así se logra la saturación parcial del espécimen; para saturarlo, se procede inmediatamente a aplicar contrapresión en el agua intersticial. Para esto, se establece una presión de aire de 5 Kg/cm^2 , por medio de un regulador de presión, la cual es comunicada al agua en la interfase aceite-agua de los vasos de policarbonato y transmitida al espécimen a través de la bureta de vidrio por los conductos de drenaje superior e inferior (base y cabezal). La contrapresión se aplicó por incrementos de 1 Kg/cm^2 en el agua intersticial, simultáneamente con incrementos de la misma presión en el líquido confinante, de tal manera que la presión confinante efectiva de 1 Kg/cm^2 se mantuviera constante. Cada incremento de contrapresión se sostuvo hasta que no se observaban fluctuaciones de nivel en la bureta, considerándose que en ese momento el aire se había disuelto en el agua. Se llevaron registros gráficos de tiempo vs lecturas de bureta hasta que se registraba una línea recta horizontal.

Con las operaciones descritas, el espécimen queda listo para ser ensayado en compresión hidrostática o triaxial. Cabe señalar que el pistón esférico puede emplearse para incrementar la presión confinante y simultáneamente para transmitir carga axial al espécimen a través del cabezal. La disminución de la altura de

la muestra se determina en todo momento al hacer contacto el pistón esférico con el cabezal (en ese instante se enciende la luz del dispositivo que se usa para tal fin), con la ayuda de un micrómetro de carátula montado en el vástago del pistón.

4. REALIZACION DE LAS PRUEBAS

En este inciso se presentan los resultados de las pruebas de compresión hidrostática y triaxial, haciendo al mismo tiempo comentarios sobre problemas de realización y acerca del significado físico de algunas curvas.

4.1 Compresión hidrostática

Se realizaron 6 pruebas de compresión hidrostática drenada en especímenes formados con la arena de Tarandacuao en estado húmedo ($w = 5\%$), compactándola por capas en el molde con un pisón metálico del mismo diámetro que las muestras.

Con la ejecución de las pruebas de compresión hidrostática se buscaba conocer la relación entre la deformación volumétrica de las muestras y el aumento del esfuerzo hidrostático efectivo, así como el papel que juega el fenómeno de rotura de granos en el cambio de la compresibilidad del material.

Las muestras se prepararon con dos estados de compacidad (3 en estado suelto y 3 en estado compacto) y las pruebas se llevaron hasta 3 niveles de esfuerzo confinante máximo ($\bar{\sigma}_3 = 50, 145, \text{ y } 495 \text{ Kg/cm}^2$).

Al término de la ejecución de las pruebas se obtuvo la distribución granulométrica del material granular resultante a fin de compararla con la distribución inicial y determinar el porcentaje de rotura (B_g) de los granos debido a los esfuerzos inducidos en las partículas.

Además de las relaciones entre deformación volumétrica y esfuerzo de confinamiento, objeto principal de esta primera serie de pruebas, se observó la evolución de las deformaciones volumétricas con el tiempo en 7 incrementos de esfuerzo confinante, para lo cual fue necesaria la realización de una prueba de compresión hidrostática adicional.

En la tabla siguiente se resumen las condiciones de prueba de los 7 especímenes ensayados.

Tabla No. 2.- Compresión hidrostática. Condiciones de prueba y esfuerzos máximos aplicados.

| Prueba No. | Densidad relativa inicial (D_r , %) | Compacidad inicial | Esfuerzo confinante máximo ($\bar{\sigma}_3$, Kg/cm ²) |
|------------|--|--------------------|--|
| 1 | 38 | suelta | 50 |
| 2 | 79 | compacta | 50 |
| 3 | 9 | muy suelta | 145 |
| 4 | 73 | compacta | 145 |
| 5 | 25 | suelta | 495 |
| 6 | 100 | muy compacta | 495 |
| 7 | 100 | muy compacta | 510 |

4.1.2 Resultados

Las relaciones entre deformación volumétrica, expresada como disminución de la relación de vacíos inicial (e), y los esfuerzos de confinamiento efectivos ($\bar{\sigma}_3$), se presentan gráficamente en las figuras 5, 6 y 7. Las mismas relaciones se dibujaron en papel semilogarítmico en las figuras 5.b, 6.b y 7.b; también se dibujaron las relaciones $\text{Log } e$ vs. $\text{Log } \bar{\sigma}_3$ (Figs. 5.c, 6.c y 7.c) y las

gráficas $1 + e$ vs. $\bar{\sigma}_3$ en papel logarítmico (Fig. 5.d) con el propósito de analizar el comportamiento de la arena en compresión isotrópica empleando la expresión propuesta por el Dr. E. Juárez Badillo:

$$\frac{1+e}{1+e_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad \text{--- --- --- (Ref. 8)}$$

donde γ sería el "coeficiente de compresibilidad" de la arena en compresión isotrópica.

El exponente γ corresponde a la pendiente del tramo "virgen" en las curvas de compresibilidad de la Fig. 5.d.

Las curvas de compresibilidad correspondientes al nivel más bajo de esfuerzos (Fig. 5) muestran que para el espécimen suelto, al descargar permanece una pequeña deformación remanente, mientras que en el espécimen compacto toda la deformación se recupera aunque aparece un fenómeno de histéresis. En las dos pruebas de la Fig. 5 el porcentaje de rotura (B_g) fue muy bajo (menor a 10%). El diferente comportamiento reflejado en las curvas de compresibilidad de las dos pruebas de la Fig. 5 puede explicarse físicamente empleando el modelo de Torroja que considera un elemento que se deforma elásticamente conectado en serie con otro elemento con características de deformación plástica.

En el espécimen suelto la deformación remanente se debe al modo de las partículas provocado por los desplazamientos intergranulares que no es capaz de recuperar la componente elástica.

Por otra parte, en el espécimen compacto, toda la deformación se recupera al término de la descarga, pero durante el proceso de

alivio del esfuerzo confinante una parte de la energía de deformación permanece almacenada por el elemento elástico; al final de la descarga esta energía almacenada permite recuperar la componente de la deformación plástica inducida en el proceso de carga.

En la Fig. 8 se dibujaron las distribuciones granulométricas de la arena ensayada antes y después de las pruebas de compresión hidrostática. En la Fig. 8.b se presentan gráficamente los valores de $\Delta w_k = w_{k_i} - w_{k_f}$, que permite apreciar los intervalos de tamaño más afectados por la rotura conforme aumenta el esfuerzo confinante máximo de prueba.

Con el propósito de estimar indirectamente el efecto de la rotura de partículas en el aumento de la compresibilidad de la arena en compresión hidrostática, se aprovecharon las relaciones $\log e$ vs $\log \bar{\sigma}_3$ (Figs. 5.c, 6.c y 7.c).

Para el propósito anterior, se extrapoló el primer tramo recto de las curvas que aparecen en las figuras citadas, lo cual equivale a la extrapolación del tramo de "recompresión" de las curvas de compresibilidad.

Se consideró que, de no existir rotura de partículas, la curva de compresibilidad experimental debe coincidir con el tramo de "recompresión."

Con base en la extrapolación del tramo de "recompresión", se obtuvieron los valores de $-\Delta e_{\text{máx.}}^*$, que al compararlos con los $-\Delta e_{\text{máx.}}$ observados (con existencia de rotura), el efecto de la rotura de partículas aparece más claramente.

En la siguiente tabla se resumen algunos de los resultados obtenidos con la serie de 6 pruebas de compresión hidrostática.

Tabla No. 3.- Compresión hidrostática. Rotura de partículas y su efecto en los valores $-\Delta e_{\text{máx}}$ y $-\Delta e^*_{\text{máx}}$.

| Prueba No. | Compacidad inicial $\bar{\sigma}_3$, máx. (Kg./cm ²) | Rotura de Partículas (B_g , %) | $-\Delta e_{\text{máx}}$ | $-\Delta e^*_{\text{máx}}$ |
|------------|---|-----------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| 1 | suelta 50 | 4 | 0.05 | 0.02 |
| 2 | compacta 50 | 9 | 0.05 | 0.02 |
| 3 | muy suelta 145 | 20 | 0.15 | 0.09 |
| 4 | compacta 145 | 16 | 0.11 | 0.07 |
| 5 | suelta 495 | 41 | 0.35 | 0.27 |
| 6 | muy compacta 495 | 44 | 0.27 | 0.22 |

Para la ejecución de las 6 primeras pruebas de compresión hidrostática se aplicó el esfuerzo confinante máximo en incrementos, manteniéndose cada uno por un lapso menor a 15 minutos. A fin de conocer la evolución de las deformaciones volumétricas con el tiempo, se realizó un ensaye de compresión hidrostática adicional (Prueba No. 7). El espécimen se preparó en estado muy compacto y se observaron con el tiempo 7 incrementos de carga. En las Figs. 9 a 17 se dibujaron las gráficas ϵ_v - Tiempo en papel semilogarítmico y normal.

Se debe decir que el equipo para sostener la presión confinante durante tiempos grandes no fue suficientemente ajustado para reducir las variaciones de $\bar{\sigma}_3$ con el tiempo; además, para los incrementos de carga de 150-165, 165-180, 180-200 y 410-515 Kg/cm², al pa-

recer el tiempo de observación no fue lo bastante largo como para detectar el tramo recto que aparece al final de los otros incrementos de carga.

La Fig. 18 muestra gráficamente la relación entre los esfuerzos de confinamiento ($\bar{\sigma}_3$) y las deformaciones volumétricas (ϵ_v), correspondientes a la Prueba No. 7. En la figura, las líneas punteadas sirven para mostrar el efecto que el tiempo ejerce en el nivel que las deformaciones volumétricas alcanzan con respecto a las que corresponderían si los incrementos de carga no se mantuvieran por tiempos largos. (Líneas A y B).

4.2 Compresión triaxial consolidada-no drenada, con medición de presión de poro ($\bar{c}u$).

La segunda serie de pruebas con la arena de Tarandacuao consistió en el ensaye de 6 especímenes preparados en condición húmeda ($w = 5\%$) mediante un procedimiento similar al empleado para el primer grupo de pruebas.

Con la realización de las pruebas triaxiales ($\bar{c}u$) se buscaba conocer las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante de las muestras y su relación con la rotura de partículas. También se buscaba la posible relación entre la disminución del ángulo de la envolvente de Mohr y la modificación de la distribución de tamaños de la arena y por consecuencia de la variación de la distribución estadística de la magnitud de las fuerzas de contacto intergranulares.

Se prepararon para su ensaye especímenes de arena en estado de compacidad suelta ($D_r = 20$ a 30%) y muy compacta ($D_r = 90$ a 100%);

los mismos se consolidaron anisotrópicamente a tres niveles de esfuerzo octaédrico ($\bar{\sigma}_e = 60, 160 \text{ y } 300 \text{ Kg/cm}^2$), luego se hicieron fallar aumentando el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) bajo condiciones no drenadas (exceptuando la prueba $\bar{c}\bar{u}$ No. 5, que llegó a la falla con drenaje del agua intersticial).

La intención original fue consolidar los especímenes a $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ o por lo menos a $q/p = \text{constante}^*$, pero por fallas de operación se perdió el control de la prueba en la etapa de consolidación. En consecuencia, los resultados pueden no ser estrictamente comparables.

Al término de las pruebas, se determinó la distribución granulométrica del material resultante para compararla con la distribución inicial y estimar el porcentaje de rotura de las partículas (B_d).

Las distribuciones granulométricas finales sirvieron también para estimar el promedio de las fuerzas de contacto de acuerdo con el modelo de la Ref. 1 (se estimaron las fuerzas de contacto promedio para diferentes niveles de esfuerzo, considerando la modificación de la granulometría inicial por rotura en un caso y suponiendo que la granulometría original no se modifica en el otro caso; ver resultados en la Fig. 32).

Se tiene que señalar aquí que la estimación del promedio de las fuerzas intergranulares empleando el modelo físico descrito en la Ref. 1 tiene serias limitaciones, siendo la principal el hecho que el modelo considera a todas las partículas trabajando proporcionalmente a su tamaño.

$$* \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad ; \quad p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

De acuerdo con estudios recientes, se ha estimado que en medios discretos el porcentaje de partículas "sueltas" que no contribuyen con su resistencia cuando el medio se sujeta a esfuerzos, puede ser del orden de 25% (experimentos con discos fotoelásticos). Lo anterior hace pensar que el promedio de las fuerzas de contacto en las partículas que sí "trabajan" en el interior de un medio granular, debe ser mayor que el obtenido al utilizar el modelo descrito en la Ref. 1.

En la tabla siguiente se resumen las condiciones iniciales de cada uno de los 6 especímenes ensayados a compresión triaxial ($\bar{\sigma}$).

Tabla No. 4.- Compresión Triaxial $\bar{\sigma}$. Condiciones iniciales de los especímenes ensayados.

| Prueba No. | Densidad relativa (D_r , %) | Compacidad inicial | Esf. octaédrico de Cons. anisotrópica ($\bar{\sigma}_3$, Kg/cm ²) | $\bar{\sigma}_3$, máx. (Kg/cm ²) |
|------------|--------------------------------|--------------------|---|---|
| 1 | 22 | suelta | 57 | 50 |
| 2 | 94 | muy compacta | 60 | 50 |
| 3 | 27 | suelta | 156 | 150 |
| 4 | 100 | muy compacta | 167 | 150 |
| 5 | 30 | suelta | 300 | 300 |
| 6 | 96 | muy compacta | 300 | 300 |

4.2.1 Resultados

En las Figs. 19, 20 y 21 se presentan las curvas de compresibilidad ($\bar{\sigma}_3 - e$) correspondientes a la etapa de consolidación de

las 6 pruebas triaxiales $\overline{c\bar{v}}$. En la parte inferior de las figuras se graficaron los valores de los coeficientes de compresibilidad (a'_v) para cada incremento de esfuerzo octaédrico efectivo.

A bajos niveles de esfuerzo octaédrico el coeficiente a'_v disminuye conforme aumenta $\bar{\sigma}_{oc}$; sin embargo, cuando el esfuerzo octaédrico rebasa cierto nivel ($\bar{\sigma}_{oc} = 130$ a 180 Kg/cm²) el coeficiente a'_v aumenta de valor bruscamente, lo cual se explica por una intensificación importante de la rotura de partículas.

Debe señalarse que el coeficiente $a'_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_{oc}}$ no es comparable al a_v en prueba unidimensional; en esta K_0 ó σ_3/σ_1 se mantiene aproximadamente constante, mientras que los valores de a'_v están afectados por variaciones de σ_3/σ_1 no controladas durante la prueba, como puede observarse en las Figs. 22 a 24 (Diagramas p-q). De ahí que las curvas de compresibilidad (e vs. $\bar{\sigma}_{oc}$) para los estados suelto y denso se crucen en las figuras 20 y 21, mientras que en el caso de la Fig. 19 no lo hacen debido a que $q/p = \frac{1-K_0}{1+K_0}$ es aproximadamente constante. Esta es una evidencia del efecto de la rotura de granos en la compresibilidad a su vez influida por la relación σ_1/σ_3 de esfuerzos aplicados.

Para la etapa de falla de cada prueba triaxial se dibujaron las relaciones esfuerzo desviador-deformación axial (Figs. 25 a 30). En las mismas figuras se presenta la disminución de $\bar{\sigma}_3$ conforme aumenta la deformación axial (ϵ_a); también puede verse la evolución de la relación $u/(r_1 - r_2)$ (coeficiente A de Skempton) durante el transcurso del proceso de falla. Así mismo, para cada prueba triaxial se indica en las Figs. 25 a 30 las relaciones de vacíos

(e_1 y e_2) que correspondían al inicio y al término de sus respectivas etapas de consolidación.

Al obtener los puntos que sirvieron para dibujar todas las curvas correspondientes a las pruebas triaxiales $\bar{\sigma}_v$, se corrigieron las áreas transversales de los especímenes por el efecto de la reducción del volumen en las etapas de consolidación y por la reducción de la altura en las etapas de falla.

Con respecto a los valores de los coeficientes A de Skempton ($u/(r_1 - r_3)$) registrados en la etapa de falla, es de interés observar que éstos crecen más rápidamente en los inicios de la prueba que cuando la falla es inminente; asimismo, se observa que para las pruebas $\bar{\sigma}_v$ 1 a 4 el valor máximo de $u/(r_1 - r_3)$ es mayor conforme el nivel de esfuerzos de confinamiento aumenta; además, en las pruebas con los especímenes inicialmente sueltos los valores máximos de $u/(r_1 - r_3)$ son mayores que los correspondientes a los especímenes inicialmente densos. El decaimiento del coeficiente A que se observa en la prueba $\bar{\sigma}_v$ No. 5 se debió a que el espécimen se drenó parcialmente al gotear una conexión del equipo para medir presiones de poro.

Las distribuciones granulométricas antes y después de las pruebas se pueden ver en la Fig. 31; ahí mismo se indican las densidades relativas iniciales en cada prueba así como los porcentajes de rotura de partículas (B_g), los esfuerzos totales de confinamiento (r_3) y las relaciones máximas $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ correspondientes a la etapa de falla.

Con base en las distribuciones granulométricas de la Fig. 31 y en las fórmulas descritas en el Capítulo 1 de este trabajo, se calcularon las fuerzas de contacto promedio entre partículas (\bar{p}^*) correspondientes al estado de esfuerzos que induce el máximo esfuerzo cortante ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ máx.). Al mismo tiempo, se calcularon las fuerzas de contacto ($\bar{p}^{*'}$) bajo la hipótesis de inexistencia de rotura de granos (sólo se supuso que el espécimen reduce su relación de vacíos hasta la $e_{\text{mín.}} = 0.63$, debido al reacomodo de granos).

En la Fig. 32 se muestran los valores de \bar{p}^* conforme aumenta la resultante del esfuerzo máximo p' (recta B); también se indica la evolución de las mismas fuerzas de contacto si suponemos que no se produce rotura de partículas al aumentar los valores de p' (recta A).

Para calcular la resultante p' se consideraron los esfuerzos normal y cortante en un plano inclinado a 45° con respecto a la dirección de los ejes principales.*

Los resultados de la rotura de partículas (B_g) y su relación con los esfuerzos octaédricos máximos para las pruebas de compresión hidrostática y triaxial, se presentan gráficamente en la Fig. 33.

En la tabla siguiente se resumen los resultados principales de las 6 pruebas de compresión triaxial; estos resultados se discuten con mayor detalle en el inciso que sigue.

$$* p' = \sqrt{2q^2 + p^2} ; \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} , \quad p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} , \quad \text{para } \bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$$

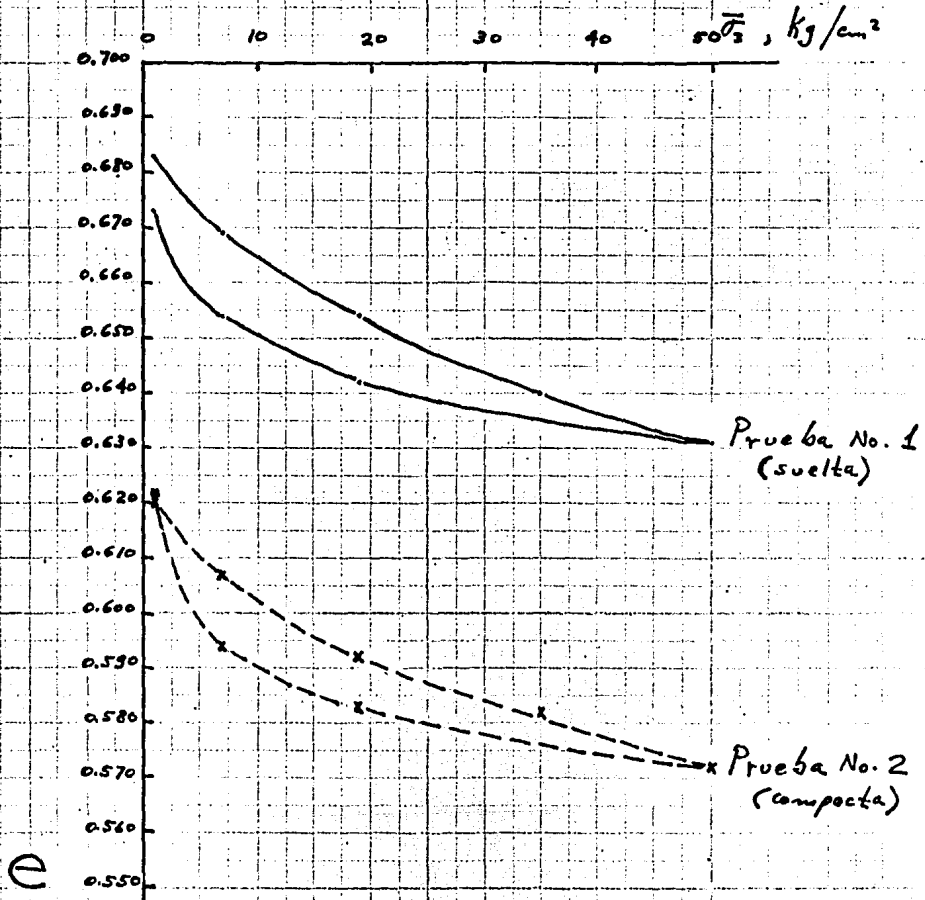
Tab. No. ~~Pruebas triaxiales consolidadas~~ (50)
Principales resultados y condiciones de ensayo.

| Prueba No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|--|------|------|------|------|-------|-------|
| Etapa de consolidación | | | | | | |
| Densidad relativa inicial (%) | 22 | 94 | 27 | 100 | 30 | 96 |
| Esf. octaédrico de consolidación | | | | | | |
| ($\bar{\sigma}_c$, Kg/cm ²) | 57 | 60 | 156 | 167 | 300 | 300 |
| - $\Delta e_{\text{máx.}}$; ($e_1 - e_2$) | 0.10 | 0.07 | 0.24 | 0.14 | 0.34 | 0.23 |
| Deformación volumétrica | | | | | | |
| máxima; (ϵ_v , %) | 5.6 | 4.1 | 14.0 | 8.5 | 19.6 | 14.4 |
| Etapa de falla | | | | | | |
| Relación de vacíos (e_2) | 0.62 | 0.57 | 0.47 | 0.49 | 0.37 | 0.40 |
| σ_3 , Kg/cm ² | 55 | 55 | 155 | 155 | 305 | 305 |
| $\bar{\sigma}_{3f}$, Kg/cm ² | 18.7 | 20.0 | 43.0 | 76.0 | 181.0 | 190.0 |
| $u/(\sigma_1 - \sigma_3)$, máx. | 0.84 | 0.53 | 1.76 | 1.28 | 1.35 | 0.83 |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, Kg/cm ² | 39 | 57 | 61 | 78.5 | 224 | 133 |
| $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$, máx. | 3.1 | 3.9 | 2.4 | 2.0 | 2.2 | 1.7 |
| ϕ (1) | 31° | 36° | 26° | 20° | 22° | 15° |
| Fuerzas de contacto promedio | | | | | | |
| \bar{P}^* , gramos (granulometría final) | 1.5 | 2.1 | 1.6 | 1.9 | 3.2 | 3.2 |
| \bar{P}^* , gramos (granulometría inicial) | 34.1 | 45.8 | 61.8 | 92.9 | 240.4 | 198.2 |
| Rotura de partículas (B_g), % | 18 | 20 | 46 | 46 | 61 | 60 |

(1) ángulo secante a la envolvente de Mohr.

Arena de Taramacua
 Compresión hidrostática

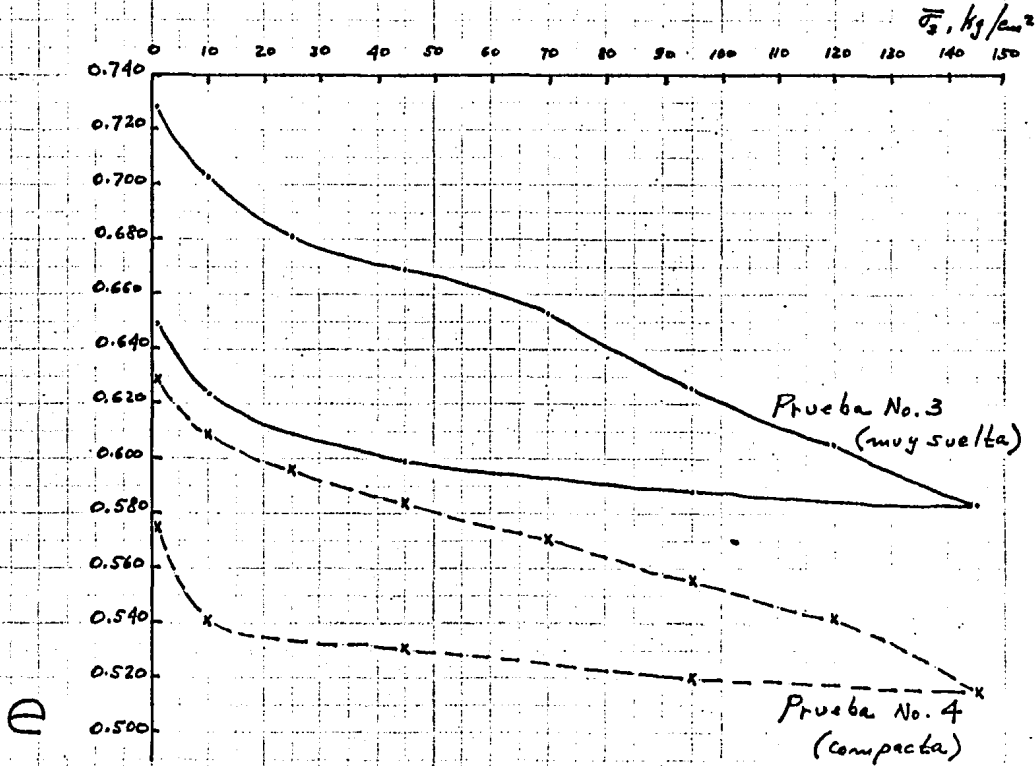
FIGURA 5. — relaciones $e - \bar{\sigma}_3$



| Prueba No. | D_r (%) | B_g (%) [†] |
|------------|--------------|---------------------------|
| 1 | 38 | 4 |
| 2 | 79 | 9 |

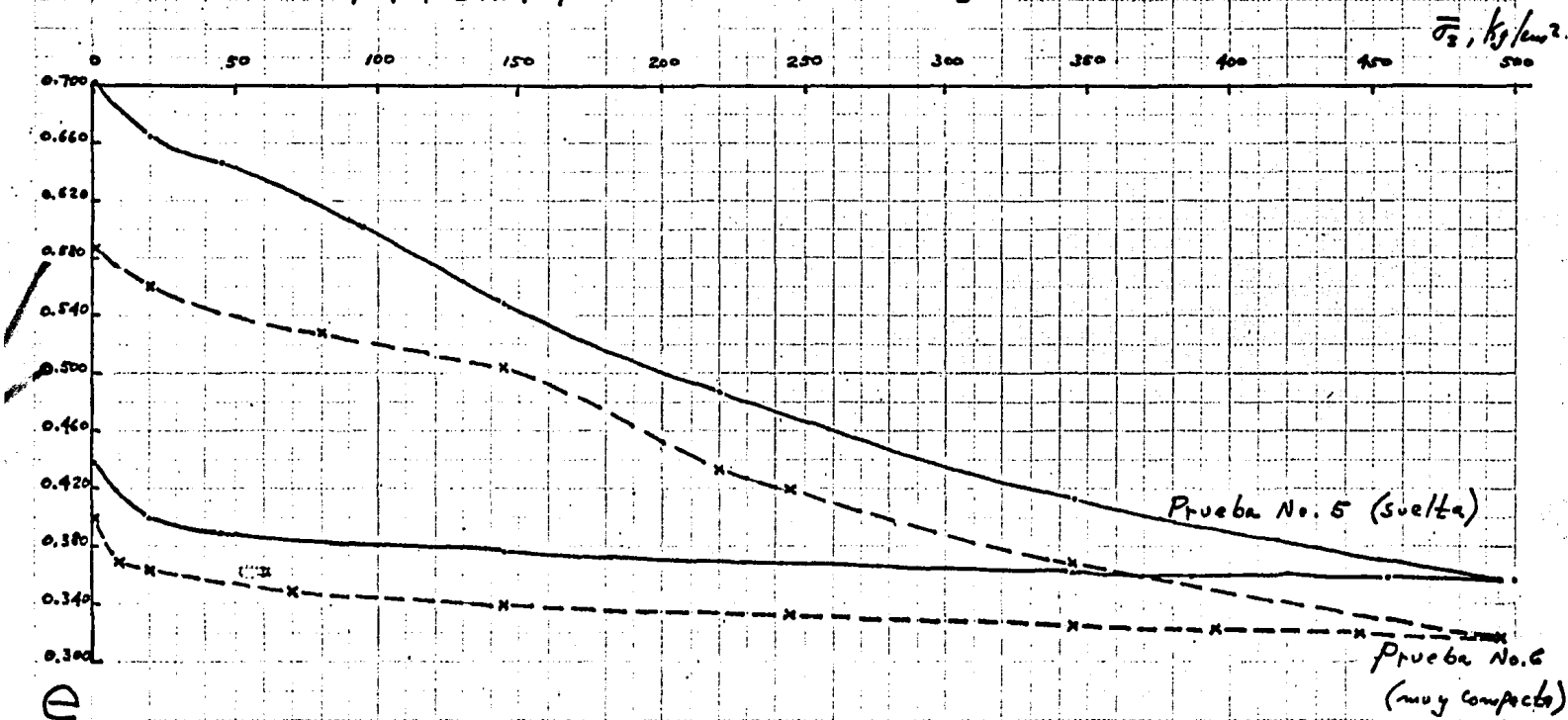
Arena de Taramdacao
 Compresion hidrostática

FIGURA 6. — relaciones $e - \bar{\sigma}_3$

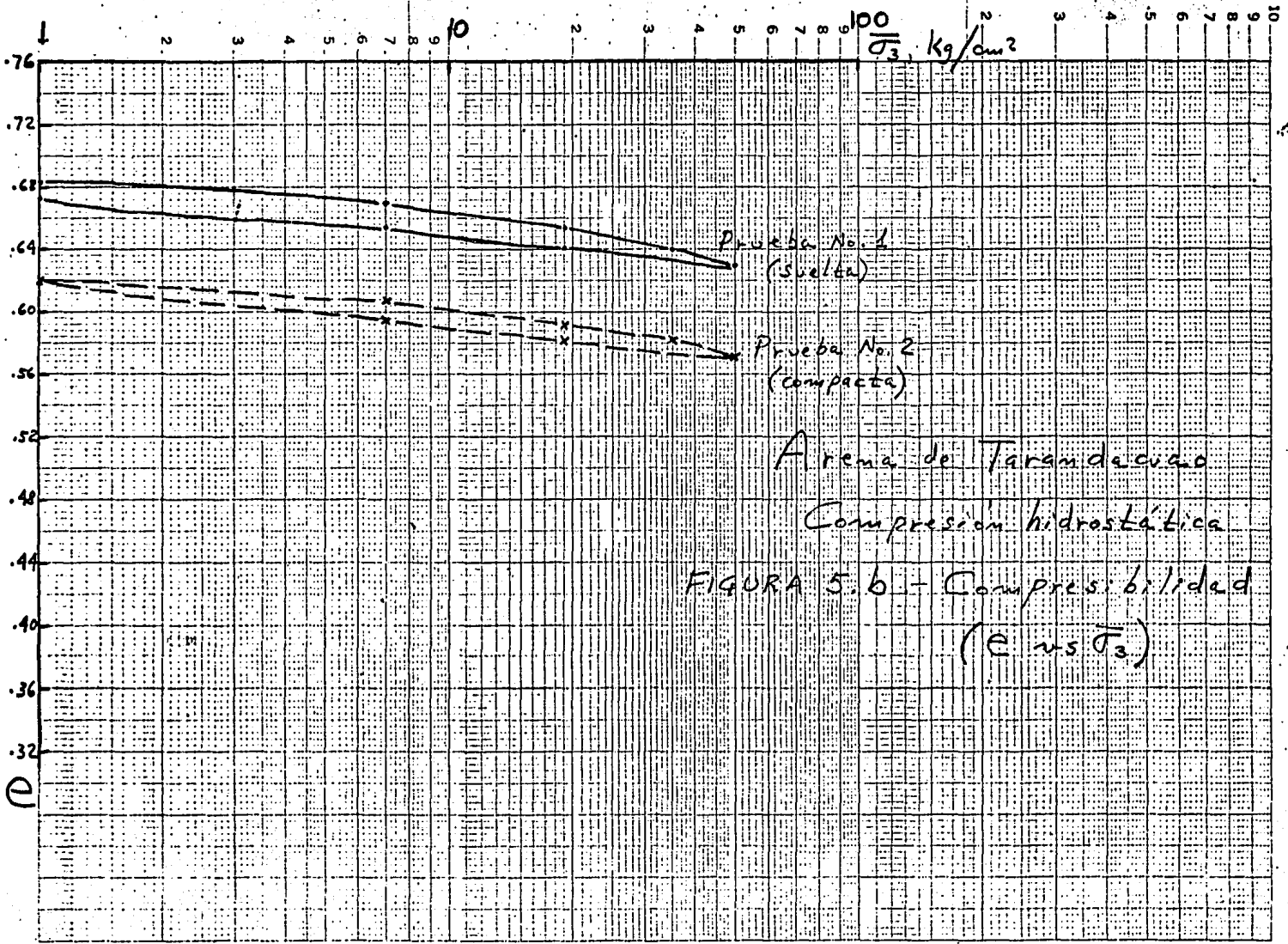


| Prueba No. | D_r (%) | B_g (%) |
|------------|--------------|--------------|
| 3 | 9 | 20 |
| 4 | 73 | 16 |

Arena de Tarandacua
 Compresión hidrostática
 FIGURA 7. — relaciones $e - \bar{\sigma}_3$



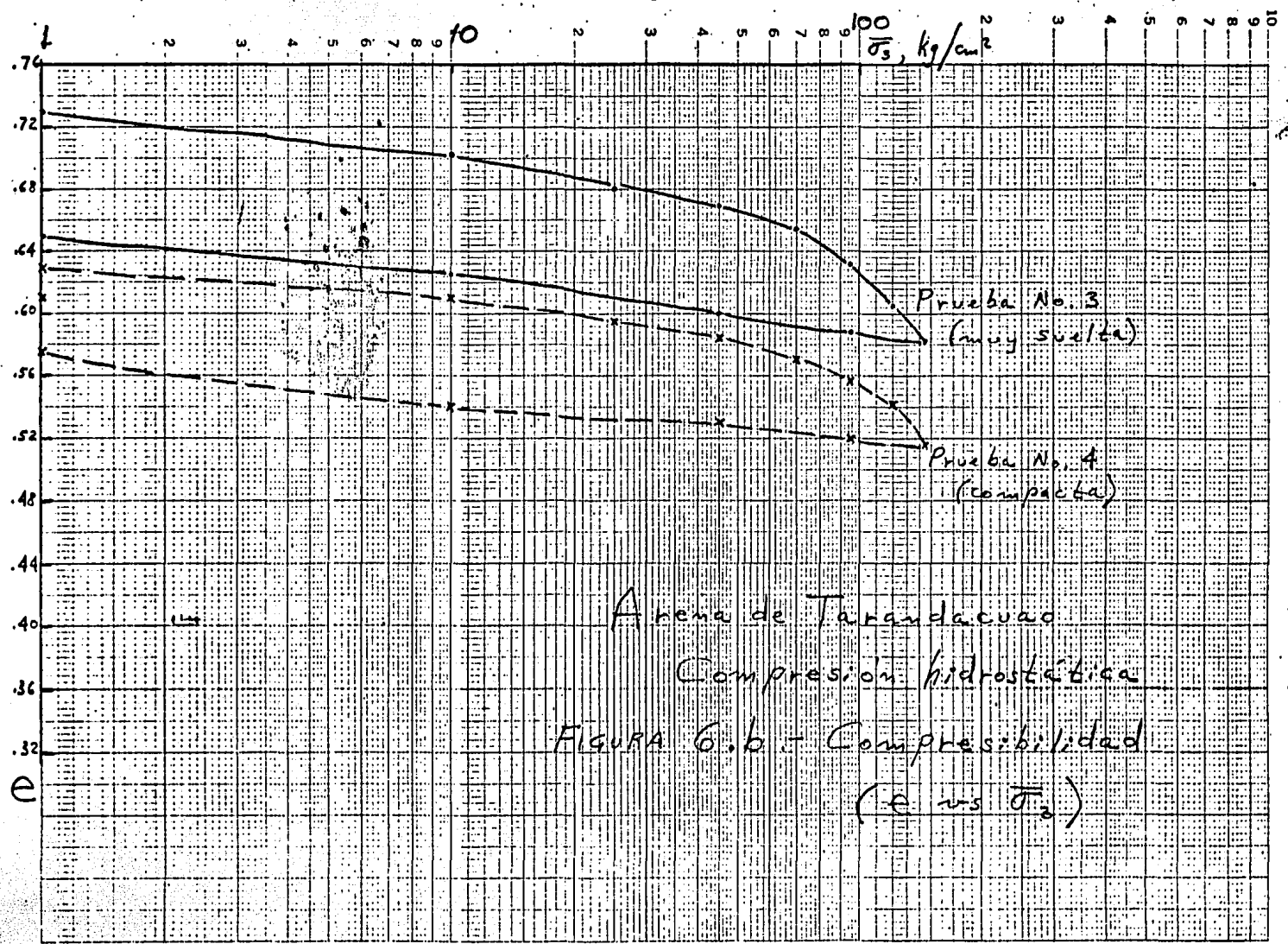
| Prueba No. | D_r (%) | B_g (%) |
|------------|-----------|-----------|
| 5 | 25 | 41 |
| 6 | 100 | 44 |

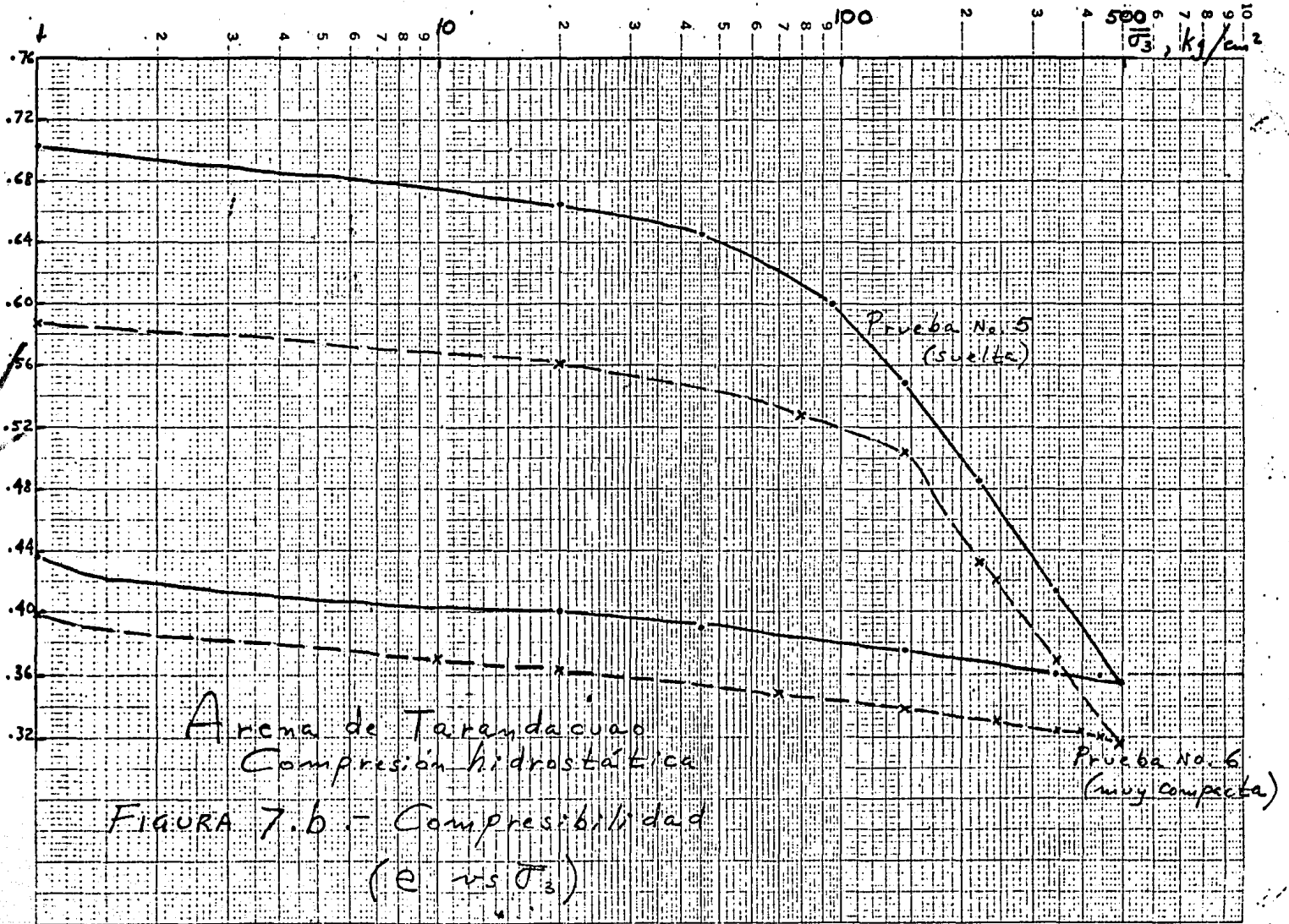


Arena de Tarandevao

Compresion hidrostática

FIGURA 5.6 - Compresibilidad (e vs σ_3)



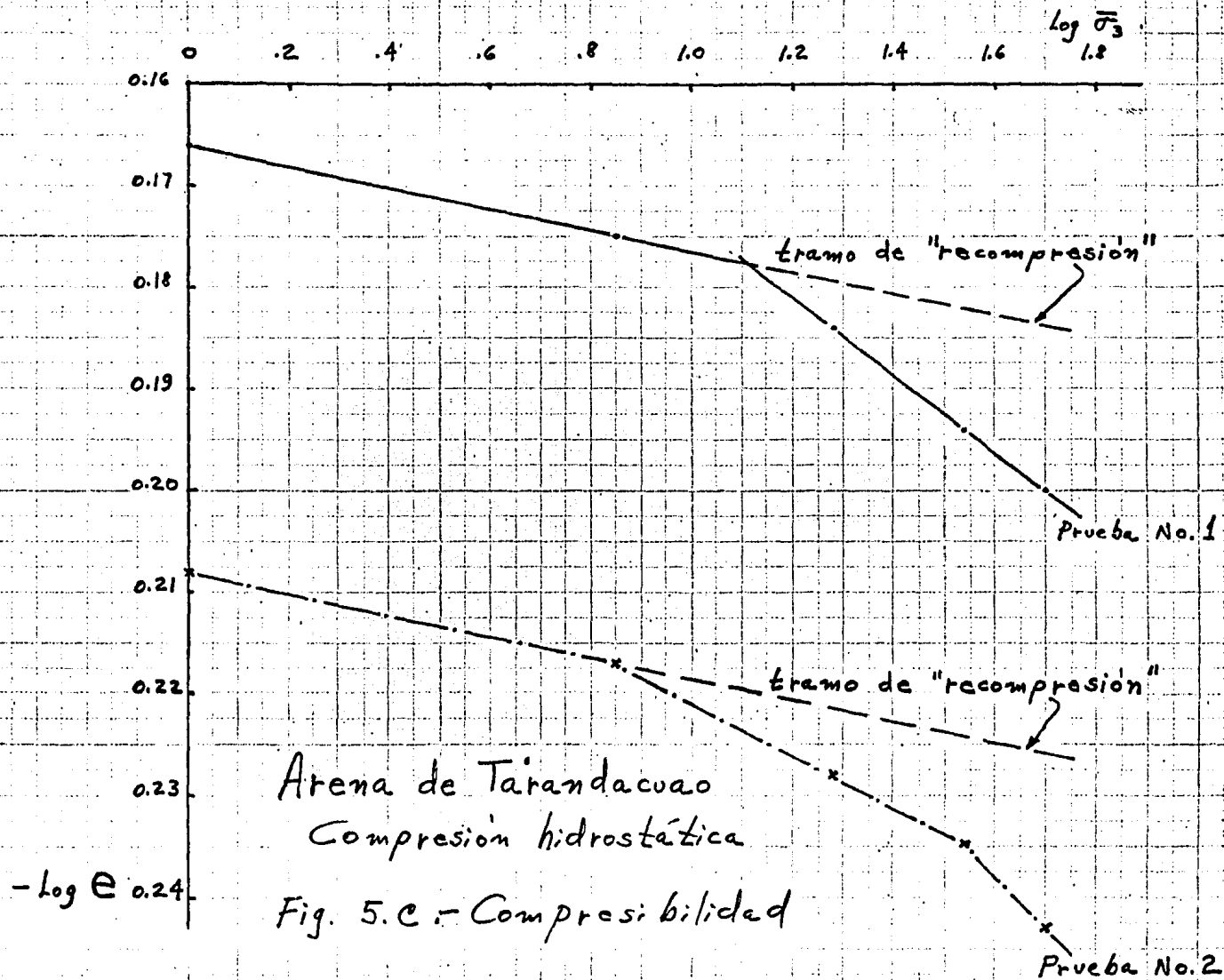


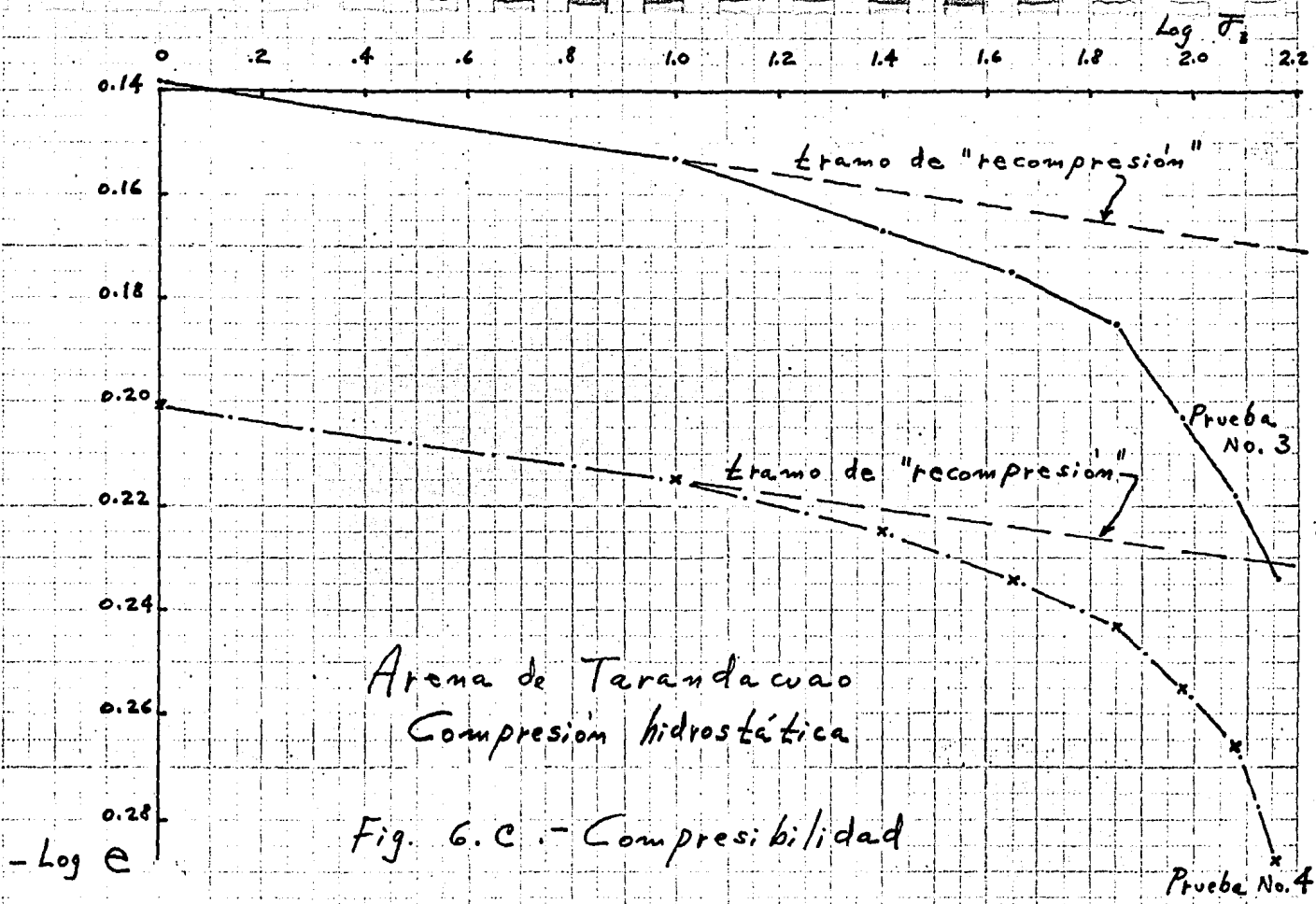
Arena de Tarandacua
 Compresión hidrostática

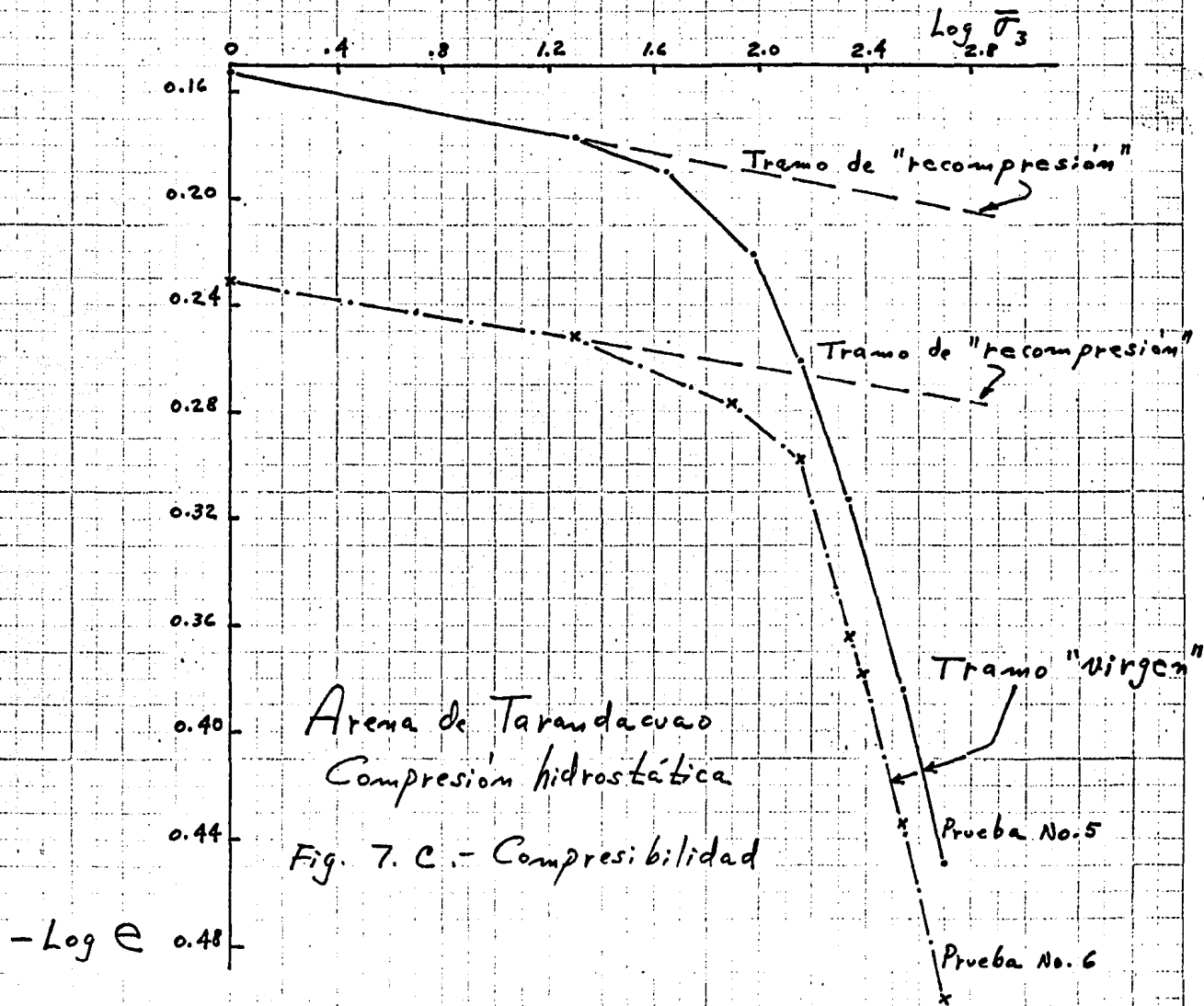
FIGURA 7.b - Compresibilidad
 (e vs σ_3)

Prueba No. 5
 (suelta)

Prueba No. 6
 (muy compacta)







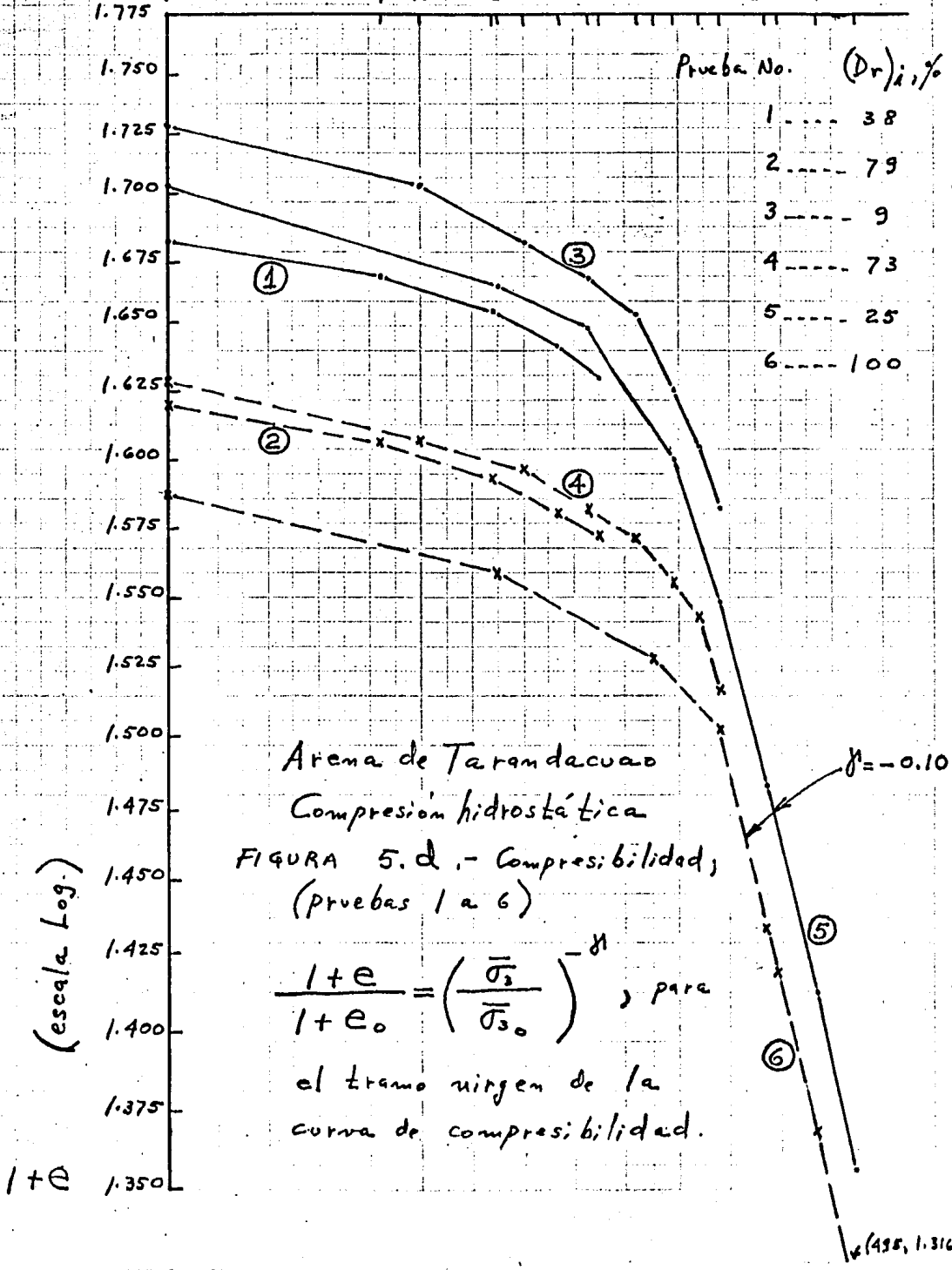
(escala Log.)

$\bar{\sigma}_3, \text{kg/cm}^2$

7 10 19 25 35 45 70 95 145 245 495

Prueba No. $(D_r)_i, \%$

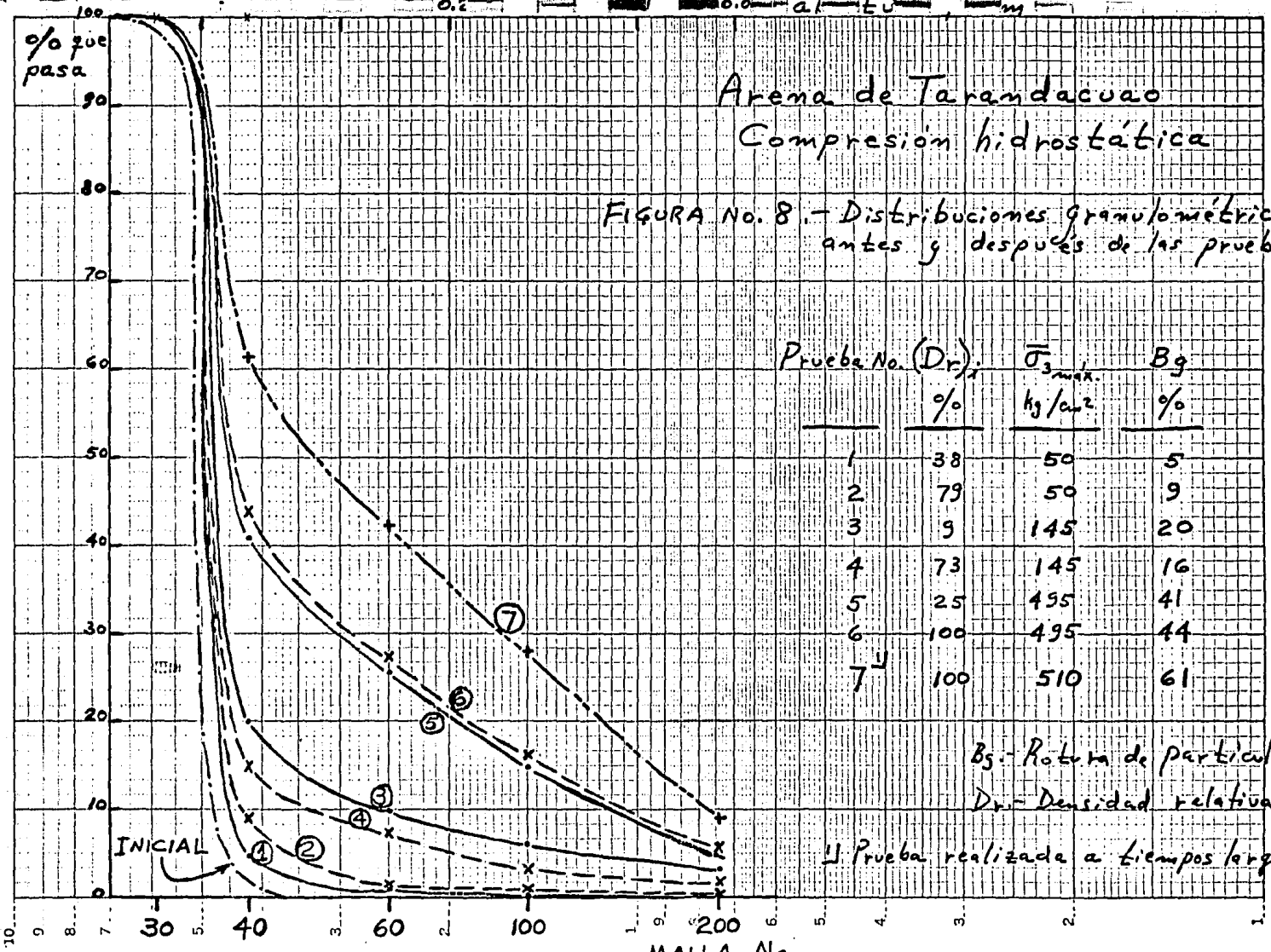
- 1 38
- 2 79
- 3 9
- 4 73
- 5 25
- 6 100



(escala Log.)

1+e

0.2 0.05 0.01 0.005 0.001 0.0005 0.0001 0.00005 0.00001



Arena de Taramacuao

Compresion hidrostática

FIGURA No. 8. - Distribuciones granulométricas antes y después de las pruebas.

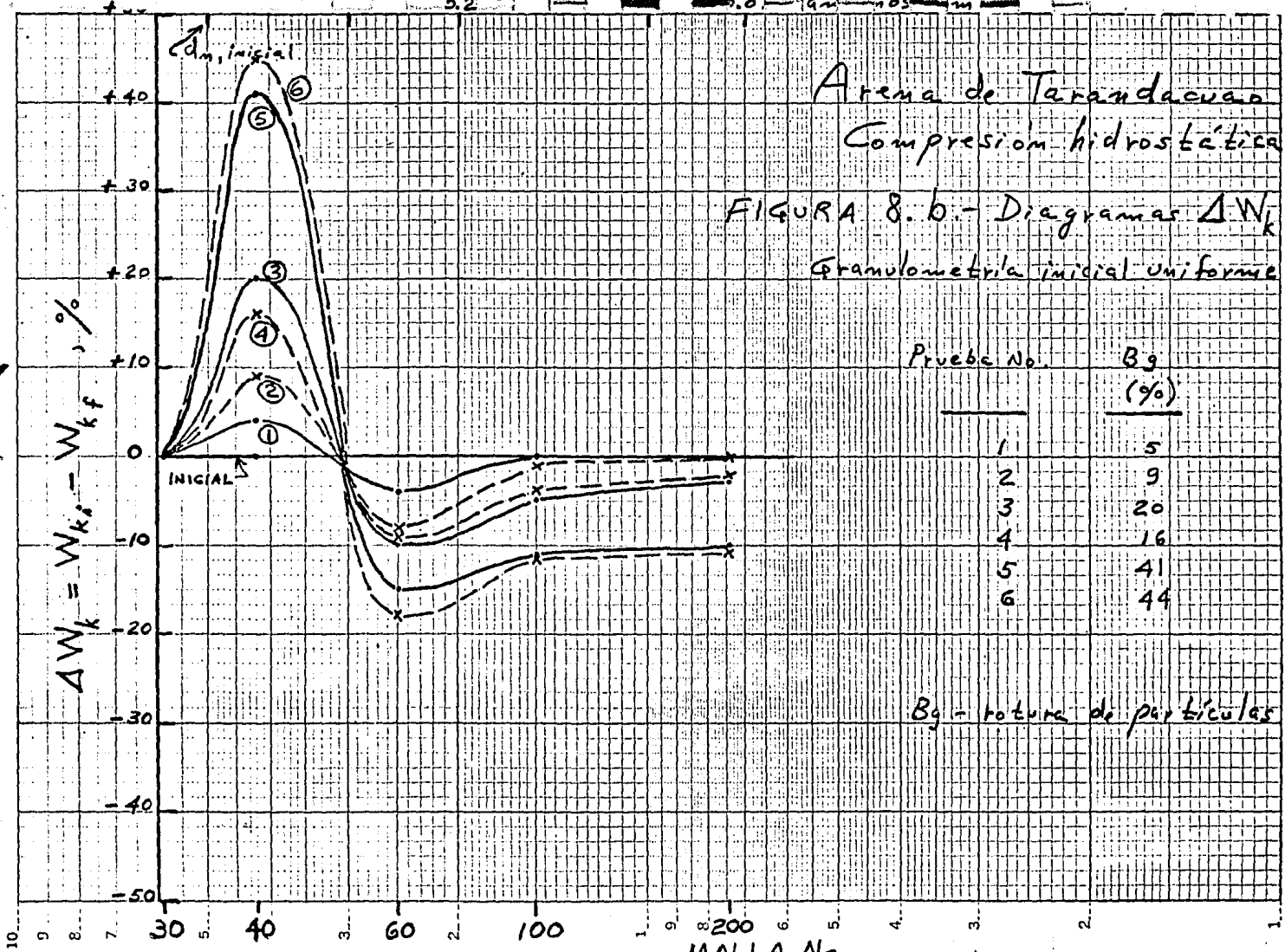
| Prueba No. (Dr) _i | $\bar{\sigma}_3$ _{max.} | B _g |
|------------------------------|----------------------------------|----------------|
| _____ | _____ | _____ |
| _____ | kg/cm ² | % |
| 1 | 50 | 5 |
| 2 | 50 | 9 |
| 3 | 145 | 20 |
| 4 | 145 | 16 |
| 5 | 495 | 41 |
| 6 | 495 | 44 |
| 7 ^U | 510 | 61 |

B_g - Rotura de partículas
 Dr - Densidad relativa

^U Prueba realizada a tiempos largos.

Arena de Tarandacuan
 Compresión hidrostática

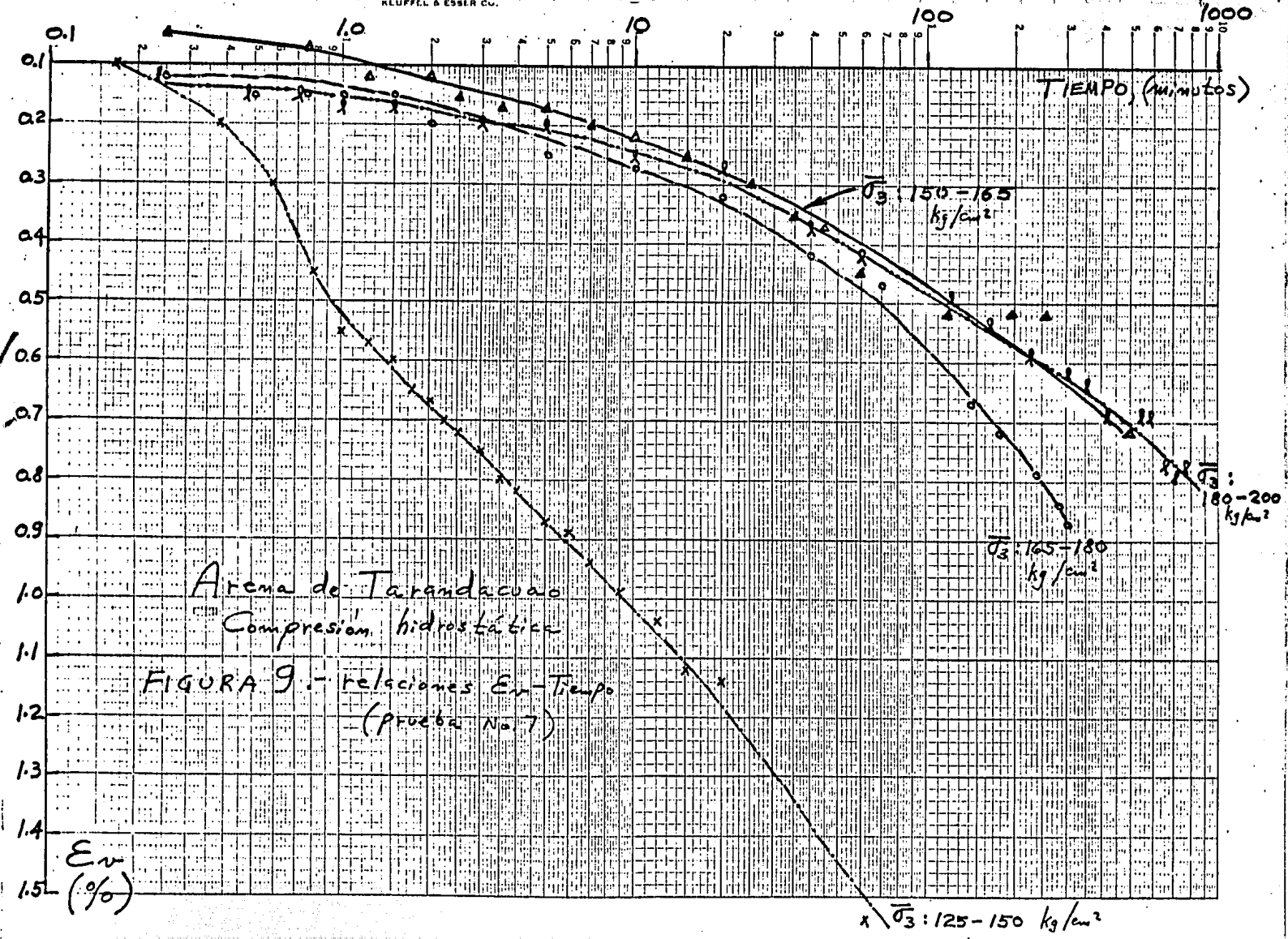
FIGURA 8. b.- Diagramas ΔW_k
 Granulometría inicial uniforme



| Prueba No. | Bg (%) |
|------------|--------|
| 1 | 5 |
| 2 | 9 |
| 3 | 20 |
| 4 | 16 |
| 5 | 41 |
| 6 | 44 |

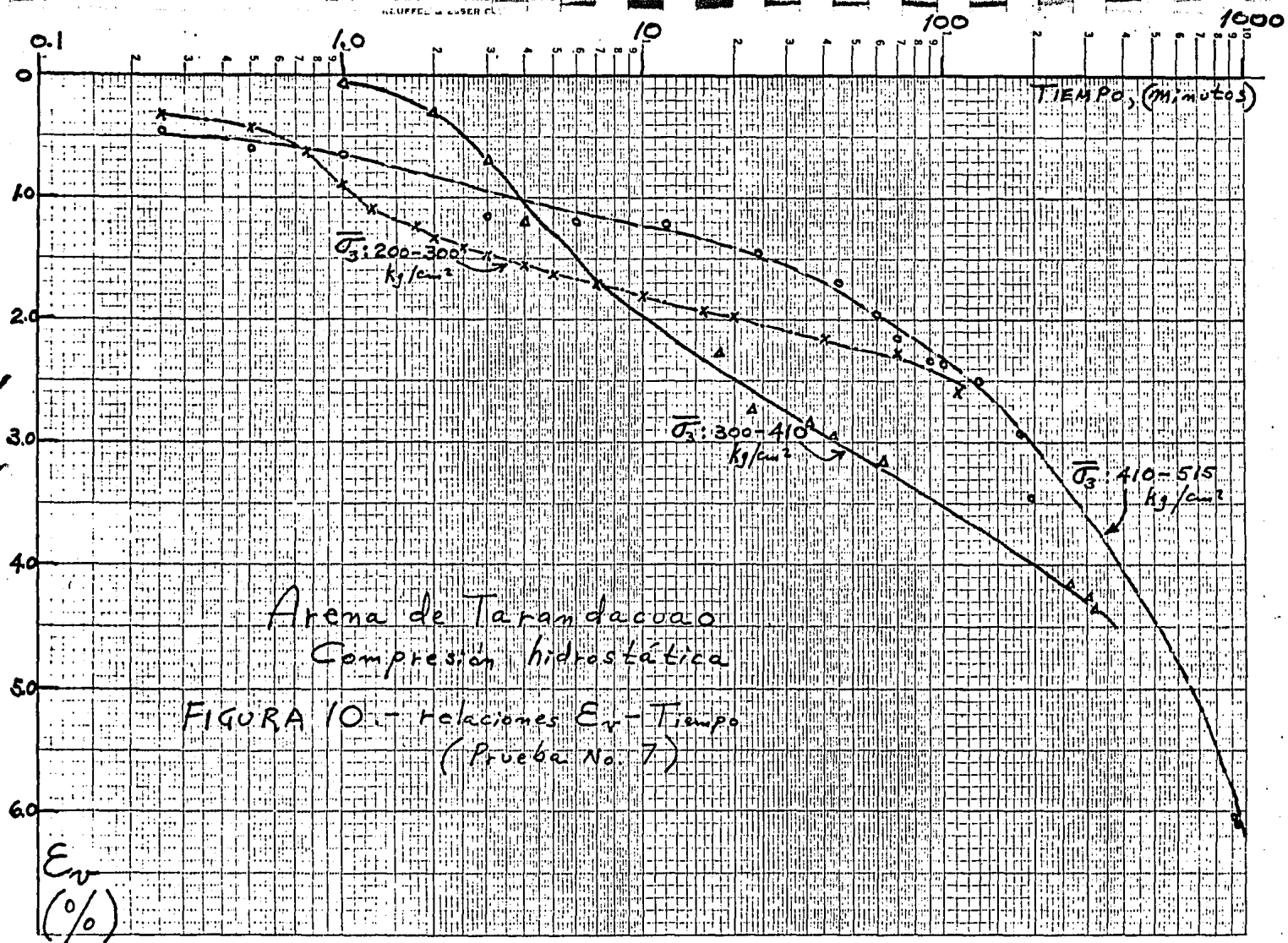
Bg - totura de partículas

MACALLA No.



Aréna de Tarandacuao
Compresión hidrostática

FIGURA 9.- relaciones E_v -Tiempo
(prueba No 7)

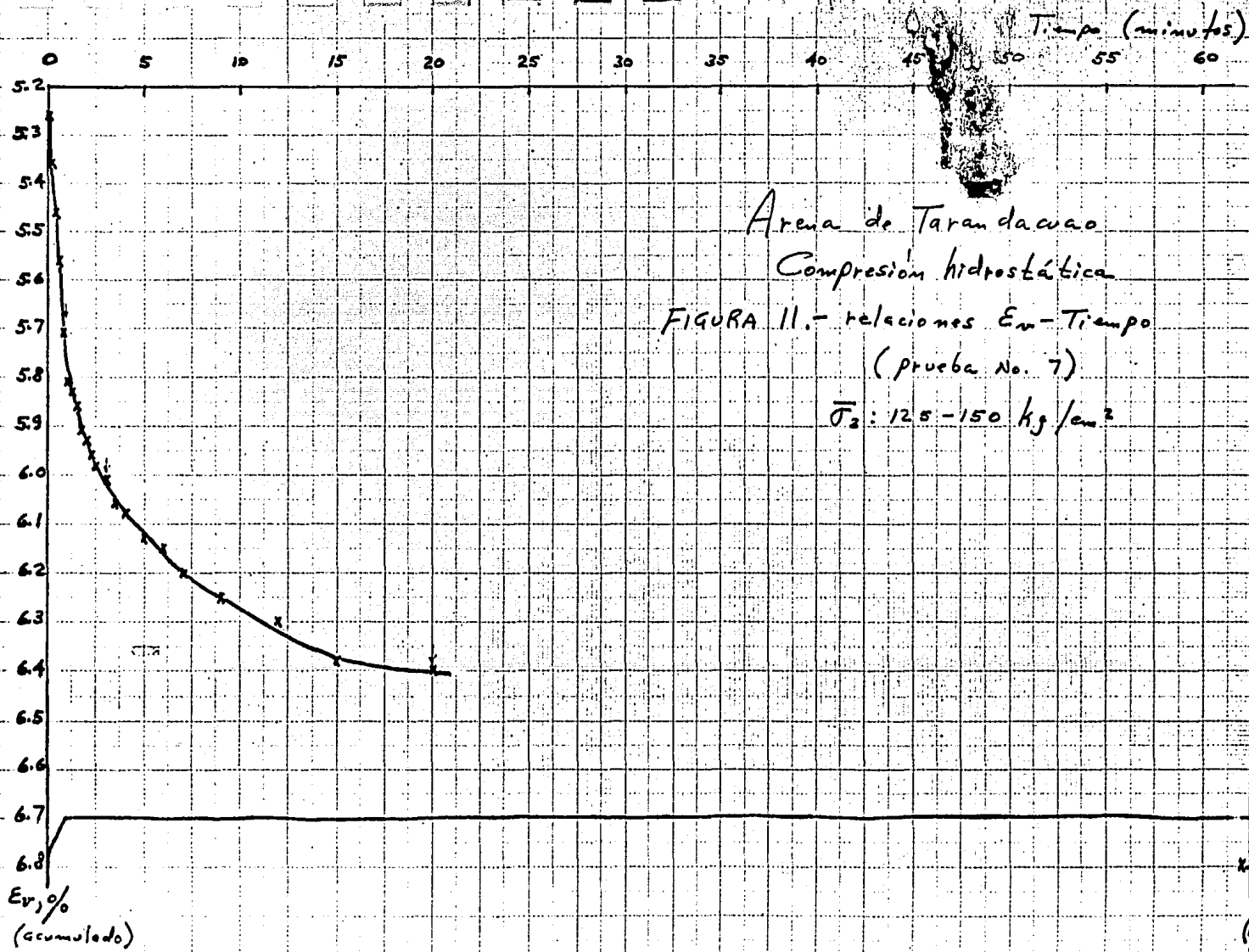


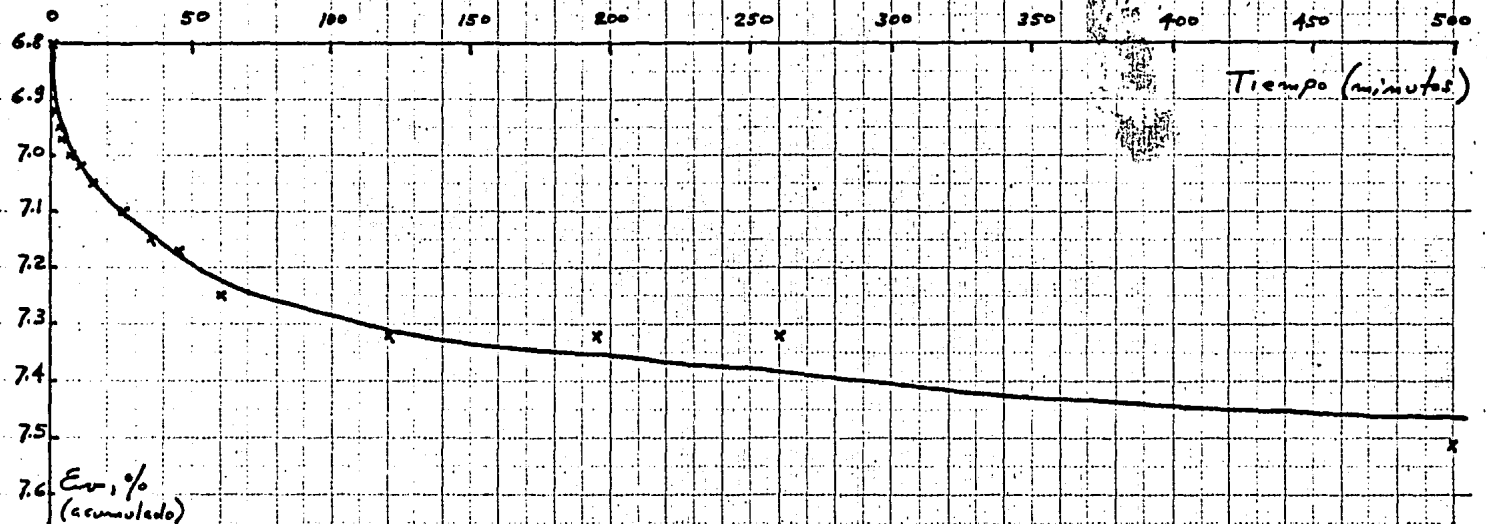
Arena de Taramadaco
 Compresión hidrostática

FIGURA 10.- relaciones E_v -Tiempo
 (Prueba No. 7)

E_v
 (%)

TIEMPO, (minutos)



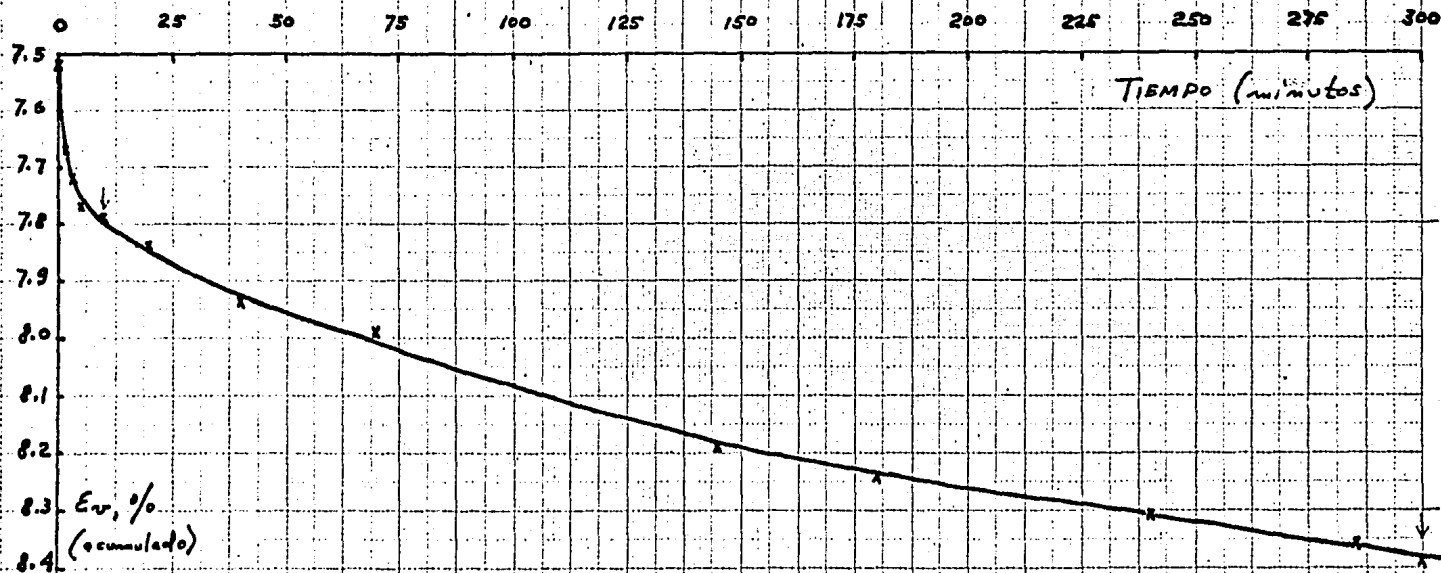


Arena de Taranacuao
 Compresión hidrostática

FIGURA 12.- relaciones E_v -Tiempo
 (prueba No. 7)

$\bar{\sigma}_3$: 150-165 kg/cm²

150
 $\bar{\sigma}_3$
 (kg/cm²)

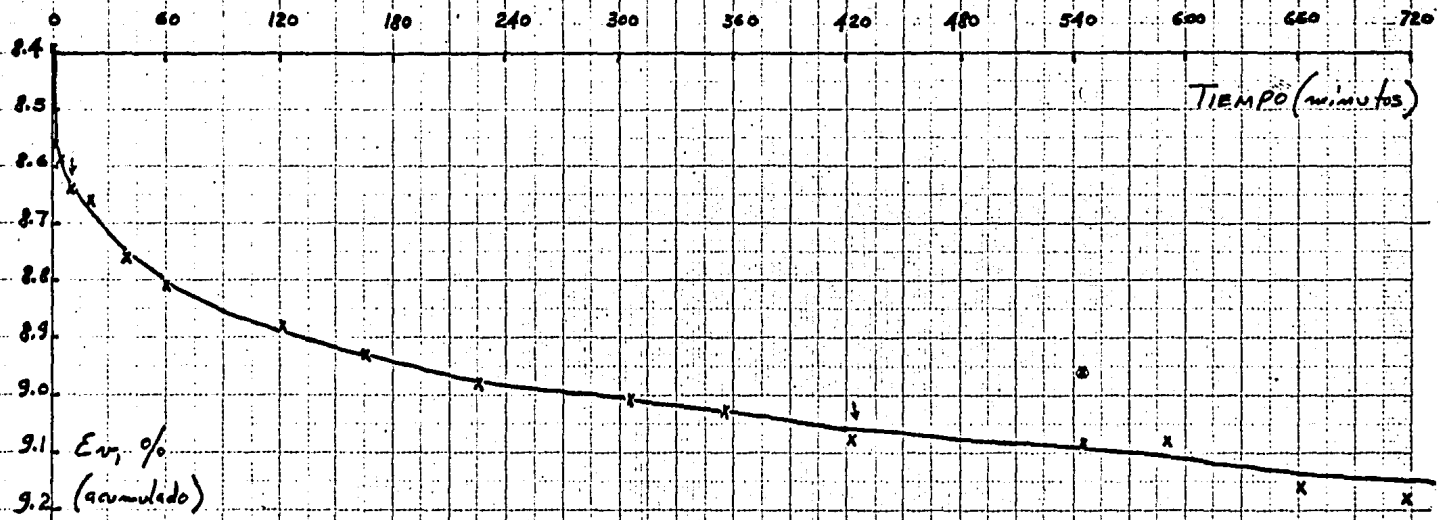


Arena de Taramlacuco
 Compresión hidrostática

FIGURA 13.- relaciones Ev-Tiempo
 (prueba No. 7)

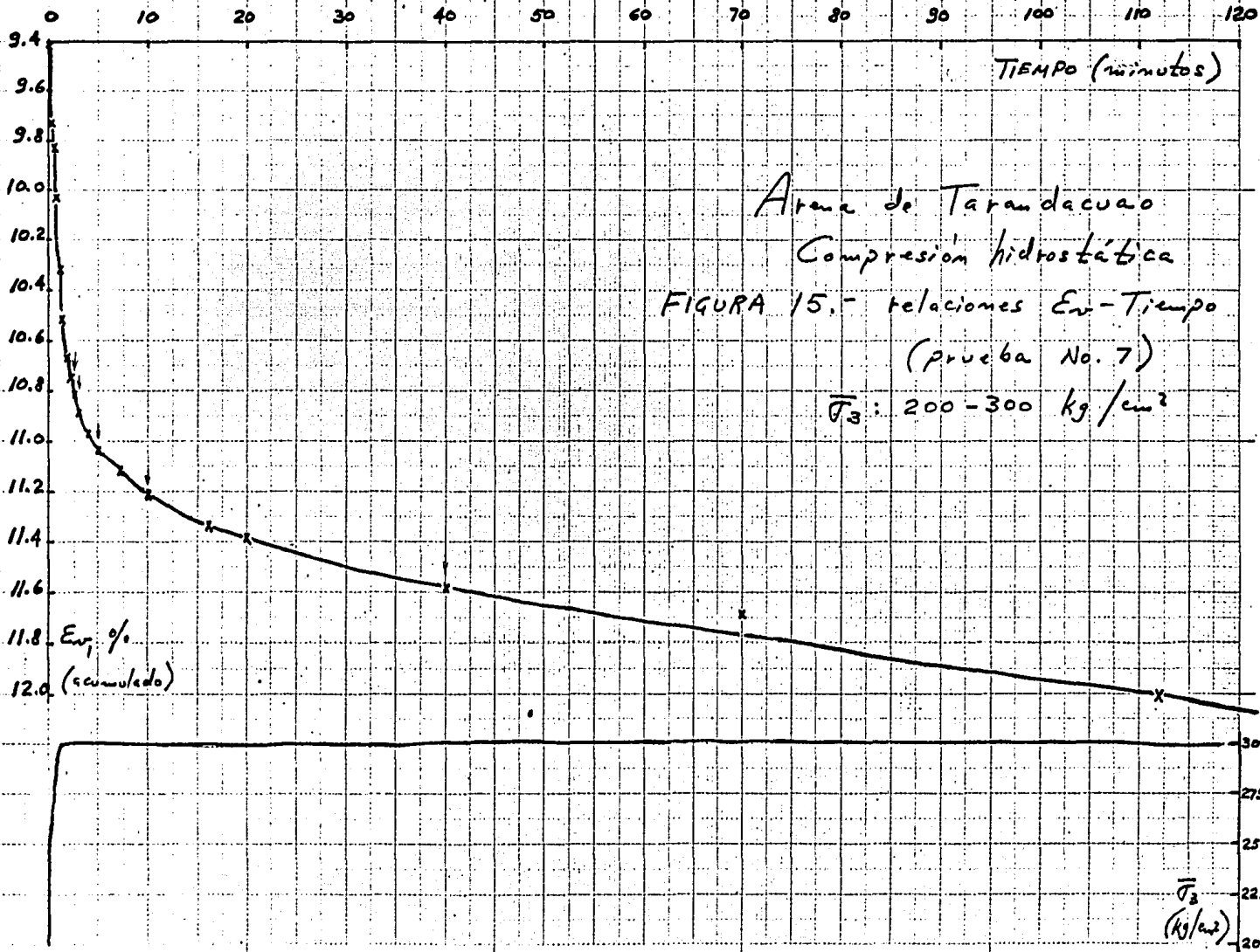
$\bar{\sigma}_3$: 165 - 180 kg/cm²

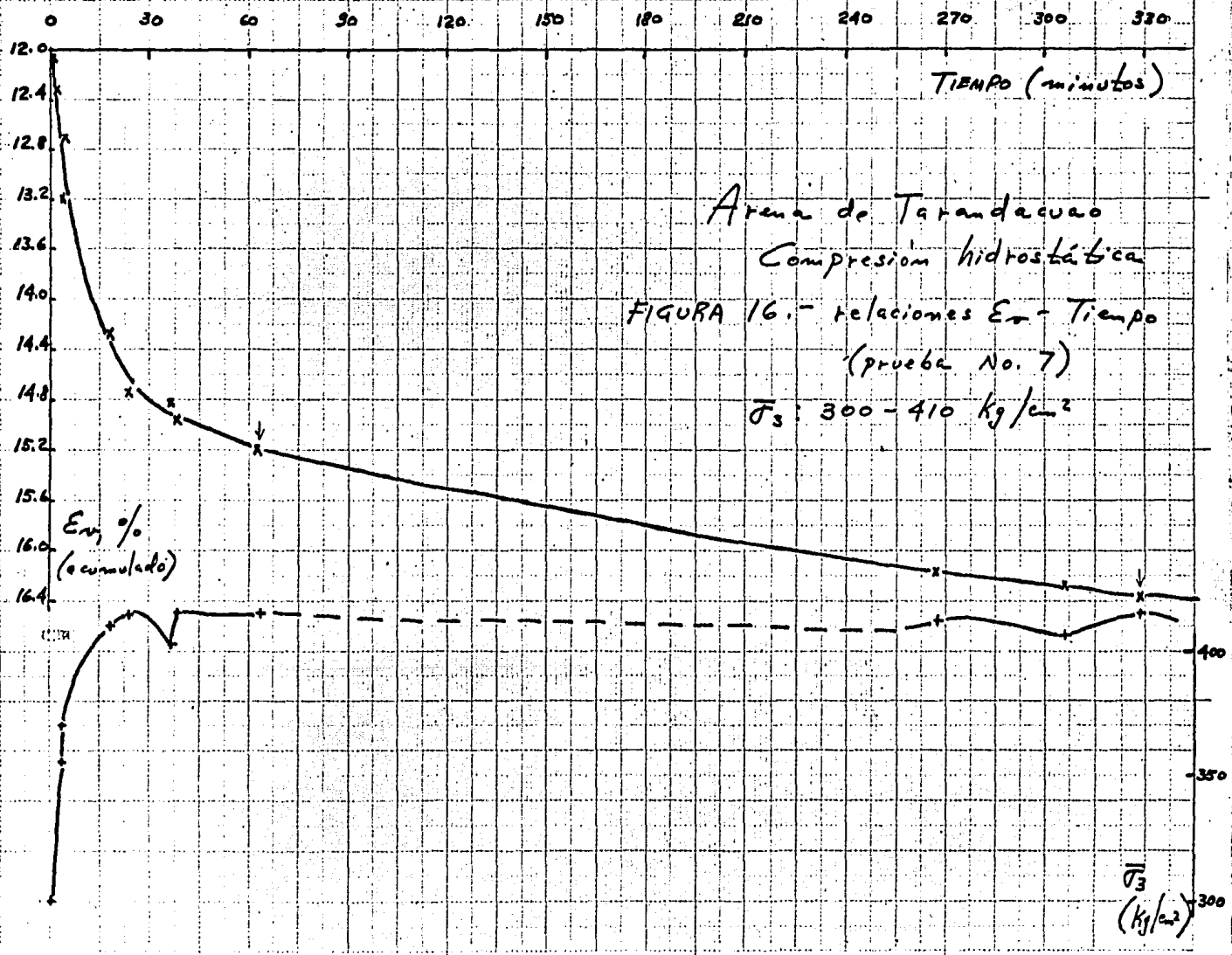
180
175
170
165
 $\bar{\sigma}_3$
(kg/cm²)

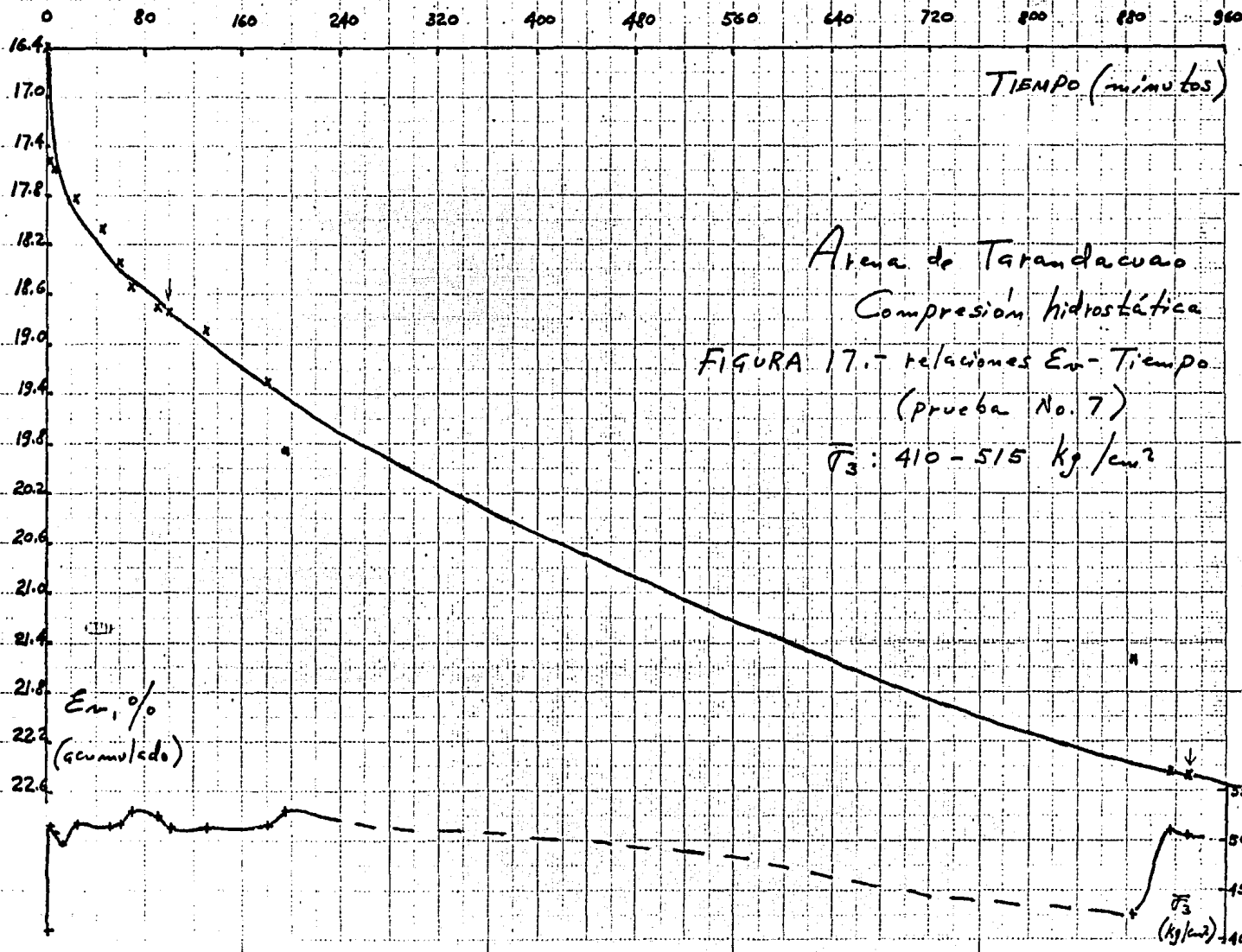


Arena de Tarandacua
 Compresión hidrostática
 FIGURA 14.- relaciones E_v -Tiempo
 (prueba No. 7)
 $\bar{\sigma}_3$: 180-200 kg/cm²

200
190
180
 $\bar{\sigma}_3$
(kg/cm²)







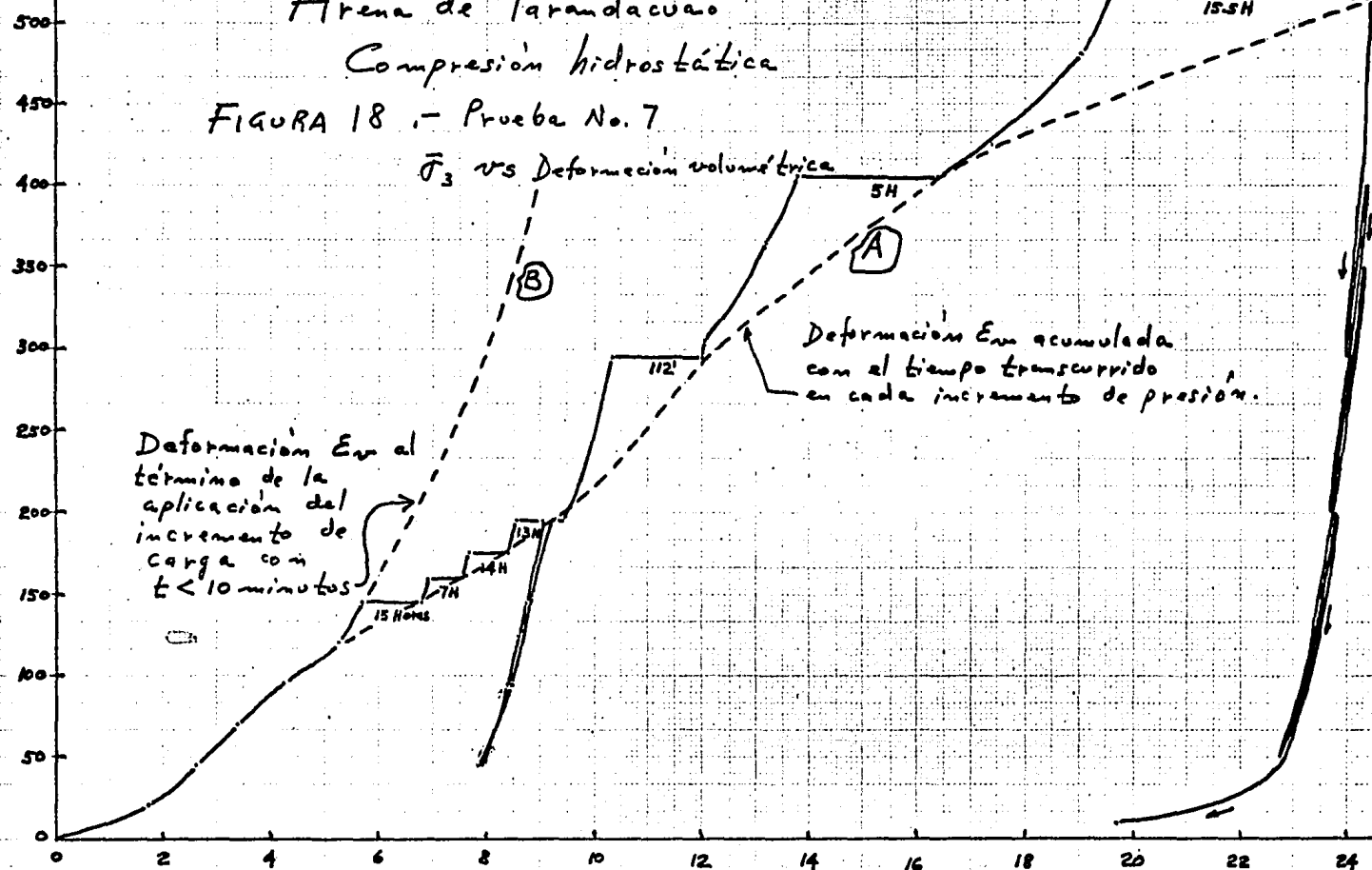
$\bar{\sigma}_3$
kg/cm²

Arena de Tarandacua

Compresión hidrostática

FIGURA 18.- Prueba No. 7

$\bar{\sigma}_3$ vs Deformación volumétrica



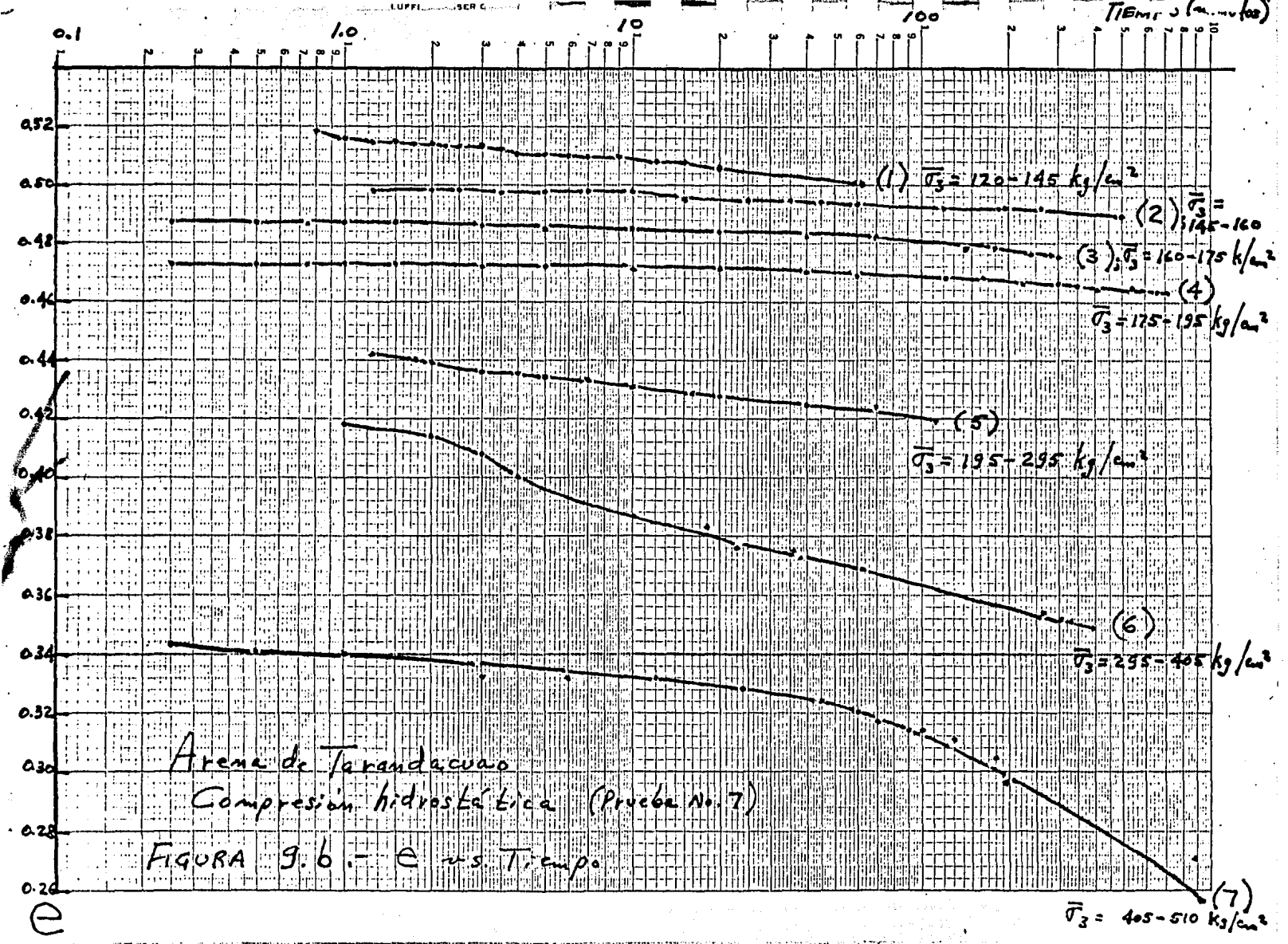
Deformación ϵ_v al término de la aplicación del incremento de carga con $t < 10$ minutos

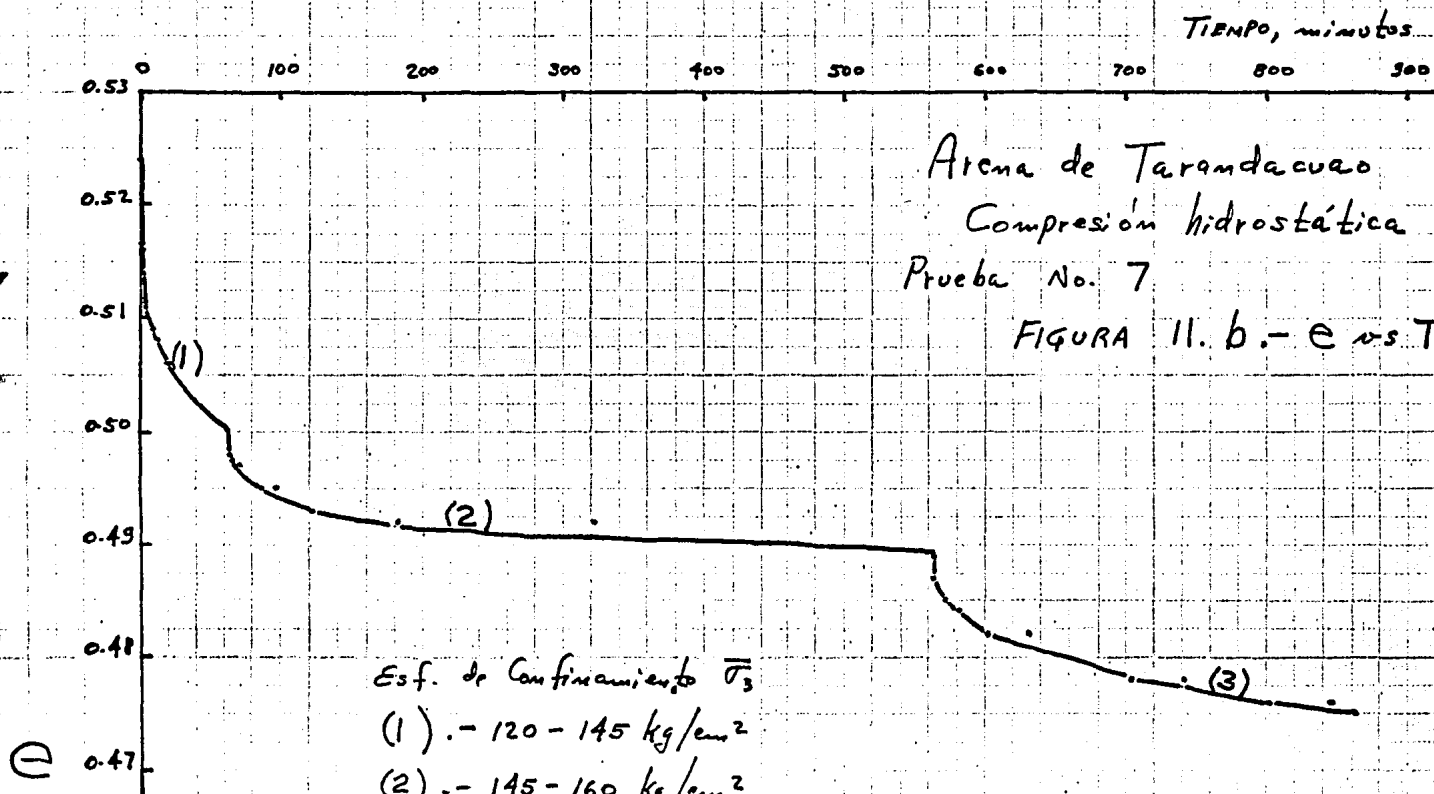
Deformación ϵ_v acumulada con el tiempo transcurrido en cada incremento de presión.

$\epsilon_v, \%$

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA





Arcilla de Taramdacqua
 Compresión hidrostática
 Prueba No. 7

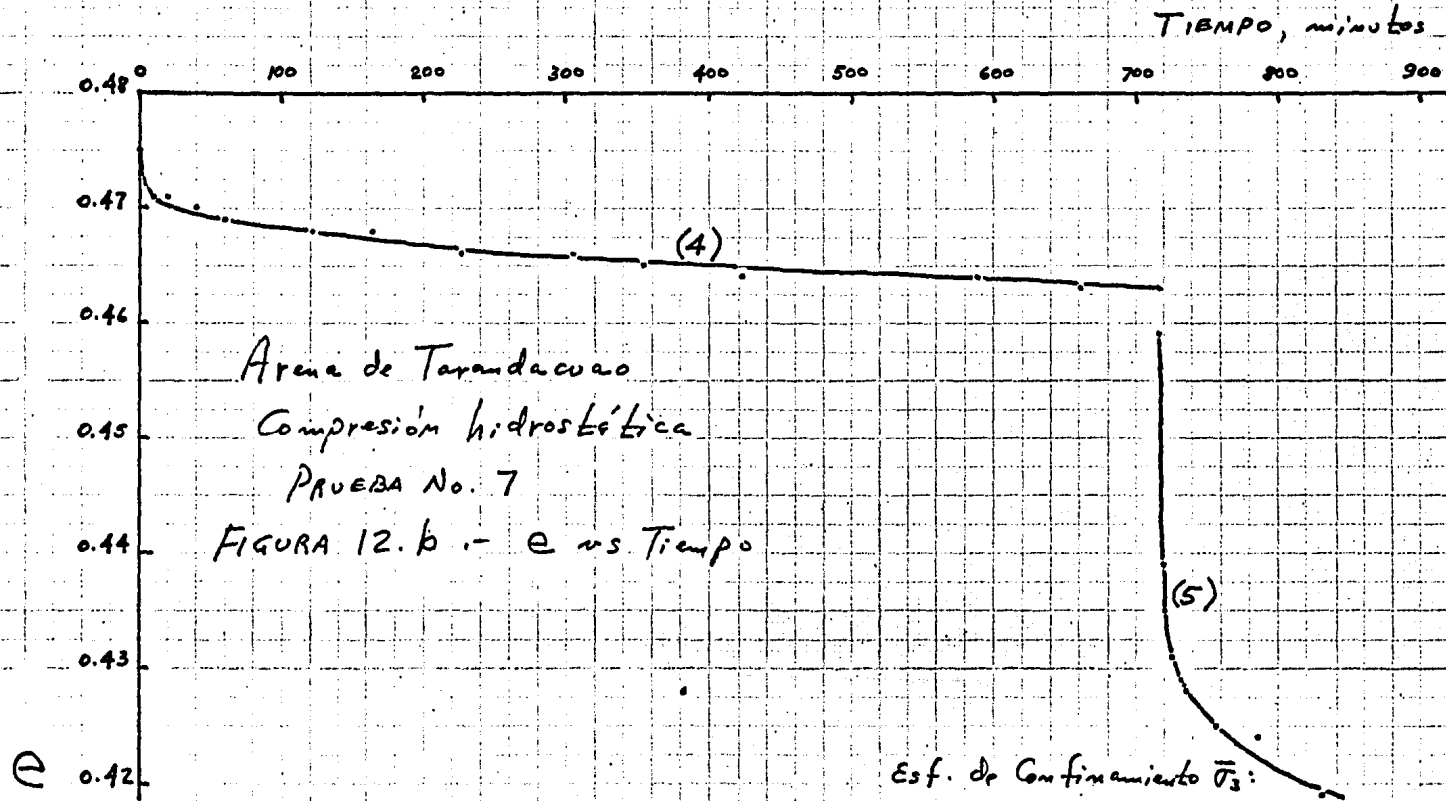
FIGURA 11. b. - e vs Tiempo

Esf. de Confinamiento $\bar{\sigma}_3$

(1) .- 120 - 145 kg/cm²

(2) .- 145 - 160 kg/cm²

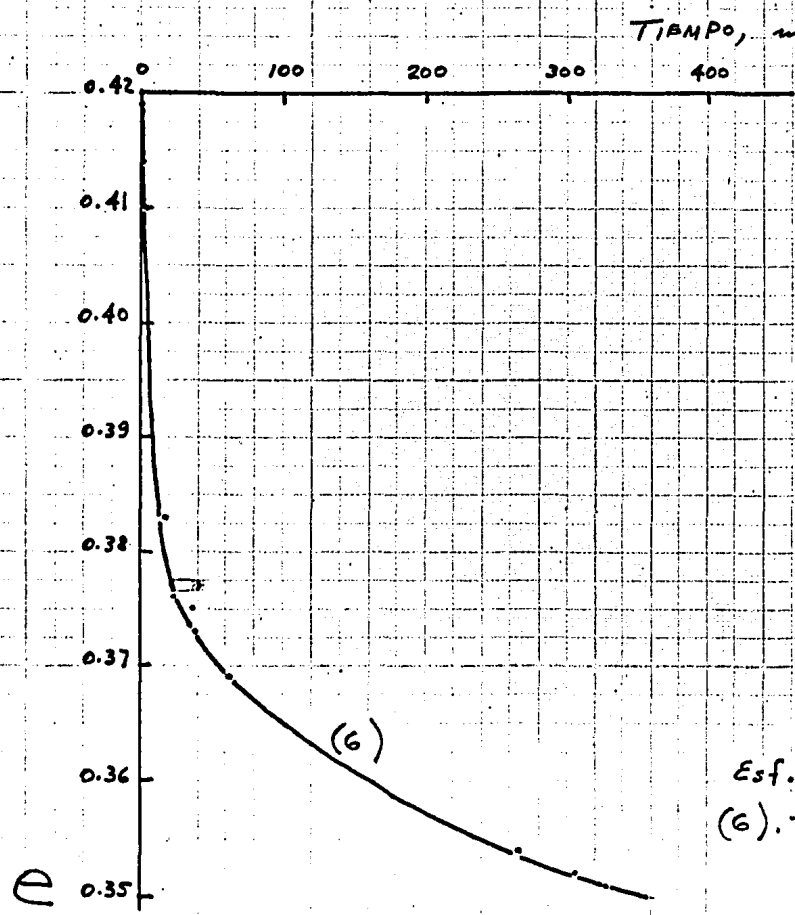
(3) .- 160 - 175 kg/cm²



Esf. de Confinamiento $\bar{\sigma}_3$:

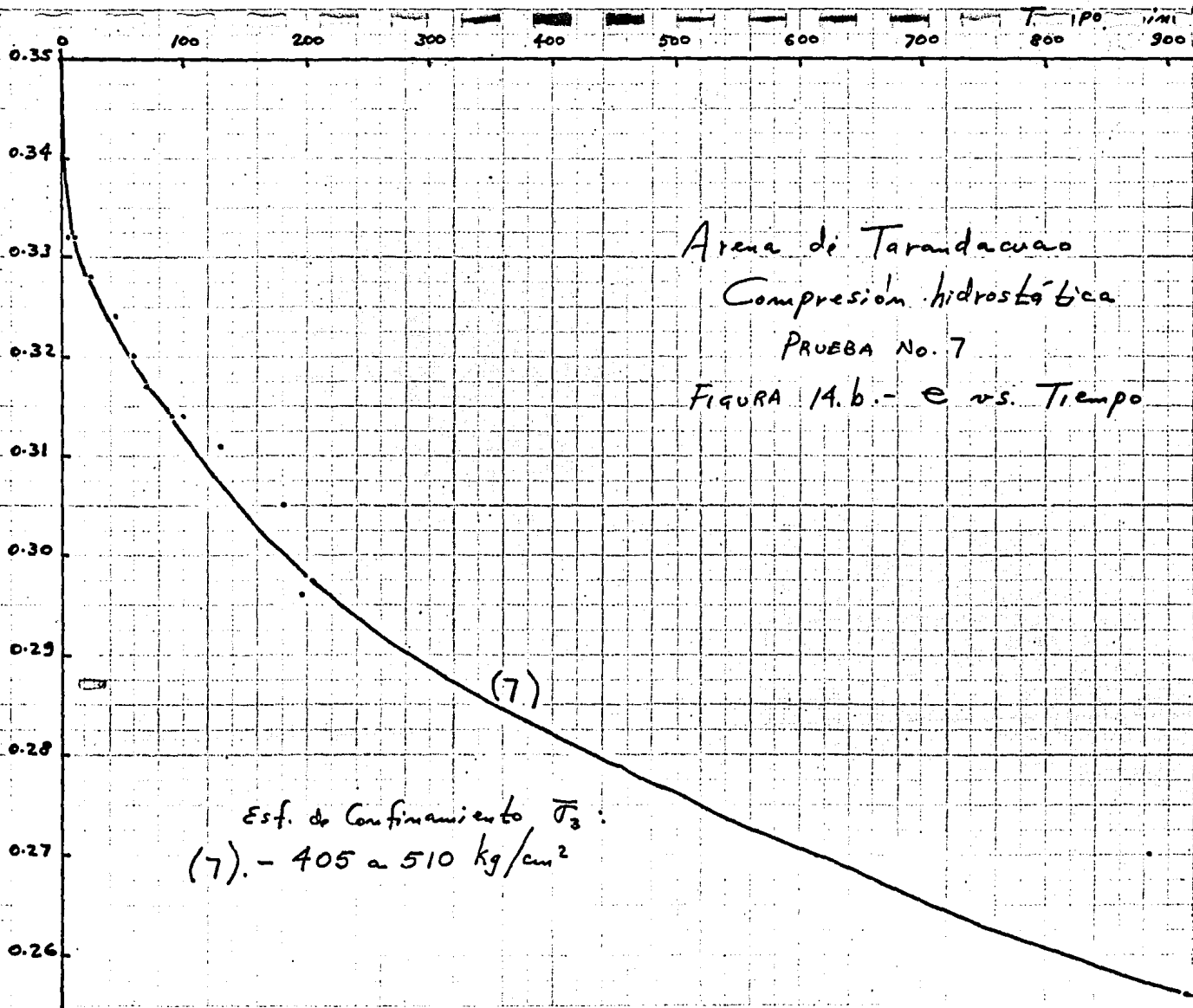
(4) 175 - 195 kg/cm²

(5) 195 - 295 kg/cm²

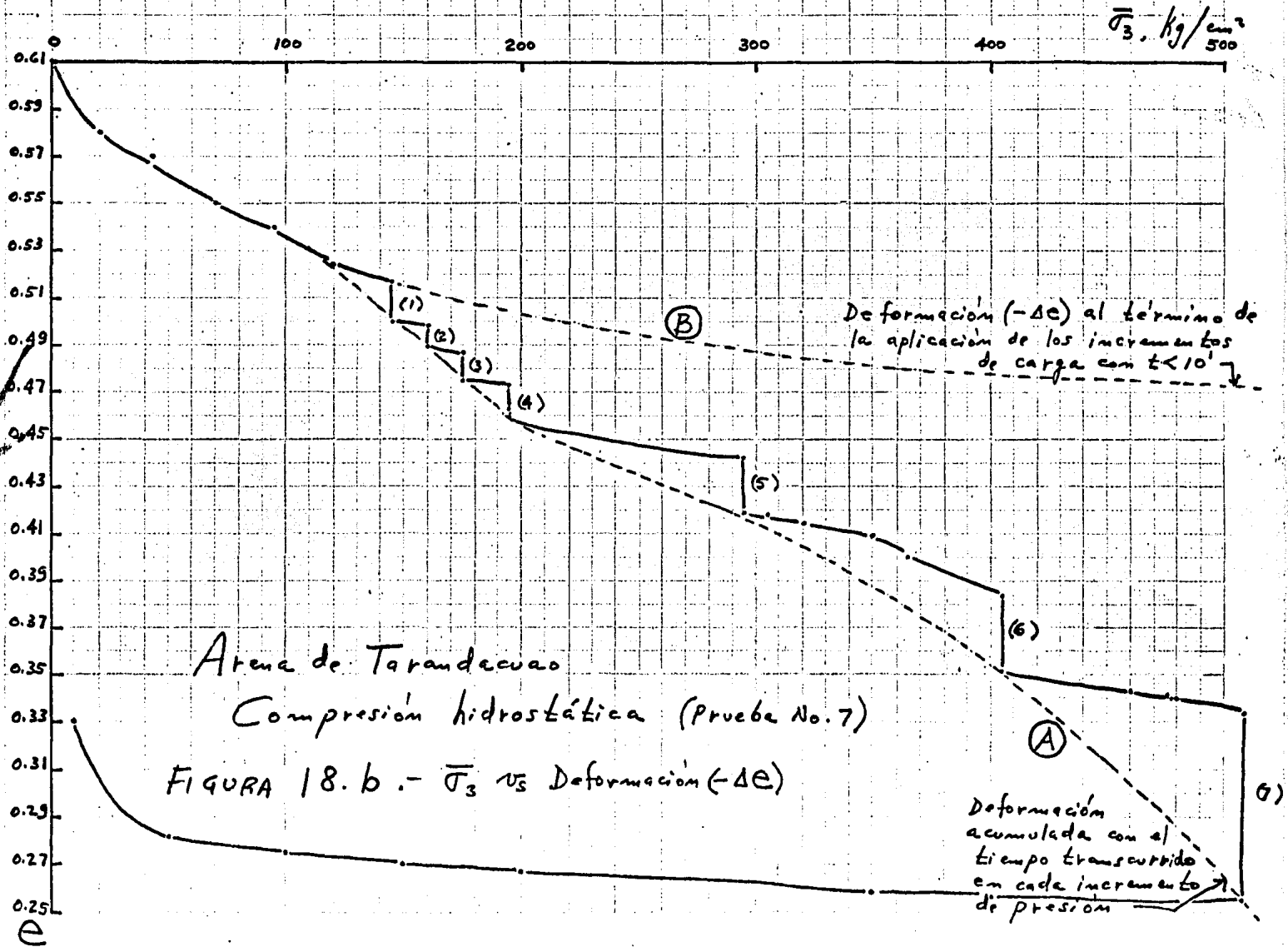


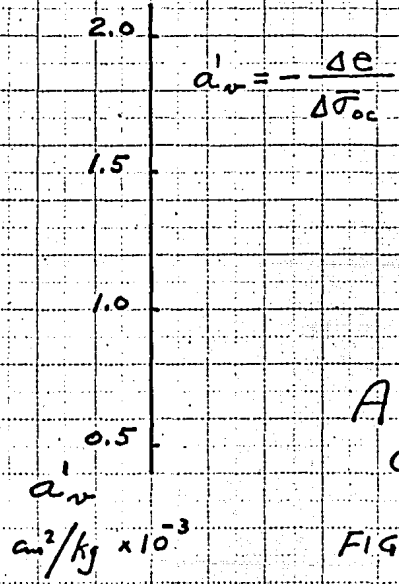
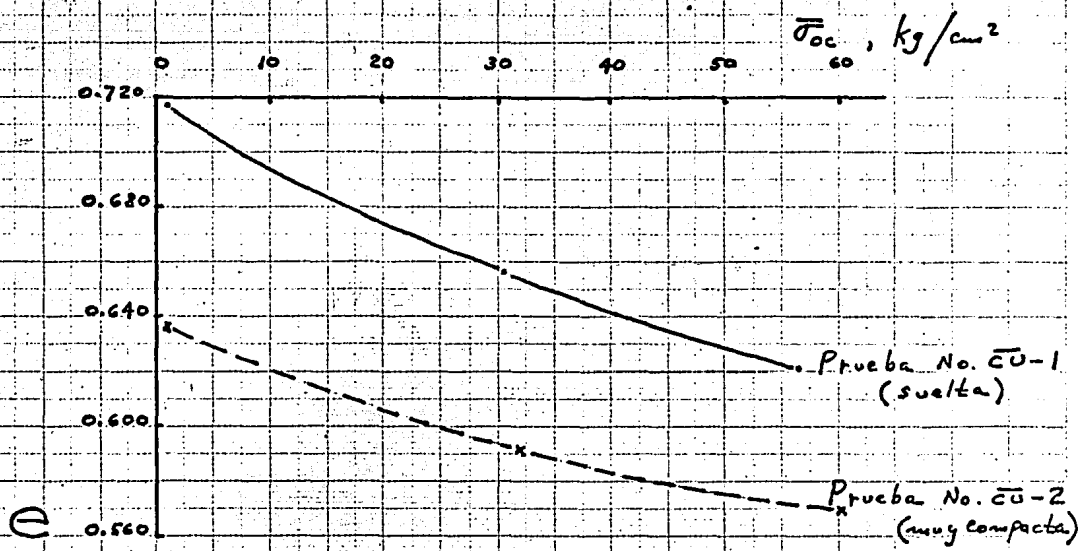
Arena de Tarandacuco
 Compresión hidrostática
 PRUEBA No. 7
 FIGURA 13. b - e vs. Tiempo

Esf. de Confinamiento $\bar{\sigma}_3$:
 (6). - 295-405 kg/cm²



e



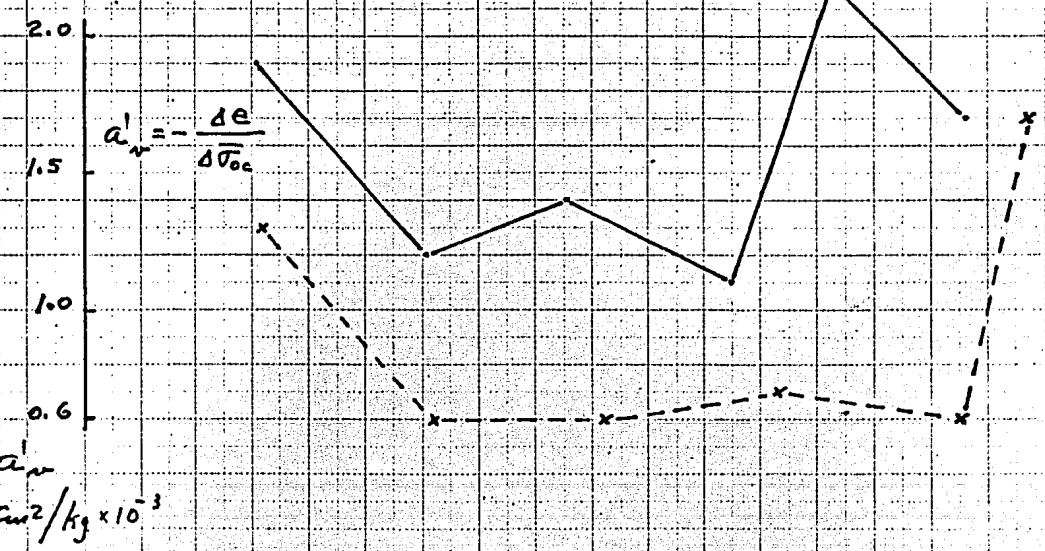
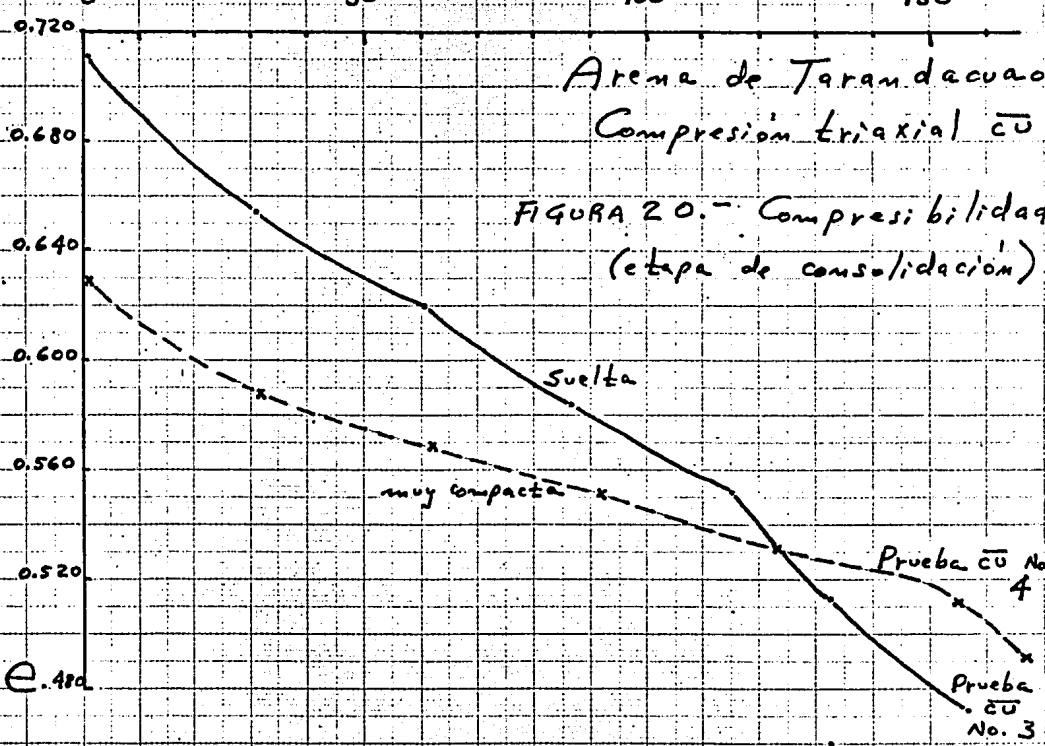


$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_{vc}}$$

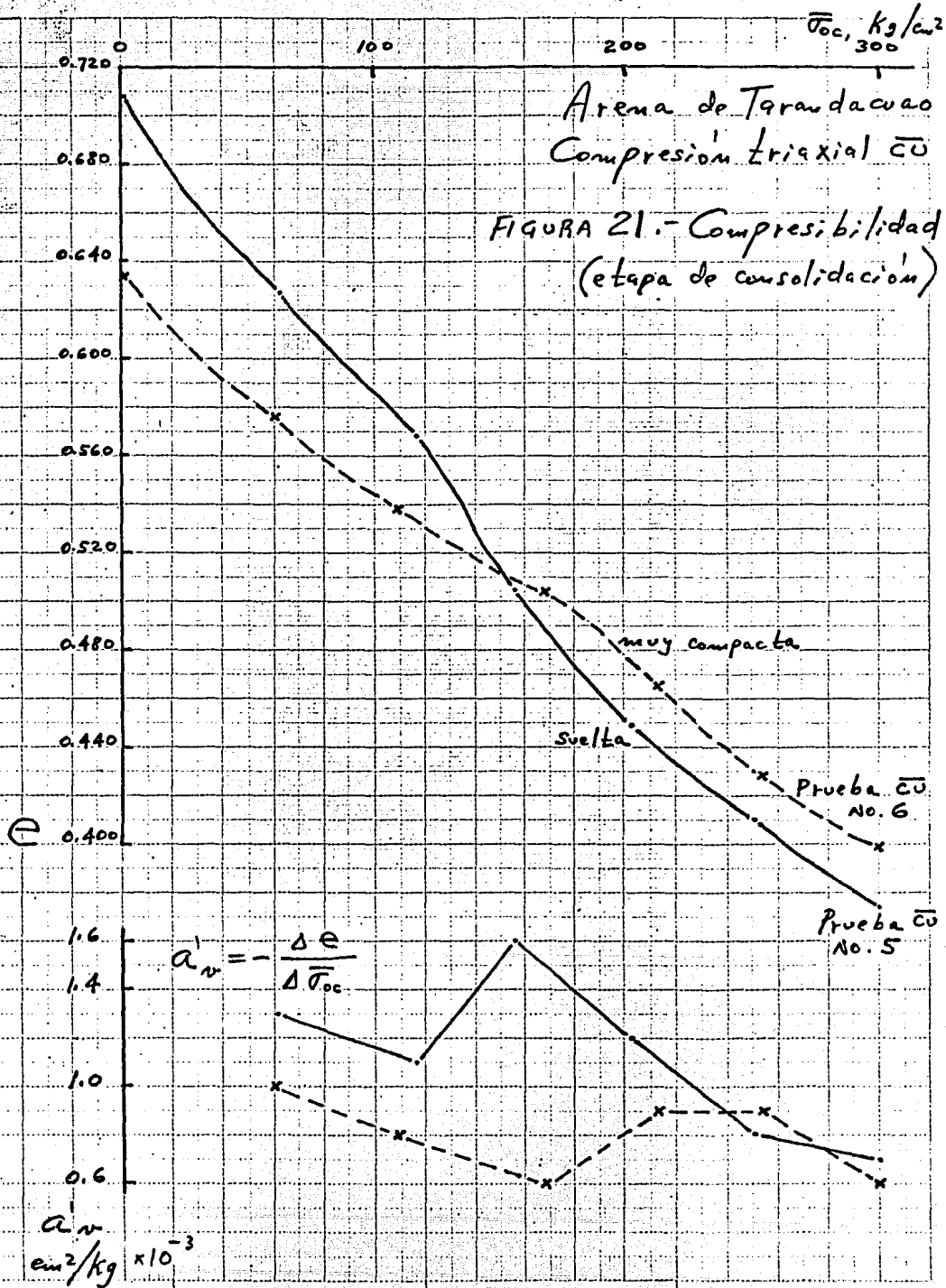
Arena de Tarandacua
 Compresión triaxial CŪ

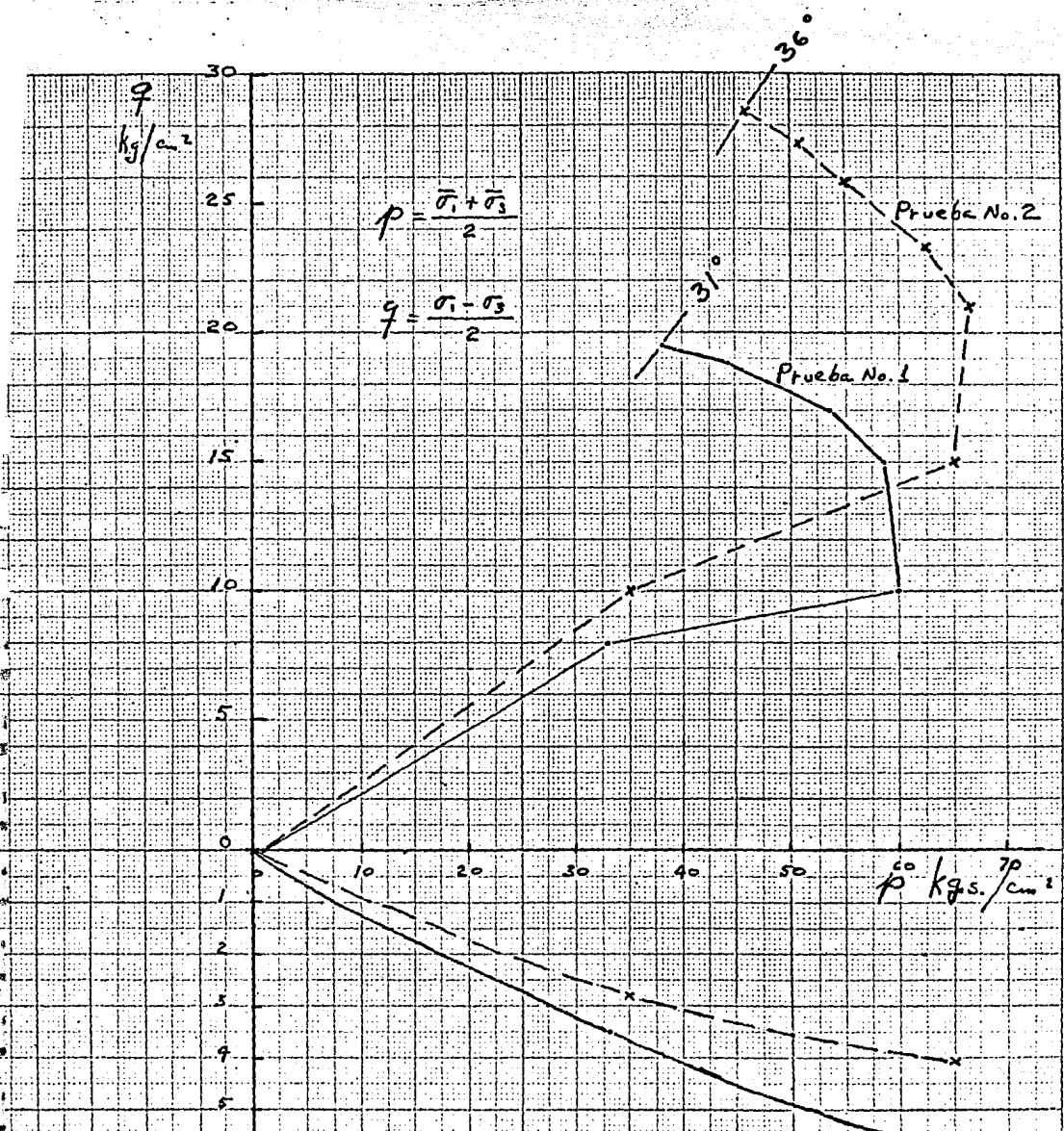
FIGURA 19.- Compresibilidad (etapa de consolidación)

$\bar{\sigma}_{oc} \text{ kg/cm}^2$
150



a'_v
 $\text{cm}^2/\text{kg} \times 10^{-3}$

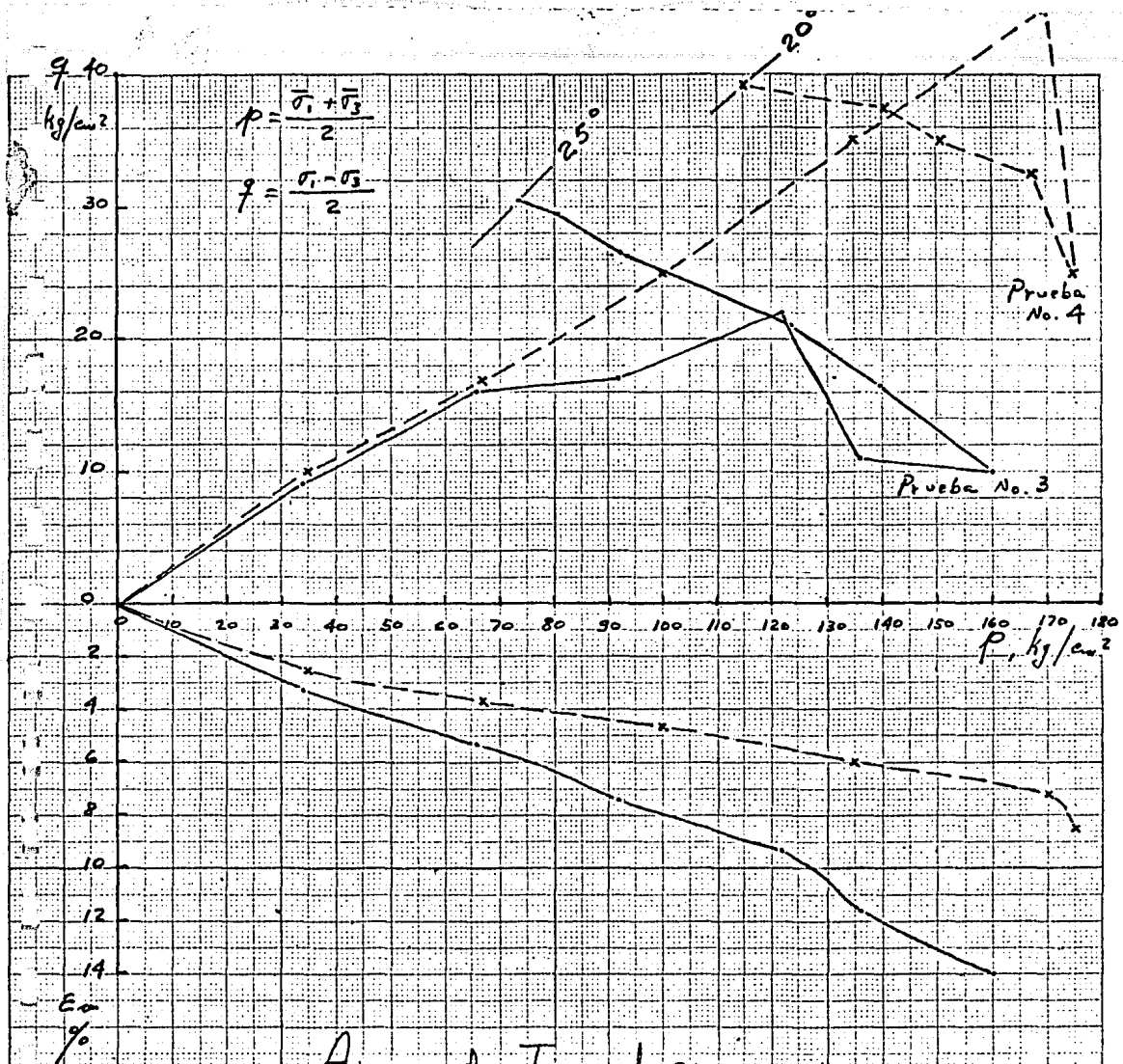




Arena de Tarandacua
 Compresión triaxial $\bar{\sigma}_U$. FIGURA 22

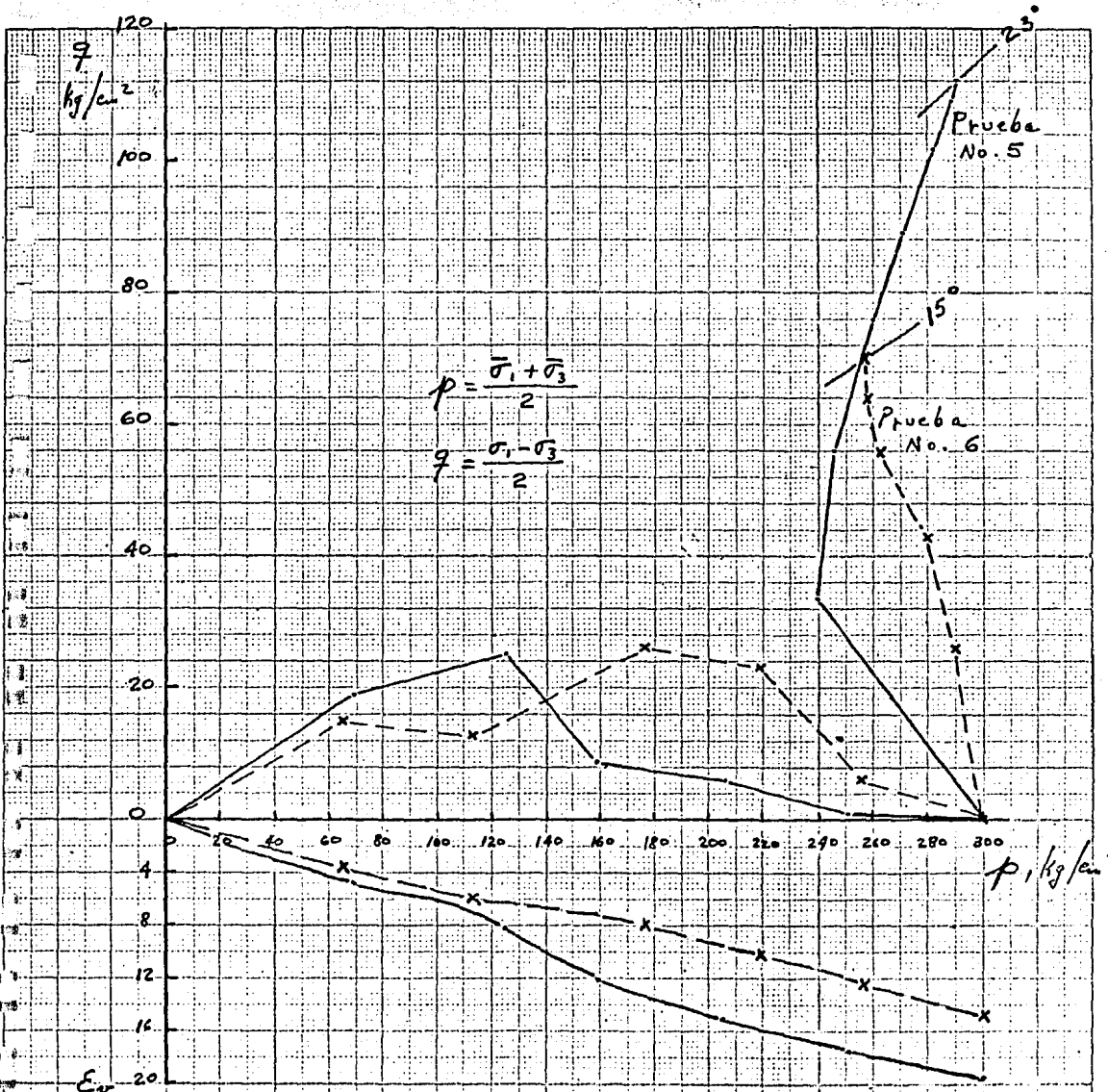
- Diagramas p-q (trayectorias de esfuerzo)
- Relaciones p- E_v en la etapa de consolidación

E_v
 % 10



Arena de Tarandacuaio
 Compresión triaxial \bar{C}_U . FIGURA 23

- Diagramas p - q (trayectorias de esfuerzo)
- Relaciones p - E_v en la etapa de consolidación

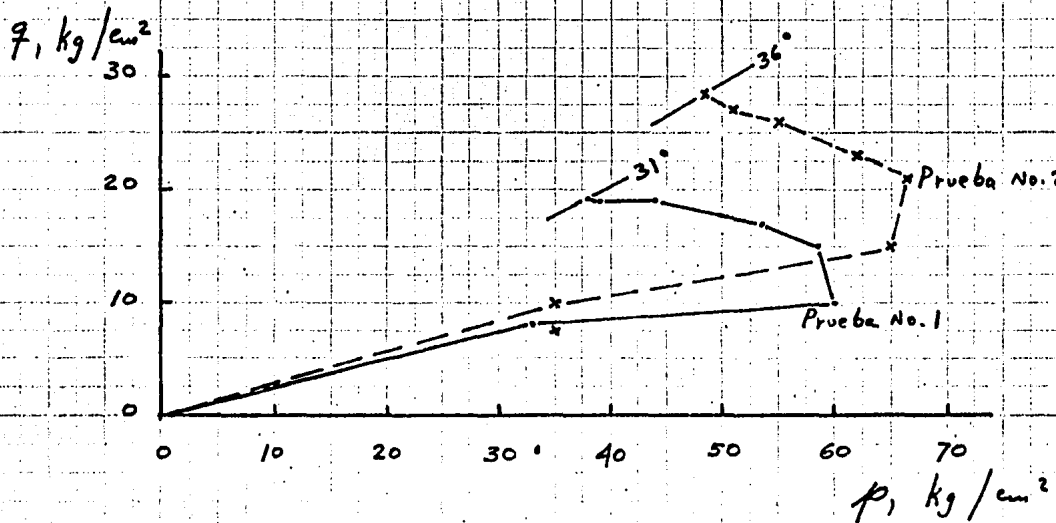


Arena de Taramacua
 Compresión triaxial \overline{CU} . FIGURA 24

- Diagramas p-q (trayectorias de esfuerzo)
- Relaciones p-Ev en la etapa de consolidación

Arena de Tarandacua
 Compresión triaxial $\bar{\sigma}_U$

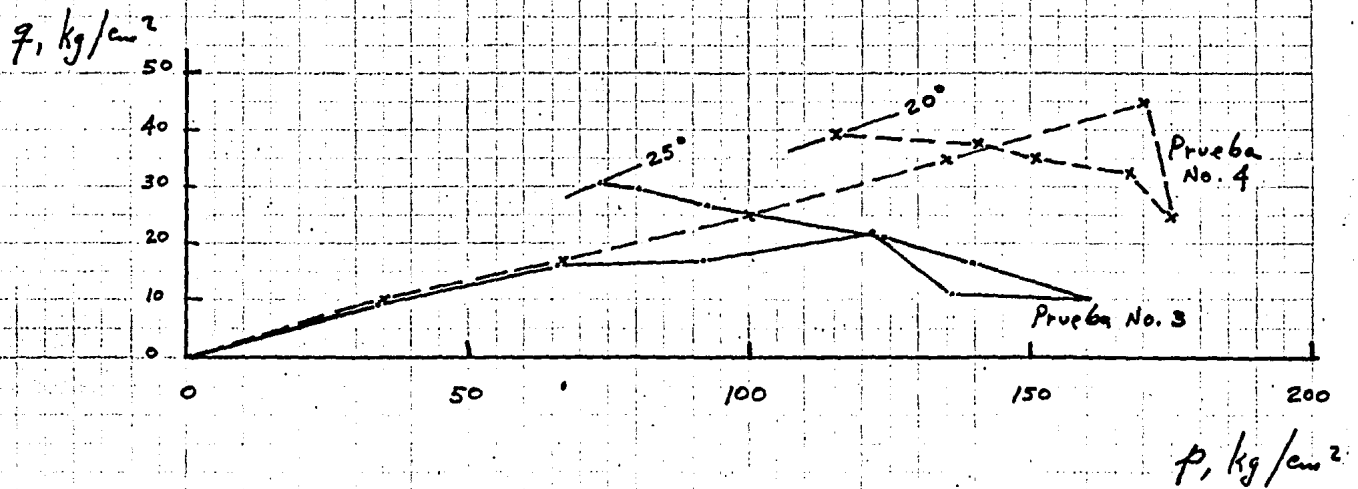
Fig. 22. b.- Trayectorias de esfuerzo (diagramas $p-q$)



$$p = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2} ; q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Arena de Taramdaco
 Compresión triaxial $\bar{c}\bar{u}$

Fig. 23. b .- Trayectorias de esfuerzo (diagramas $p-q$)



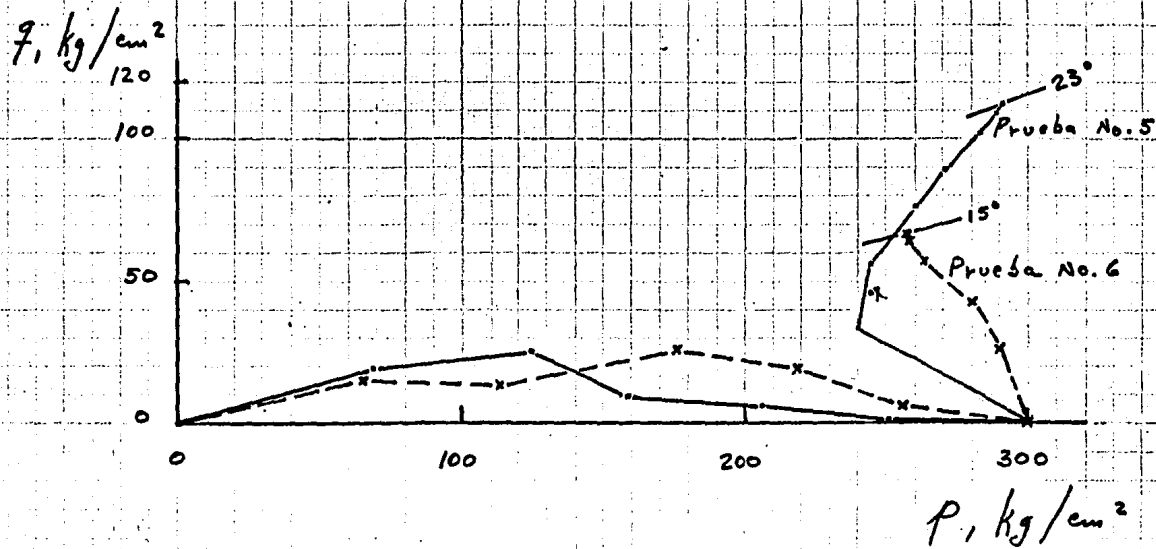
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Arena de Tarandacua

Compresión triaxial $\bar{c}u$

Fig. 24.6 - Trayectorias de esfuerzo (diagramas p-q)



$$p = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}$$

$$q = \frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2}$$

Arena de Tarandacua
 Compresión Triaxial \overline{CU}
 PRUEBA No. 1

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ 60
 $\overline{\sigma_3}$
 kg/cm² 50

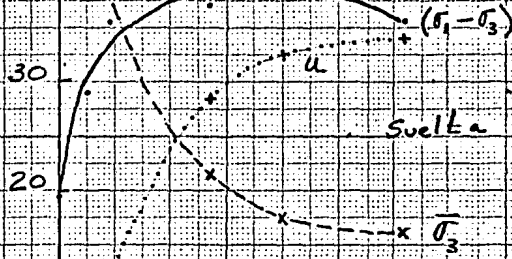
$\sigma_3 = 55 \text{ kg/cm}^2$

$u_c = 5 \text{ kg/cm}^2$

$e_1 = 0.72$

$e_2 = 0.62$

$u = u_t - u_c$



$\epsilon_a, \%$

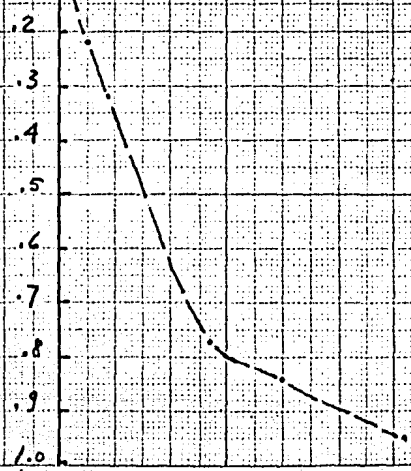
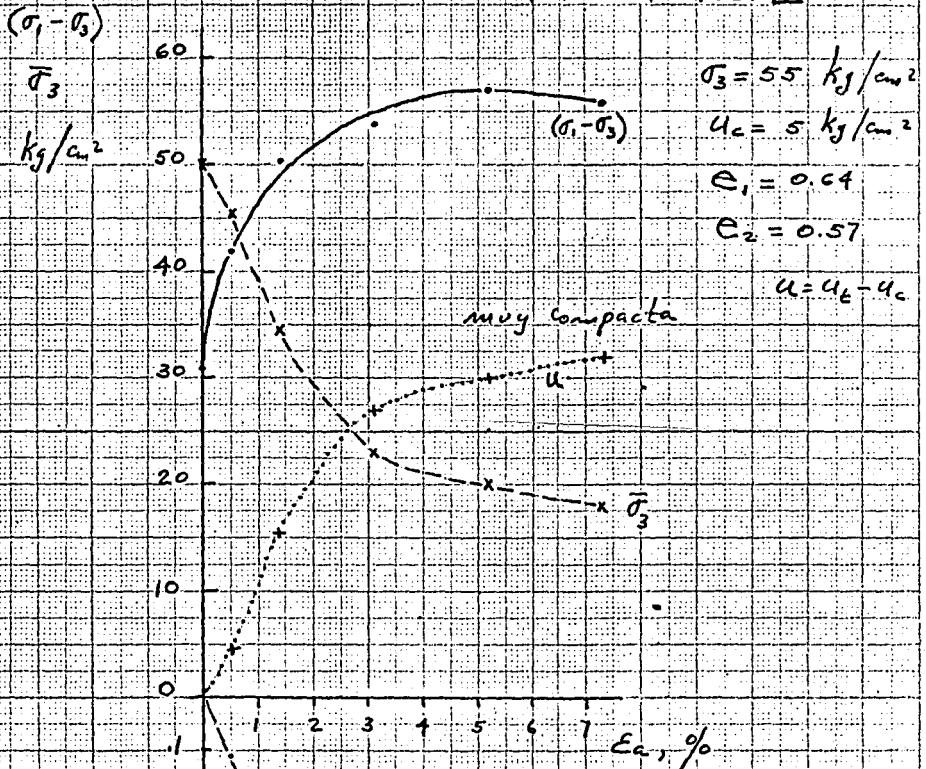


FIGURA 25.-
 Esf. - Deformación
 (etapa de falla)

$A = \frac{u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$

Arena de Tarandacuao
 Compresión triaxial $\bar{C}U$
 PRUEBA No. 2



$$A = \frac{u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

FIGURA 26.-
 Est. - Deformación
 (etapa de falla)

$(\sigma_1 - \sigma_3)$

$\bar{\sigma}_3$

kg/cm²

150

140

130

120

110

100

90

80

70

60

50

40

30

20

10

0

-2

-4

-6

-8

-1.0

-1.2

-1.4

-1.6

-1.8

-2.0

Arena de Tarandacua
Compresión Triaxial C
PRUEBA NO. 3

$\sigma_3 = 155 \text{ kg/cm}^2$

$u_c = 5 \text{ kg/cm}^2$

$e_1 = 0.71$

$e_2 = 0.47$

$u = u_t - u_c$

$(\sigma_1 - \sigma_3)$

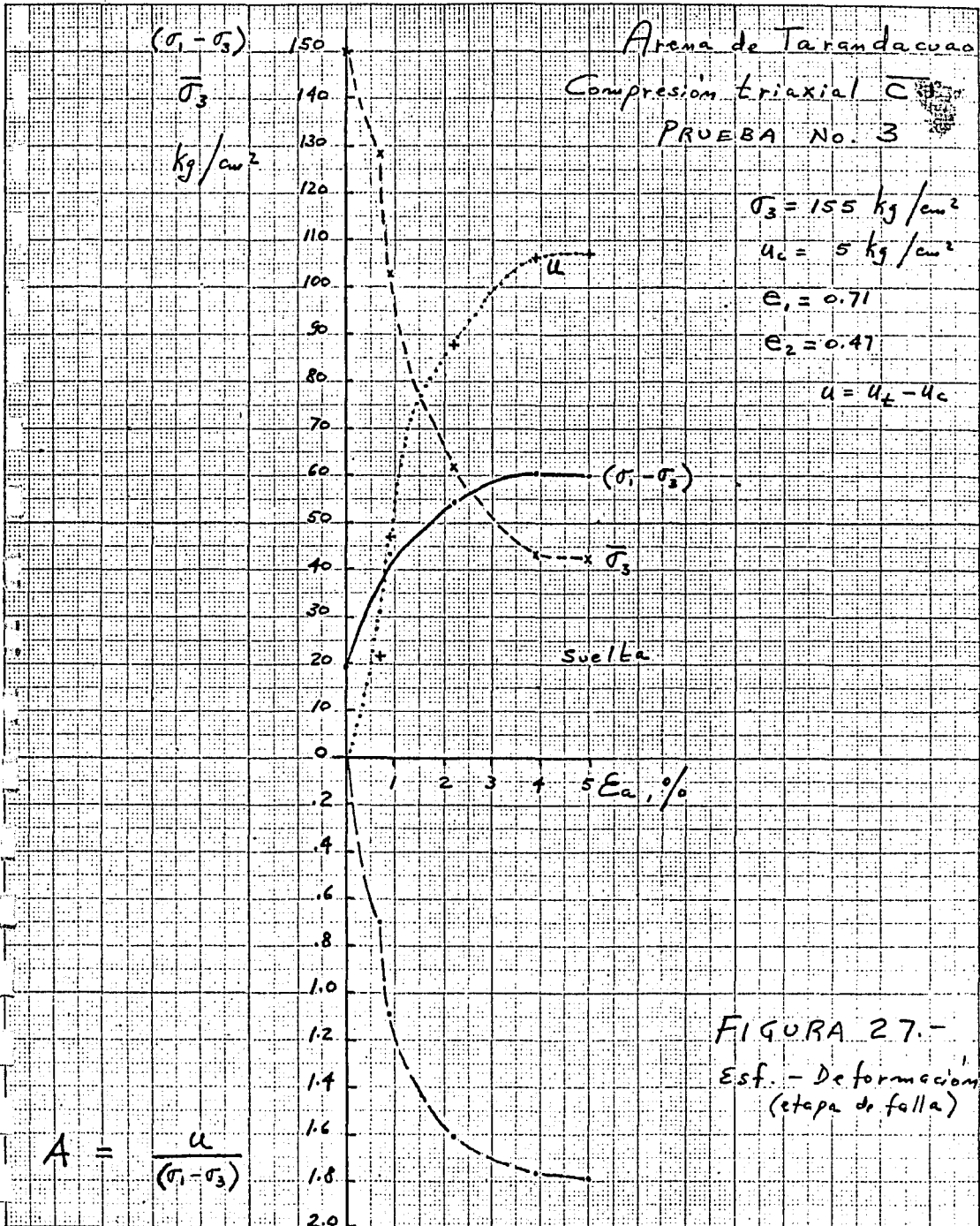
$\bar{\sigma}_3$

swella

$\epsilon_a, \%$

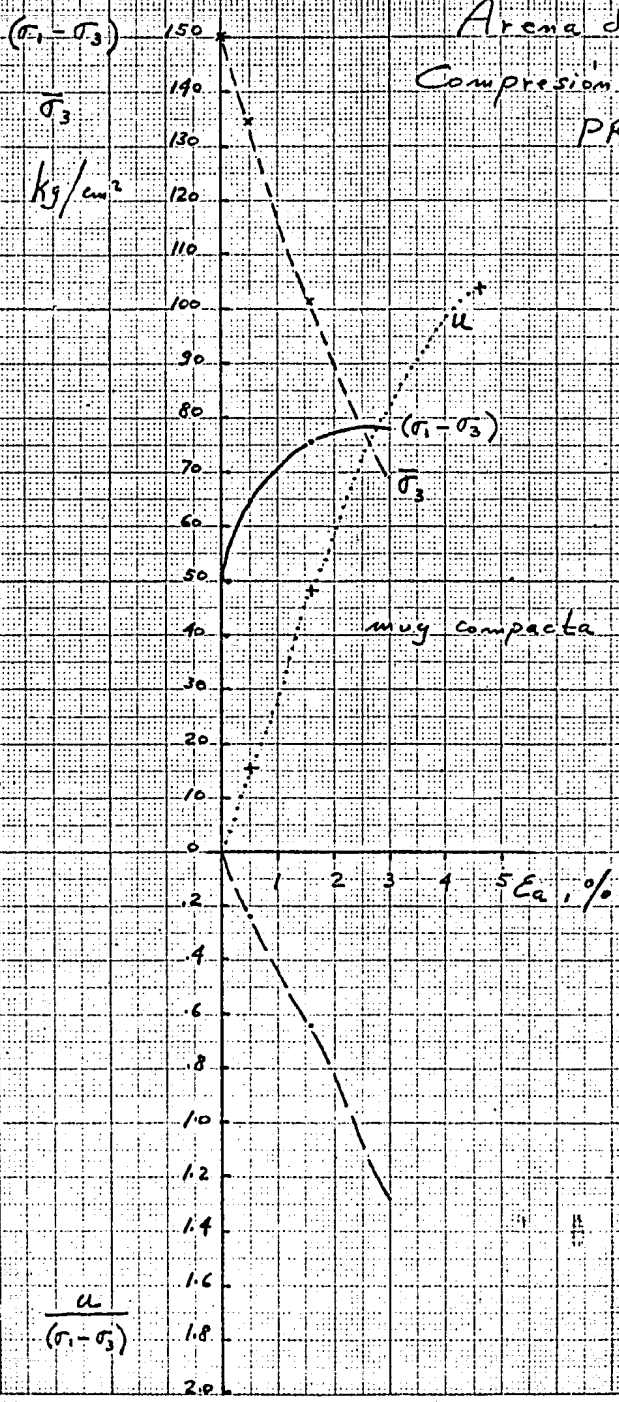
FIGURA 27.-
Esf. - Deformacion
(etapa de falla)

$A = \frac{u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$



Arena de Taramaducua
 Compresion triaxial \overline{CU}
 PRUEBA No. 4

$\sigma_3 = 15.5 \text{ kg/cm}^2$
 $u_c = 5 \text{ kg/cm}^2$
 $e_1 = 0.63$
 $e_2 = 0.49$
 $u = u_t - u_c$



muy compacta

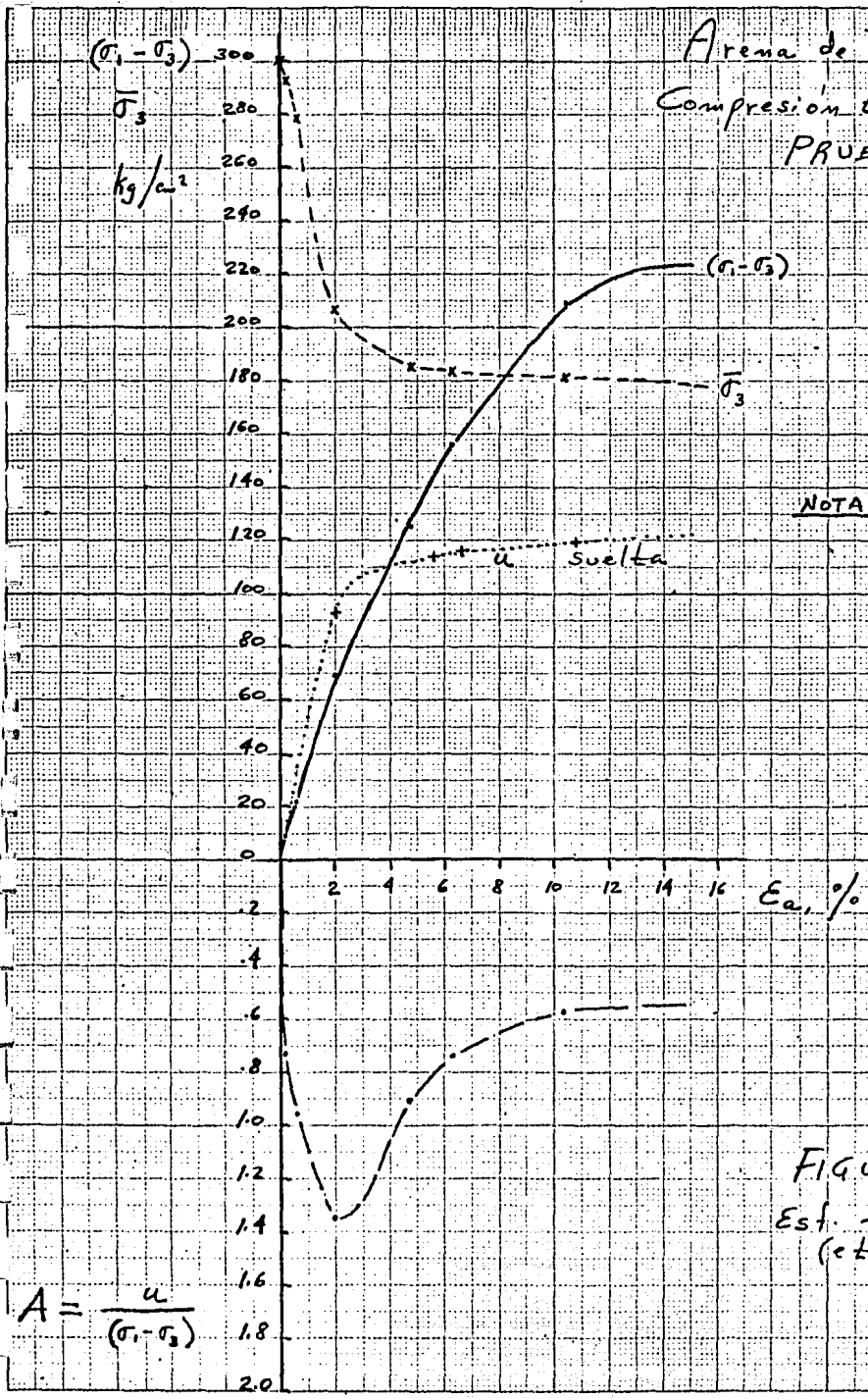
FIGURA 28.-
 Esf. - Deformacion
 (etapa de falla)

$$A = \frac{u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

Arena de Tarandacua
 Compresión triaxial $\bar{C}U$
 PRUEBA No. 5

$\sigma_3 = 305 \text{ kg/cm}^2$
 $u_c = 5 \text{ kg/cm}^2$
 $e_1 = 0.71$
 $e_2 = 0.37$
 $u = u_c - u_e$

NOTA: A partir de una $e_a = 2\%$, comenzó a gotear una conexión del sistema de medición de presión de poro, por lo que la muestra se drenó parcialmente.



$$A = \frac{u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

FIGURA 29.-
 Est. - Deformación (etapa de falla)

$(\sigma_1 - \sigma_3)$

$\bar{\sigma}_3$

kg/cm²

Arena de Taramacua
Compresión triaxial C_U
PRUEBA No. 6

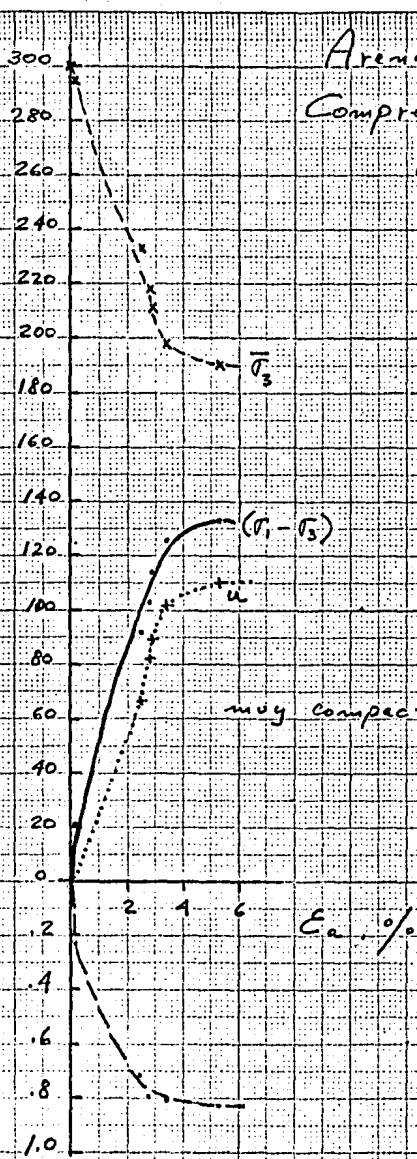
$\bar{\sigma}_3 = 305 \text{ kg/cm}^2$

$u_c = 5 \text{ kg/cm}^2$

$e_1 = 0.63$

$e_2 = 0.40$

$u = u_t - u_c$



$A = \frac{u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$

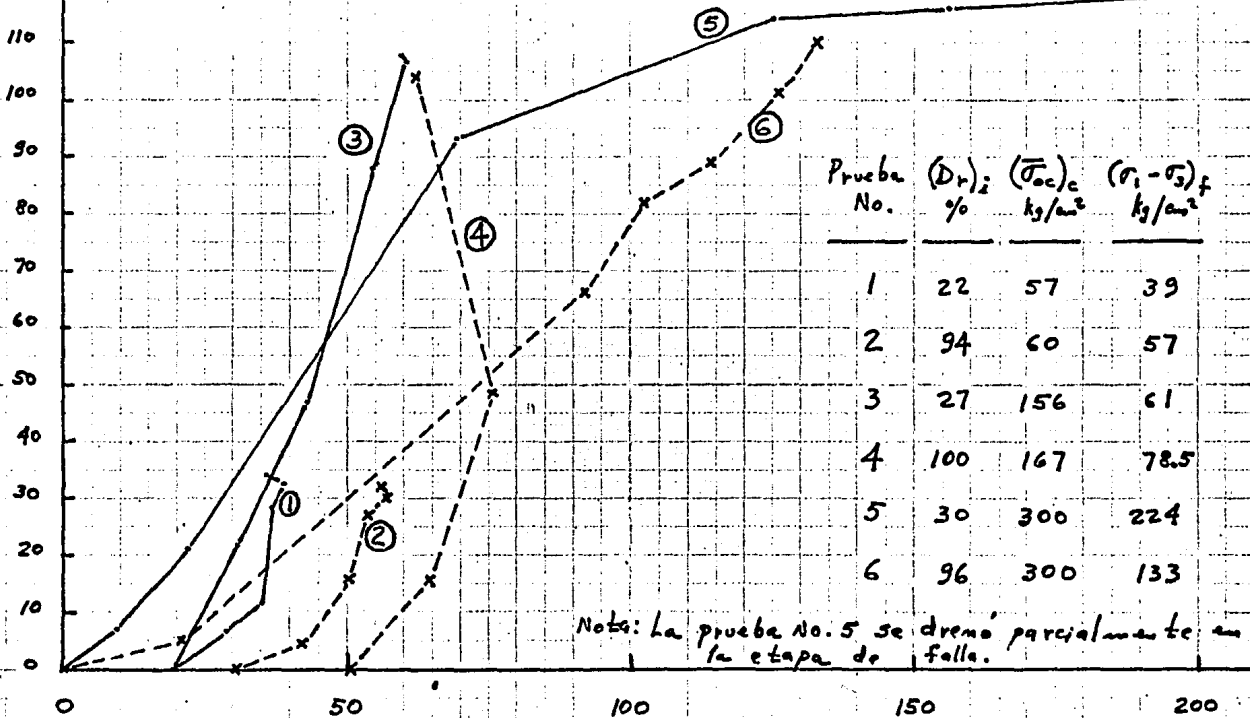
FIGURA 30.-
Est. - Deformación
(etapa de falla)

Arena de Tarandacua

Compresión triaxial $\bar{c}u$

$u, \text{kg/cm}^2$

FIG. 30. b.- Esf. desviador vs. presión de poro (etapa de falla)



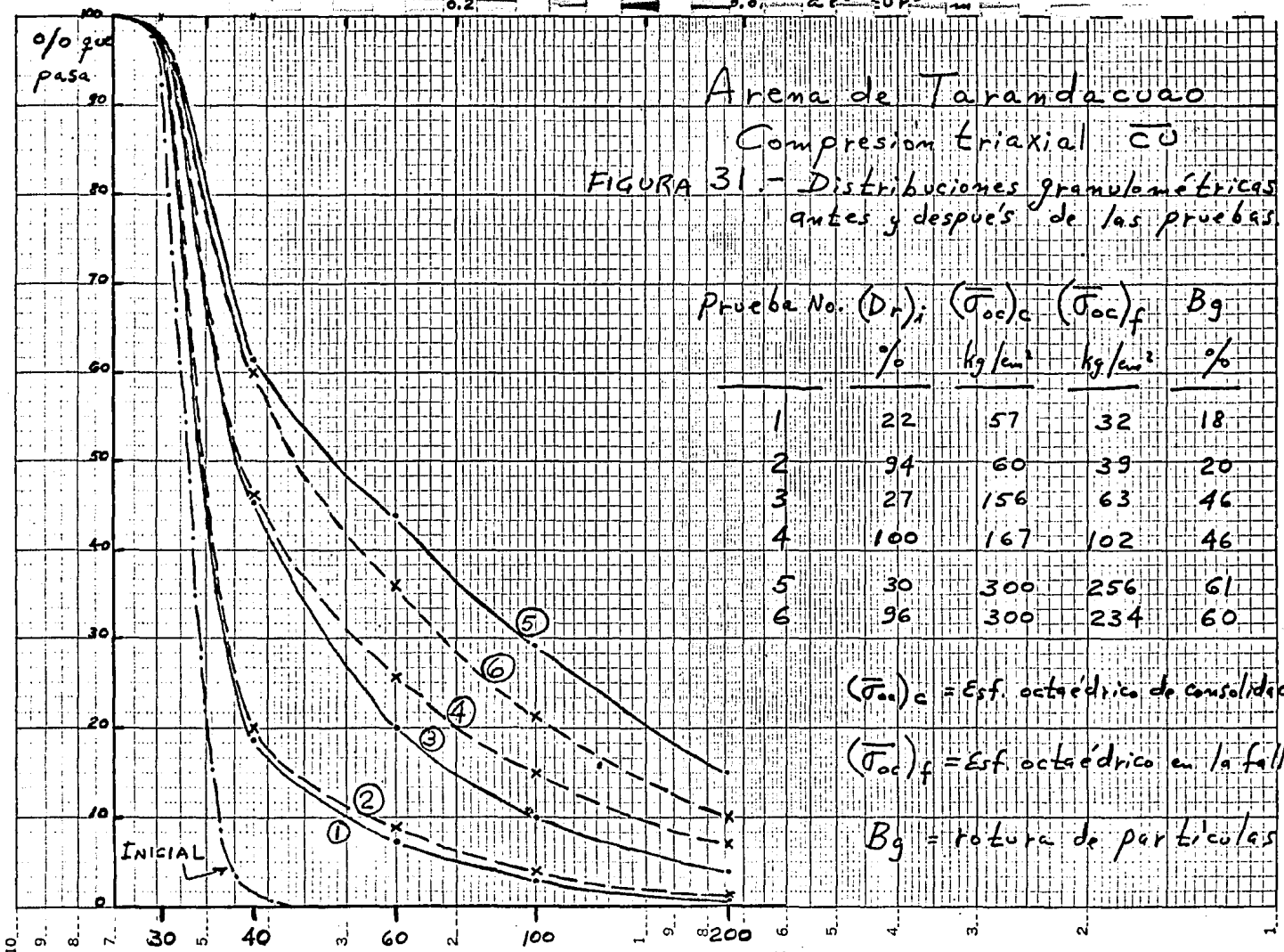
Nota: La prueba No. 5 se drenó parcialmente en la etapa de falla.

$(Dr)_i$ = densidad relativa inicial
 $(\bar{\sigma}_{oc})_c$ = Esf. octaédrica de consolidación
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = Esf. desviador en la falla.

Arena de Taramdaco

Compresión triaxial \bar{c}_U

FIGURA 31.- Distribuciones granulométricas antes y después de las pruebas



| Prueba No. | $(D_r)_i$ % | $(\bar{\sigma}_{oc})_c$ kg/cm ² | $(\bar{\sigma}_{oc})_f$ kg/cm ² | B _g % |
|------------|----------------|---|---|---------------------|
| 1 | 22 | 57 | 32 | 18 |
| 2 | 94 | 60 | 39 | 20 |
| 3 | 27 | 156 | 63 | 46 |
| 4 | 100 | 167 | 102 | 46 |
| 5 | 30 | 300 | 256 | 61 |
| 6 | 96 | 300 | 234 | 60 |

$(\bar{\sigma}_{oc})_c$ = Est. octaédrico de consolidación

$(\bar{\sigma}_{oc})_f$ = Est. octaédrico en la falla

B_g = rotura de partículas

Arena de Tarandacua, Compresión triaxial CU

FIGURA 32.- Fuerzas de contacto

intergranulares si no existiera rotura (A), y calculadas con base en las curvas granulométricas resultantes de las pruebas (B).

\bar{p}^*
(gramos)

240
220
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0

0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 \bar{p}^1 , kg/cm²

5. Prueba No.

Fuerzas de contacto sin rotura de partículas

Fuerzas de contacto reales

(A)

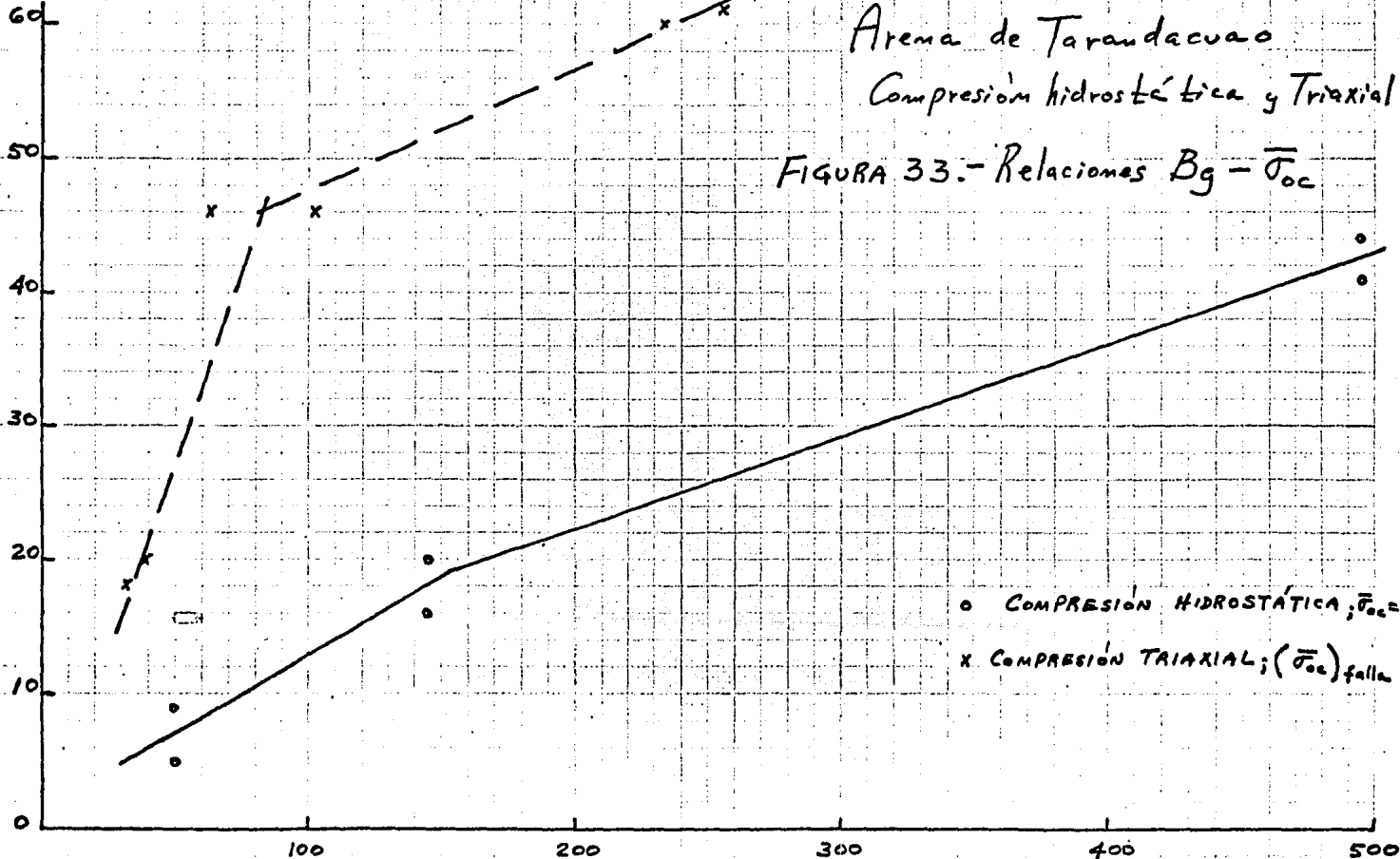
(B)

1
2
3
4
5
6

\bar{p}^* - fuerzas de contacto intergranulares (promedio)

$$\bar{p}^1 = \sqrt{\sigma_{22}^2 + \sigma_{33}^2 + \sigma_z^2}$$

$B_g, \%$



o COMPRESIÓN HIDROSTÁTICA; $\bar{\sigma}_{oc} = \bar{\sigma}_3$ _{unif.}
x COMPRESIÓN TRIAXIAL; $(\bar{\sigma}_{oc})_{falla}$

$\bar{\sigma}_{oc}$
(kg/cm²)

5. ANALISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se discutirán los resultados de las pruebas de compresión triaxial e hidrostática realizadas en la arena de Tarandacuao. Se pondrá especial énfasis en la crítica de los resultados experimentales indicando los errores de ejecución más notables.

Tal como se expuso en la introducción, el primer objetivo de este trabajo fue estudiar en el laboratorio el fenómeno de rotura de partículas sujetando a una serie de especímenes cilíndricos de arena a dos estados de esfuerzo típicos: compresión hidrostática y compresión triaxial.

Sin perder de vista los errores de ejecución de las pruebas, se tratará de establecer la relación entre la rotura de partículas y las propiedades de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante de los especímenes ensayados.

Como una continuación de este trabajo, el objetivo siguiente a lo grar deberá consistir en la identificación de los factores que son responsables de la modificación de las propiedades mecánicas en materiales granulares bajo altas presiones. Es de esperarse que mediante la correcta interpretación de los resultados de un número suficiente de pruebas realizadas cuidadosamente, puedan di señarse estructuras térreas que se salen de lo común por su complejidad y tamaño, así como profundizar el conocimiento de formaciones naturales que fueron sometidas a presiones altas (areniscas y limolitas).

Pruebas de Compresión Hidrostática.- Uno de los principales errores en la serie de 6 pruebas (Figs. 5 a 8) radicó en la prepara -

ción de los especímenes. Estos se fabricaron sin un control riguroso de la energía de compactación, dando por resultado probetas de características iniciales diferentes (las densidades relativas de los especímenes sueltos variaron entre 9 y 38% y las de los compactos entre 73 y 100%).

Debido al deficiente control de la energía de compactación, en uno de los especímenes se alcanzó una relación de vacíos mínima ($e_{\text{mín.}} = 0.59$, prueba No. 6) que resultó aún menor que la $e_{\text{mín.}}$ obtenida con la arena seca ($e_{\text{mín.}} = 0.63$) por el procedimiento de vibrado.

En esta serie de pruebas se decidió adoptar el valor de $e_{\text{mín.}} = 0.59$ como el correspondiente a una densidad relativa (D_r) de 100%. El valor de $e_{\text{máx.}} = 0.74$ obtenido al depositar la arena seca sin altura de caída dentro de un molde, se siguió considerando como el que corresponde a una densidad relativa nula.

El hecho de no haber reproducido con mayor aproximación la densidad relativa de los especímenes sueltos y compactos dificulta la interpretación de las curvas de compresibilidad de las Figs. 5, 6 y 7. Las mismas curvas incluyen los efectos de la deformabilidad del equipo para medir cambios volumétricos, los cuales aún no se conocen en cuanto a su magnitud (debe calibrarse esta parte del aparato).

De las curvas de compresibilidad tal como aparecen en las Figs. 5 a 7, se desprende que existe un nivel de esfuerzo confinante efectivo a partir del cual la compresibilidad relativa sufre un incremento notable. Para la arena suelta o muy suelta este nivel se alcanza cuando el material tiene una relación de vacíos (e) de 0.64 a 0.67

y soporta una presión de confinamiento ($\bar{\sigma}_3$) de 50 Kg/cm². Para estas condiciones las fuerzas de contacto intergranulares se estiman del orden de 40 gramos en promedio, suponiendo que la granulometría inicial no se modifica.

En los especímenes de arena en estado compacto ó muy compacto, el aumento brusco de compresibilidad se observa cuando el material reduce su relación de vacíos a valores comprendidos entre 0.54 y 0.50, con presiones confinantes efectivas de 120 a 150 Kg/cm²; para estas oquedades y presiones confinantes, las fuerzas de contacto intergranulares se estimaron en 90 gramos en promedio, suponiendo también inexistencia de rotura.

Es importante destacar que las resistencias a la rotura de los granos individuales de la arena ensayada arrojaron un promedio de 1.9 kilogramos para 100 partículas elegidas al azar, con valores mínimos de 0.4 Kg. Estas resistencias se obtuvieron rompiendo cada partícula entre dos placas de acero aplicando lentamente la carga.

Por otra parte, la estimación del promedio de las fuerzas de contacto intergranulares se basa en la hipótesis de que todas las partículas del medio granular se esfuerzan proporcionalmente a su tamaño; se ha sugerido (Ref. 1) que en la realidad existen partículas "sueltas" que no contribuyen con su resistencia a la rotura (fenómeno también verificado en arreglos de discos fotoelásticos). La existencia de partículas que por su forma y tamaño no "trabajan" en el interior de un medio granular sujeto a esfuerzos, conduce a concentraciones de esfuerzo en las partículas que sí contribuyen con su resistencia. Lo anterior hace pensar que se han sub-estimado los valores de las

fuerzas de contacto intergranulares promedio (40 gramos para la arena muy suelta o suelta y 90 gramos para la arena compacta o muy compacta).

Para el mismo nivel de esfuerzo confinante máximo, la relación de vacíos inicial no es significativa para la rotura de granos. En lo que sí influye la densidad relativa inicial del material es en el nivel de esfuerzo confinante a partir del cual la compresibilidad aumenta notablemente (esfuerzo crítico). En las pruebas de compresión hidrostática y en la etapa de consolidación anisotrópica de las pruebas triaxiales, el esfuerzo crítico fue mayor en los especímenes inicialmente densos que en aquellos originalmente en estado suelto.

El mayor número de contactos por partícula en los especímenes densos puede explicar el hecho de que en estos especímenes el esfuerzo crítico sea mayor que en los sueltos.

Las relaciones deformación volumétrica-tiempo para 7 diferentes incrementos de carga (Figs. 9 a 18), se obtuvieron de una prueba de compresión hidrostática adicional sobre un espécimen de arena muy compacta.

El principal inconveniente de estas pruebas radica en que los incrementos de carga no se mantuvieron siempre constantes durante el intervalo de tiempo de observación.

Otro aspecto negativo estriba en una pobre programación de los tiempos en los que había que tomar lecturas; tampoco se conoce la componente de deformación atribuible al equipo de medición de cambios volumétricos; asimismo, no se conoce la influencia que la temperatura ambiente pudo tener sobre los resultados que aparecen en las curvas. (Figs. 9 a 18).

De las curvas de deformación volumétrica-tiempo tal como aparecen dibujadas en papel semilogarítmico en las Figs. 9 y 10, puede inferirse la importancia del tiempo en la evolución de las deformaciones. Por lo menos en 4 de las curvas de las figuras citadas puede verse que al final de las mismas la relación entre el logaritmo del tiempo y las deformaciones es lineal, lo cual puede interpretarse como un proceso de deformación plástica (creep).

Con base en una interpretación estocástica del fenómeno de concentración de materia sólida en un medio granular sujeto a compresión unidimensional (Ref. 7), se obtiene que la deformación del esqueleto sólido no es instantánea (de hecho el fenómeno del rompimiento de partículas tampoco es instantáneo, sino más bien un proceso en cadena generado por la fragmentación de ciertos granos en condición crítica de esfuerzo interno, lo que induce nuevos arreglos en la estructura y variaciones en las fuerzas de contacto).

El proceso de concentración de materia sólida se analiza en la Ref. 7 por métodos estocásticos y se concluye que el proceso es gobernado por la ecuación de difusión debida a Fokker-Planck. Cabe agregar que esta ecuación representa al fenómeno transitorio de concentración de materia sólida sin considerar la interferencia con la fase líquida. Se supone que las partículas se mueven en un medio viscoso.

Con base en la interpretación estocástica del fenómeno de deformación plástica (creep) que se observa en algunas curvas de las Figs. 9 y 10, puede desprenderse que la magnitud de este fenómeno secundario debe estar relacionado con la dispersión de las fuerzas de con-

tacto y de las resistencias a la rotura de las partículas individuales.

Pruebas de Compresión Triaxial.-

A diferencia de las pruebas de compresión hidrostática, en la preparación de los especímenes para las pruebas de compresión triaxial se logró una reproducibilidad más aceptable (las densidades relativas de los especímenes sueltos variaron entre 22 y 30% y las de los compactos entre 94 y 100%).

Para tener una tolerancia $D_r = \pm 5\%$ en la densidad relativa se requería pesar el material de cada capa con un error menor a 0.1 gramo (en promedio el material de cada capa pesaba 15 gramos.)

La mejoría en la reproducibilidad de las muestras se logró controlando rigurosamente la energía de compactación; este control se consiguió al reducir el error en el pesaje de las capas y compactando cada una de éstas hasta un volumen constante (un décimo del volumen total del molde).

El procedimiento seguido hace innecesario el enrasamiento final del molde, operación que influye muy negativamente en la reproducibilidad. Se considera que puede mejorarse aún más la reproducibilidad de especímenes si se logra reducir el error en el pesaje de las capas al emplear una balanza más confiable que la utilizada para este trabajo (balanza de brazo con una precisión nominal de 0.1 g).

El error en la medición del volumen total de las proietas se considera despreciable debido a que se utilizó el borde superior del molde de compactación como apoyo de la espátula que comprimía el material de la última capa. Posiblemente los volúmenes de las ca-

pas inferiores no haya sido en todos los casos de $0.1 \times V$, lo cual implica que la densidad relativa de las probetas no sea uniforme.

Este posible error no fue cuantificado.

El error más grave durante la ejecución de la serie de pruebas triaxiales se cometió en la etapa de consolidación porque se trató de medir simultáneamente las deformaciones volumétricas y axiales de las muestras. Se buscaba obtener la relación ϵ_a / ϵ_v a fin de conocer el efecto de la estratificación de las muestras en la anisotropía del material compactado.

Para medir simultáneamente las deformaciones axiales y volumétricas se requería aumentar la presión confinante por medio del pistón esférico de tal suerte que desde el inicio de la etapa de consolidación el cabezal superior de la muestra hiciera contacto permanente con el pistón semiesférico; de esta forma era posible la medición de las deformaciones axiales con la ayuda de un micrómetro soportado por la extensión exterior del pistón. (Véase Fig. 3.a)

Debido a las diferentes propiedades de compresibilidad de la muestra que se estaba consolidando y del fluido confinante, el procedimiento de consolidación adoptado provocó que las muestras se consolidaran anisotrópicamente, al inducirseles esfuerzos desviadores sin llegar a la falla. En las Figs. 22, 23 y 24 se muestran las trayectorias de esfuerzos de las pruebas en sus fases de consolidación y de falla.

Las relaciones ϵ_a / ϵ_v observadas en los especímenes de arena suelta variaron entre 0.34 y 0.40, mientras que en las muestras de arena muy compacta estos valores quedaron comprendidos entre 0.36 y 0.47; debe tomarse en cuenta que el esfuerzo desviador inducido en la eta

pa de consolidación siempre fue mayor en los especímenes muy compactos; por otra parte, los valores de ϵ_a/ϵ_r resultan cercanos a 1/3 cuando los esfuerzos desviadores inducidos son pequeños, lo cual hace pensar que la estratificación que produce la compactación por capas no se refleja en la producción de especímenes mucho más deformables en la dirección axial que en la radial.

La consolidación anisotrópica de los especímenes, variable en cada ensayo, hace que las características de deformación y resistencia en la etapa de falla de los especímenes no sean, necesariamente, comparables.

Las curvas de compresibilidad de la etapa de consolidación en términos del esfuerzo octaédrico efectivo ($\bar{\sigma}_{oc}$) se dibujaron en las Figs. 19, 20 y 21 donde también aparecen los coeficientes de compresibilidad (a'_v) para cada incremento de carga. Estos coeficientes indican la mayor compresibilidad de los especímenes sueltos y muestran también el nivel de esfuerzos donde la compresibilidad aumenta bruscamente (esfuerzo crítico) debido a la intensificación de la rotura.

A diferencia de las pruebas hidrostáticas, las curvas de compresibilidad e - $\bar{\sigma}_{oc}$ se cruzan en un nivel de esfuerzos cercano al crítico; esto hace resaltar la influencia de la relación $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ de esfuerzos aplicados en el aumento de la compresibilidad de las probetas sueltas; otra consecuencia del cruce de las curvas de compresibilidad es que al final de la consolidación la relación de vacíos en los especímenes inicialmente sueltos es menor que la de los especímenes originalmente muy compactos. Lo anterior es posible que afecte al valor de la resistencia al esfuerzo cortante de los especímenes.

Durante la etapa de consolidación, los valores más bajos de la relación $\bar{\sigma}_3/\bar{\sigma}_1, (K_0)$ fueron de 0.55 (en las pruebas 2 y 4), cuando se pretendió conservarla constante e igual a la unidad.

Las relaciones esfuerzo - deformación en la etapa de falla están dibujadas en las Figs. 25 a 30 junto con la evolución del coeficiente A de Skempton ($u/(\sigma_1 - \sigma_3)$).

Con base en los valores máximos del esfuerzo desviador, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, resulta que los ángulos de las rectas secantes a la envolvente de resistencia (ó el ángulo de las rectas al origen, tangentes a los círculos de falla de Mohr), para los especímenes sueltos y muy compactos son como sigue:

Tabla No. 6.- Compresión triaxial. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

Especímenes sueltos

| Prueba No. | 1 | 3 | 5 |
|---------------------------|------|------|------|
| e_1 * | 0.72 | 0.71 | 0.71 |
| e_2 | 0.62 | 0.47 | 0.37 |
| ángulo secante (ϕ) | 31° | 26° | 22° |

Especímenes muy compactos

| Prueba No. | 2 | 4 | 6 |
|---------------------------|------|------|------|
| e_1 | 0.64 | 0.63 | 0.63 |
| e_2 | 0.57 | 0.49 | 0.40 |
| ángulo secante (ϕ) | 36° | 20° | 15° |

Sólo en las Pruebas 4, 5 y 6 el esfuerzo normal medio efectivo ($\bar{\sigma}_m$) en la falla estuvo en el intervalo de altas presiones (mayor a 100 Kg/cm²).

* e_1 y e_2 corresponden al inicio y al término de la etapa de consolidación, respectivamente.

Con respecto a la Prueba No. 6 se tienen serias dudas sobre la adecuada ejecución del ensaye puesto que el ángulo secante (ϕ) es muy bajo. En las pruebas Nos. 3, 4, 5 y 6 las presiones de poro alcanzaron valores superiores a 100 Kg/cm^2).

De acuerdo con los resultados reportados por A. Vesic (Ref. 2) sobre la resistencia al esfuerzo cortante de una arena media, uniforme y silíceas ensayada en compresión triaxial drenada, el ángulo secante (ϕ) es constante a partir de un esfuerzo normal medio de 100 Kg/cm^2 (esfuerzo de colapso). En la arena inicialmente densa el ángulo ϕ disminuye desde un valor de 40° en el intervalo $1 < \sigma_m < 10 \text{ Kg/cm}^2$ hasta 32° después de que el esfuerzo de colapso se rebasa. En los especímenes inicialmente sueltos el ángulo permanecía igual a 32° en el intervalo de bajas a altas presiones normales medias.

Lo anterior significa que para la arena estudiada por A. Vesic existe un esfuerzo normal medio (σ_B) más allá del cual desaparecen los efectos de la compacidad inicial en los valores del ángulo secante (ϕ).

Para la arena de Tarandacuao, de acuerdo con los resultados de A. Vesic, el ángulo secante ϕ en la arena inicialmente suelta debería permanecer aproximadamente igual a 31° en las 3 pruebas.

Asimismo, en la arena inicialmente muy compacta, el ángulo ϕ debería bajar desde los 36° en la primera prueba hasta un valor cercano a 31° en el intervalo de altas presiones.

Sin embargo, de acuerdo con los resultados obtenidos, en todos los casos el ángulo secante (ϕ) disminuye conforme aumenta el esfuerzo

normal medio ($\bar{\sigma}_n$) de falla.

Debe decirse que las características individuales de las partículas del material ensayado por A. Vesic y de la arena de Tarandacuao son muy diferentes. En el primer caso se trata de una arena de río que por lo mismo consta de partículas más resistentes y de formas casi esféricas; además, la arena de A. Vesic tiene un mayor intervalo de tamaños (0.1 a 1 mm).

Por otra parte, al parecer la arena de Tarandacuao nunca ha sido arrastrada por una corriente de agua y por lo tanto debe tener partículas menos resistentes y de formas que no se aproximan a la esférica; además, sus tamaños están en un intervalo menos amplio (0.4 a 0.6 mm).

Por las razones expuestas, la resistencia a rotura de los dos tipos de arena silícea son muy diferentes, por lo que sus características de compresibilidad y resistencia no son comparables.

Al término de las pruebas de compresión triaxial consolidada-no drenadas, se determinó la distribución granulométrica del material resultante (Ver Fig. 31) y se obtuvo el porcentaje de partículas que sufrieron rotura (B_g).

Para un mismo nivel de esfuerzo se observa que la rotura en las pruebas triaxiales es aproximadamente tres veces mayor que en las pruebas hidrostáticas (Fig. 33).

Las distribuciones granulométricas al final de las pruebas triaxiales sirvieron para estimar el promedio de las fuerzas de contacto intergranulares. Al mismo tiempo se estimaron las fuerzas de contacto suponiendo que no existe rotura de partículas y que

los especímenes reducen su oquedad hasta la $e_{\min.} = 0.63$, sólo debido al reacomodo de partículas. Las fuerzas de contacto se estimaron para la resultante de esfuerzo $p' = \sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2 + \sigma_z^2}$, correspondiente a los máximos valores del esfuerzo cortante. La Fig. 32 muestra las fuerzas de contacto en función de la resultante de esfuerzo p' .

Acerca de las fuerzas de contacto obtenidas se vuelve a insistir que debido a las limitaciones del modelo físico empleado, éstas se han sub-estimado.

Para interpretar adecuadamente la rotura de partículas se requiere conocer con mayor precisión el intervalo de las fuerzas de contacto de las partículas que realmente están sujetas a esfuerzo.

En la estimación de las fuerzas de contacto debe tomarse en cuenta el porcentaje de partículas que no trabajan, así como el efecto de la distribución del número de contactos en las partículas susceptibles de sufrir rotura. Se ha sugerido (Alberro, 1980) que una partícula es capaz de romperse sólo cuando las fuerzas intergranulares correspondientes a dos contactos opuestos tienen magnitudes notablemente mayores que las de otras fuerzas aplicadas a la misma partícula.

Otro aspecto que influye en la dispersión de las fuerzas de contacto es la forma de las partículas, el cual debe estudiarse más a fondo para perfeccionar el modelo físico utilizado en la estimación de las fuerzas intergranulares.

No obstante las limitaciones del modelo físico empleado, se considera que los resultados de la Fig. 32 puedan ser útiles para dar una idea de la influencia que la generación de partículas finas por

rotura tiene en la disminución de las fuerzas de contacto promedio cuando el material granular se somete a esfuerzos altos.

La generación de partículas finas por rotura trae como consecuencia un aumento considerable del número de contactos en las partículas de mayor tamaño del medio granular. Si antes de una prueba triaxial las partículas de la arena uniforme de Tarandacuá tienen 4.6 contactos en promedio (calculado), al término de la prueba las partículas que no sufrieron rotura (las que se siguen reteniendo en la malla No. 40), tienen un número de contactos como sigue:

Tabla No. 7.- Compresión triaxial. Número de contactos y porcentaje de rotura.

| Prueba No. | No. de Contactos en las partículas sin rotura (Promedio) | % de Partículas que sufrieron rotura (B_g) |
|------------|--|--|
| 1 | 39 | 18 |
| 2 | 40 | 20 |
| 3 | 99 | 46 |
| 4 | 139 | 46 |
| 5 | 249 | 61 |
| 6 | 185 | 60 |

Como las partículas que no sufren rotura tienen una superficie exterior del orden de 1 mm^2 , de acuerdo al número de contactos que corresponden a las pruebas 3, 4, 5 y 6, resulta que al final de las pruebas triaxiales las partículas más gruesas ($d_m = 0.5 \text{ mm}$) terminan completamente rodeadas por partículas del tamaño de los limos ($d_m < 0.100 \text{ mm}$). Este hecho debe influir indudablemente en el valor de la resistencia al corte de los especímenes de arena.

Para terminar, en la Fig. 33 se dibujan los porcentajes de rotura (B_g) correspondientes a las pruebas de compresión hidrostática y triaxial, en relación con los esfuerzos octaédricos ($\bar{\sigma}_{oc}$) al final de las pruebas. La diferencia entre los puntos correspondientes a los dos tipos de compresión da una medida del efecto que los esfuerzos cortantes tienen en el aumento de la rotura de partículas.

6. CONCLUSIONES

No obstante el análisis crítico que se hizo del trabajo experimental en los capítulos anteriores, algunas interesantes conclusiones pueden desprenderse en relación con los resultados de las pruebas de compresión hidrostática y triaxial realizadas en la arena de Tarandacuao. Estas conclusiones son:

- Existe un "esfuerzo crítico" a partir del cual se observa un aumento brusco en la compresibilidad de los especímenes ensayados en compresión hidrostática. Este "esfuerzo crítico" es de 50 Kg/cm² para muestras inicialmente en estado suelto y de 120 a 150 Kg/cm² para especímenes inicialmente en estado compacto o muy compacto.
- El "esfuerzo crítico" recuerda a la presión de preconsolidación de las arcillas ensayadas en compresión unidimensional. Para el caso de la arena de Tarandacuao, al parecer el aumento brusco en la compresibilidad se debe a la intensificación de la rotura de partículas en el intervalo de presiones cercano al "esfuerzo crítico."
- El "tramo virgen" en las curvas de compresibilidad ($\bar{\sigma}_3$ vs. V) que aparece después de rebasarse el "esfuerzo crítico", puede describirse empleando la expresión propuesta por E. Juárez Badillo: $\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_{3_0}} \right)^{-\delta}$, donde el volumen total de la muestra es $V = 1 + e$. Para la arena de Tarandacuao $\delta = -0.10$, valor que resulta independiente de la compacidad inicial de los especímenes ensayados. (Las pruebas de compresión hidrostática se llevaron hasta presiones máximas confinantes de $\bar{\sigma}_3 = 495 \text{ Kg/cm}^2$.)

- La deformación del esqueleto sólido no es instantánea al aplicar los incrementos de esfuerzo hidrostático en las pruebas de compresión isotrópica. Parece que el fenómeno de rompimiento de partículas es un proceso en cadena generado por la fragmentación de ciertos granos en estado crítico de esfuerzo interno, lo cual induce nuevos arreglos en la estructura y a la vez variaciones en la magnitud y dirección de las fuerzas de contacto.
- Al parecer, el fenómeno de rompimiento de partículas es un proceso de difusión con el tiempo. En los incrementos de esfuerzo hidrostático que fueron sostenidos durante tiempos largos (mayores a 2 horas), se observó que las velocidades de deformación volumétrica decrecían con el tiempo. Esto recuerda al fenómeno de viscosidad intergranular asociada a la consolidación secundaria en sedimentos arcillosos. Para la arena de Tarandacua, se observó que en ciertos intervalos de tiempo la "viscosidad intergranular" es una función lineal del logaritmo del tiempo. El efecto del tiempo en la rotura de partículas (β_g) puede verse también al comparar los porcentajes de rotura de las pruebas de compresión hidrostática Nos. 6 y 7 (ambas se llevaron hasta el mismo esfuerzo $\bar{\sigma}_3 \text{ máx.} = 500 \text{ Kg/cm}^2$, pero la primera se realizó en 1.5 hrs. y la segunda en 70 horas. Sin embargo, los valores de β_g fueron de 44% para la Prueba No. 6 y de 61% para la No. 7).
- Aparentemente las características de resistencia de los especímenes ensayados en compresión triaxial consolidada no drenada (\bar{c}_u) sufren un cambio notable al aumentar el esfuerzo normal medio de falla ($\bar{\sigma}_n$). Este cambio se refiere a una disminución sistemática del ángulo secante a la envolvente de Mohr que puede estar relacionado con la modificación de la granulometría inicial del material arenoso provocado por la rotura de partículas.

- Con respecto a los coeficientes A de Skempton máximos, de las pruebas de compresión triaxial \overline{CU} ($A = \frac{u}{\sigma_1 - \sigma_3}$), se observó que toman valores superiores a la unidad cuando el esfuerzo normal efectivo de falla ($\overline{\sigma}_n$)_f es mayor que el "esfuerzo crítico." Asimismo, se observa que en todos los casos el coeficiente A de Skempton máximo es mayor en los especímenes inicialmente en estado suelto que en aquellos originalmente en estado muy compacto. Las observaciones anteriores hacen recordar al fenómeno frecuentemente mencionado en la literatura relativo a que en arenas extremadamente sueltas y en arcillas extrasensitivas en condición saturada, la aplicación de un esfuerzo desviador (Prueba \overline{CU}) puede causar el derrumbe de la estructura metaestable del material. Para el caso de la arena de Tarandacuao, esta tendencia al colapso de la estructura parece estar relacionada con la intensificación de la rotura de partículas en el intervalo de esfuerzo cercano al "crítico."

7. COMENTARIO FINAL

El primer objetivo de este trabajo fue alcanzado, al obtenerse datos significativos sobre el fenómeno de rotura de partículas sujetando a un grupo de especímenes cilíndricos de arena cuarzosa a estados de esfuerzo hidrostático y triaxial en los intervalos de elevadas y altas presiones. Se intentó la interpretación de los resultados de las pruebas con base en la rotura de partículas. Sin embargo, el número de pruebas es insuficiente y los resultados están afectados por fallas de ejecución que fueron señalados en el texto, por lo que las inferencias expuestas son debatibles.

En cuanto al segundo y principal objetivo de este trabajo, que consistía en investigar las propiedades mecánicas de materiales granulares a altas presiones, sólo podrá alcanzarse cuando se cuente con resultados de un número suficiente de pruebas realizadas cuidadosamente. Al respecto, es necesario mejorar la reproducibilidad en la fabricación de especímenes y realizar las mediciones de cambios volumétricos y de esfuerzos o presiones con mayor precisión y confiabilidad.

Con respecto a la resistencia individual de las partículas, es conveniente continuar estudiando la dispersión de sus magnitudes, a fin de contar con una mejor información estadística. Se requiere mejorar el procedimiento de rotura de partículas, por ejemplo, rompiendo los granos entre dos platinas de la misma dureza que el cuarzo.

Finalmente, será necesario refinar los procedimientos que permiten estimar las fuerzas de contacto intergranulares; para una inter -

pretación adecuada de las propiedades mecánicas de suelos granulares a altas presiones, lo ideal sería conocer con buena aproximación las distribuciones de frecuencias reales de las fuerzas de contacto y de las resistencias a rotura de las partículas. Es necesario también aclarar los mecanismos que gobiernan la rotura de las partículas individuales dentro del espécimen de prueba o dentro de una estructura térrea verdadera.

Mientras más se avance en la comprensión de la física del proceso de rotura en medios granulares de uso común en ingeniería civil, se podrá estar en condiciones de diseñar y construir mejores y más funcionales estructuras de tierra.

8.- RECONOCIMIENTO

Las pruebas fueron realizadas en el Laboratorio de Enrocamientos y Mecánica de Rocas "Nabor Carrillo" del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Los consejos y ayuda de los ingenieros Raúl J. Marsal y Marcos Mazari hicieron posible la ejecución de este trabajo.

Los señores Dr. Leonardo Zeévaert, Dr. Eulalio Juárez Badillo, M. en I. Abraham Díaz R. e Ing. Jesús Alberro A., hicieron sugerencias muy útiles para mejorar el presente trabajo.

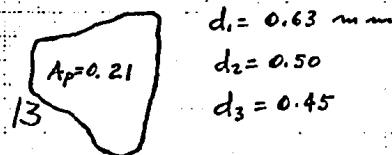
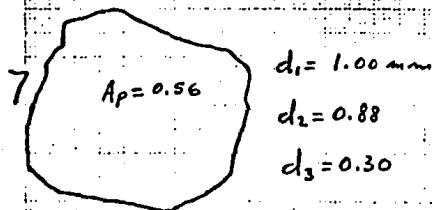
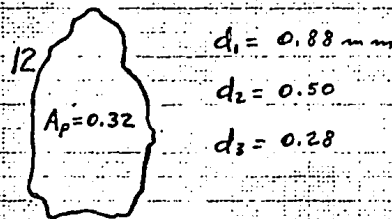
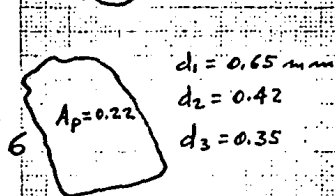
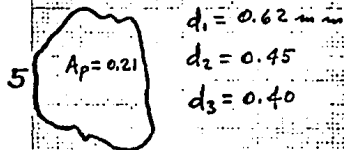
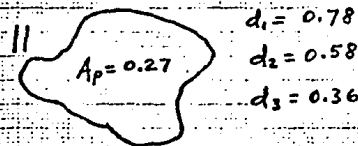
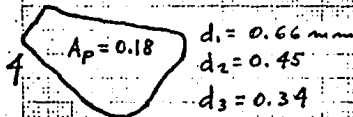
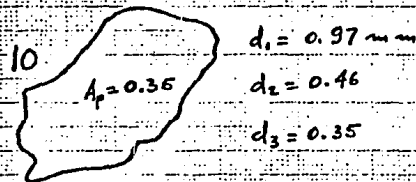
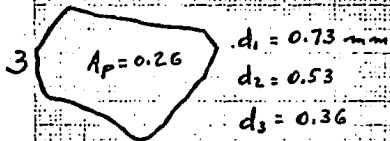
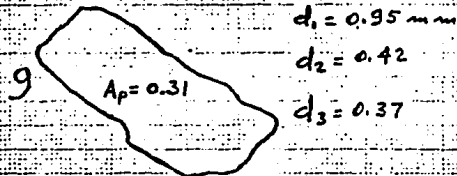
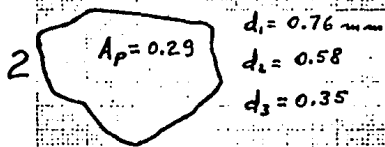
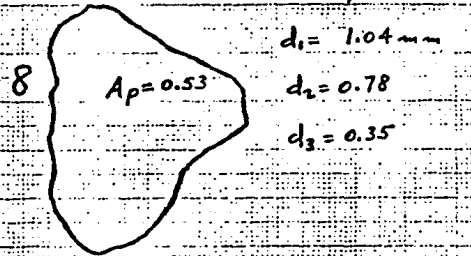
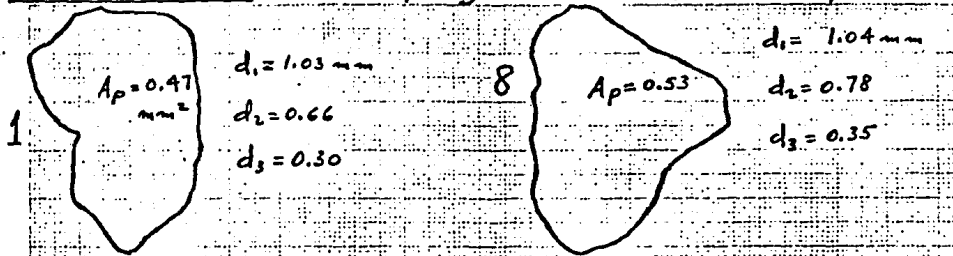
ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

9.- REFERENCIAS

- 1.- Raúl J. Marsal, 1973
Mechanical properties of rock-fill
(Embankment Dam Engineering)
- 2.- Aleksandar S. Vesić and Wayne Clough, 1968
Behavior of granular materials under high stresses
Proceedings of the A.S.C.E.
- 3.- Aleksandar S. Vesić, 1969
Strength and compressibility of granular materials
Specialty Session No. 13 Int. Conf. on Soil. Mech. and
Foundation Eng., Mexico, City.
- 4.- G. Auvinet, 1977
Structure des milieux pulverulents
Proc. IXth. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo
- 5.- J. Alberro, 1978
Un modelo de comportamiento esfuerzo-deformación de los sue-
los granulares. Inst. de Ingeniería, UNAM.
- 6.- A. Rábago, 1976
Cámara Triaxial de Alta Presión
Informe elaborado para CFE
- 7.- Raúl J. Marsal, 1965
Stochastic Processes in the Grain Skeleton of Soils
VI. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal
- 8.- Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, 1974
Comportamiento Mecánico de los Suelos en la Prueba Triaxial
Capítulo XIII de la obra: Mecánica de Suelos. Tomo I.

A N E X O S

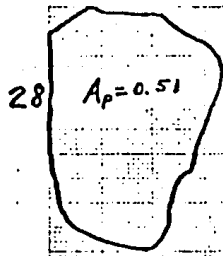
ANEXO No. 1. Areas proyectadas por las partículas



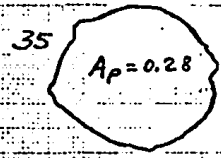
ARENA DE TARANDACUAO

Escala: 0.2 mm

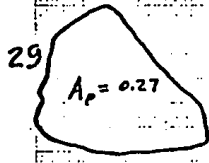
- 14 $A_p = 0.23$ $d_1 = 0.80 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.52$
 $d_3 = 0.50$
- 15 $A_p = 0.27$ $d_1 = 0.72 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.52$
 $d_3 = 0.35$
- 16 $A_p = 0.24$ $d_1 = 0.64 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.45$
 $d_3 = 0.25$
- 17 $A_p = 0.34$ $d_1 = 0.74 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.64$
 $d_3 = 0.50$
- 18 $A_p = 0.25$ $d_1 = 0.72 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.57$
 $d_3 = 0.30$
- 19 $A_p = 0.51$ $d_1 = 1.14 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.75$
 $d_3 = 0.53$
- 20 $A_p = 0.23$ $d_1 = 0.71 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.50$
 $d_3 = 0.30$
- 21 $A_p = 0.39$ $d_1 = 1.00 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.62$
 $d_3 = 0.25$
- 22 $A_p = 0.39$ $d_1 = 0.76 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.56$
- 23 $A_p = 0.40$ $d_1 = 0.96 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.64$
 $d_3 = 0.35$
- 24 $A_p = 0.23$ $d_1 = 0.63 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.55$
 $d_3 = 0.45$
- 25 $A_p = 0.41$ $d_1 = 0.90 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.60$
 $d_3 = 0.25$
- 26 $A_p = 0.49$ $d_1 = 1.02 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.78$
 $d_3 = 0.40$
- 27 $A_p = 0.24$ $d_1 = 0.94 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.45$
 $d_3 = 0.15$



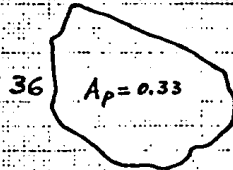
$d_1 = 0.97 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.66$
 $d_3 = 0.35$



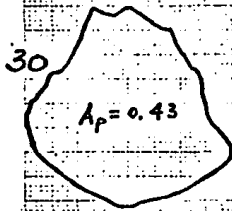
$d_1 = 0.68 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.60$
 $d_3 = 0.30$



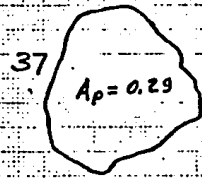
$d_1 = 0.68 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.62$
 $d_3 = 0.25$



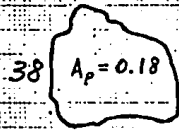
$d_1 = 0.80 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.58$
 $d_3 = 0.40$



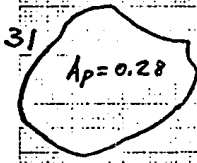
$d_1 = 0.83 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.80$
 $d_3 = 0.30$



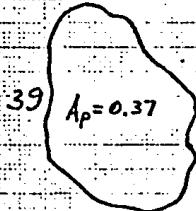
$d_1 = 0.70 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.62$
 $d_3 = 0.45$



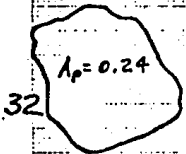
$d_1 = 0.60 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.51$
 $d_3 = 0.25$



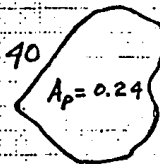
$d_1 = 0.72 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.55$
 $d_3 = 0.25$



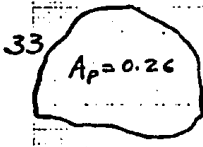
$d_1 = 0.90 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.63$
 $d_3 = 0.25$



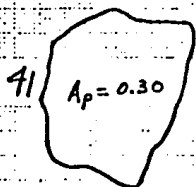
$d_1 = 0.58 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.52$
 $d_3 = 0.27$



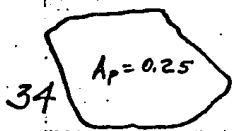
$d_1 = 0.63 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.24$



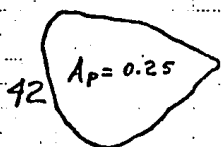
$d_1 = 0.67 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.63$
 $d_3 = 0.40$



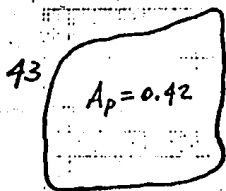
$d_1 = 0.74 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.25$



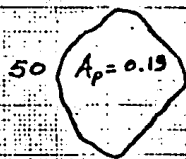
$d_1 = 0.75 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.45$



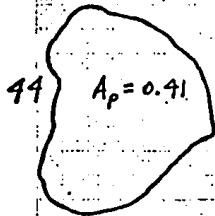
$d_1 = 0.68 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.59$
 $d_3 = 0.27$



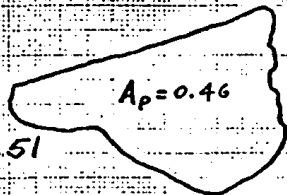
$d_1 = 0.98 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.74$
 $d_3 = 0.46$



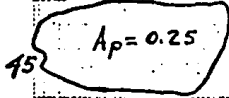
$d_1 = 0.60 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.50$
 $d_3 = 0.40$



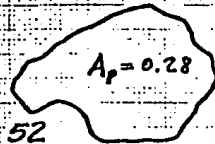
$d_1 = 0.84 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.74$
 $d_3 = 0.32$



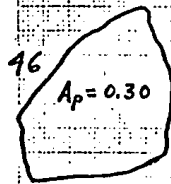
$d_1 = 1.08 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.80$
 $d_3 = 0.35$



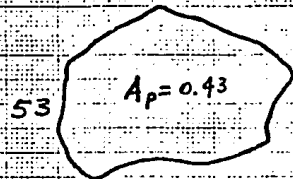
$d_1 = 0.78 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.38$
 $d_3 = 0.26$



$d_1 = 0.80 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.45$



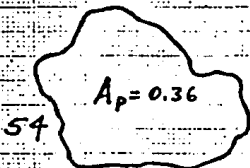
$d_1 = 0.84 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.34$



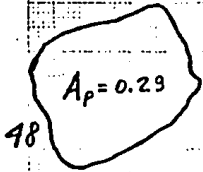
$d_1 = 0.94 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.68$
 $d_3 = 0.47$



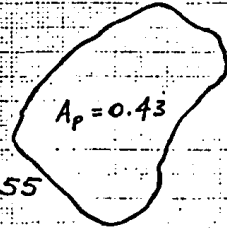
$d_1 = 0.54 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.45$
 $d_3 = 0.43$



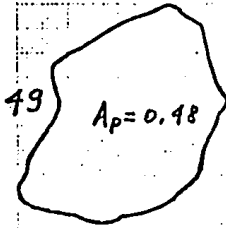
$d_1 = 0.86 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.65$
 $d_3 = 0.28$



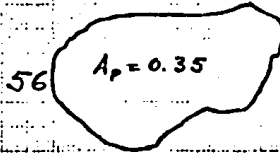
$d_1 = 0.64 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.55$
 $d_3 = 0.32$



$d_1 = 0.90 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.64$
 $d_3 = 0.45$



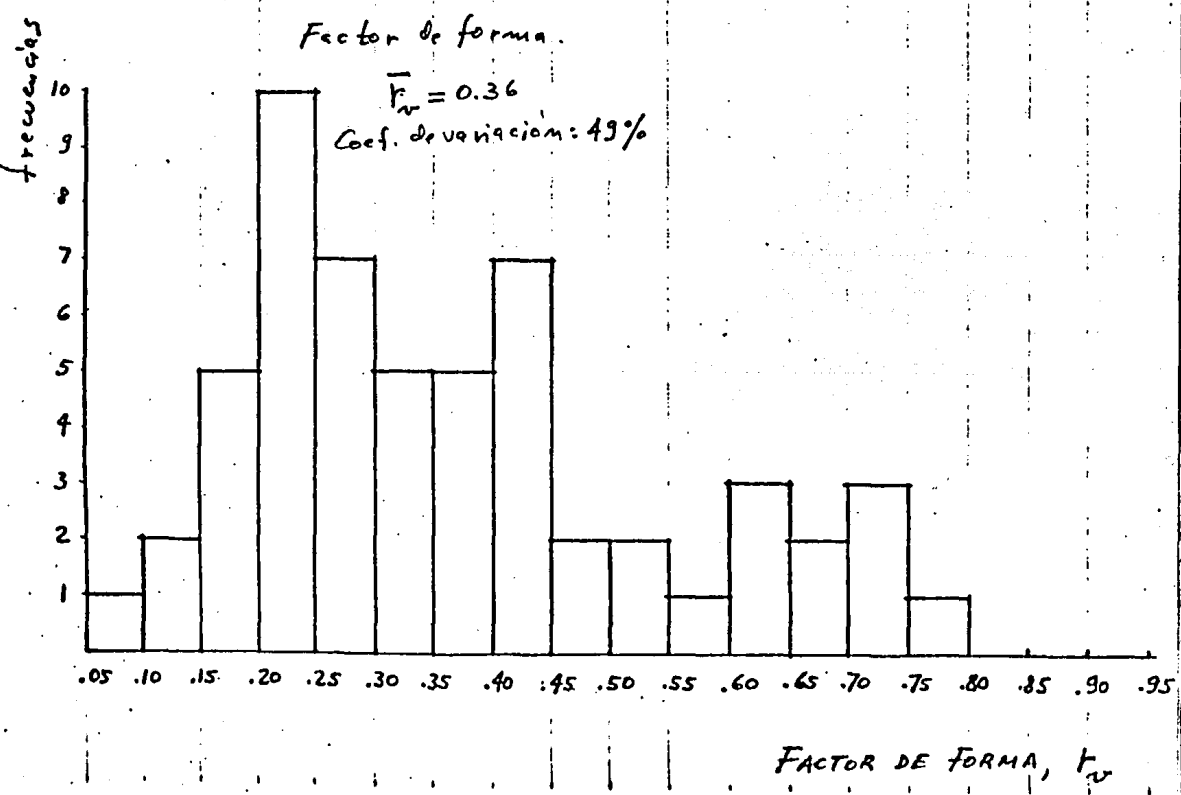
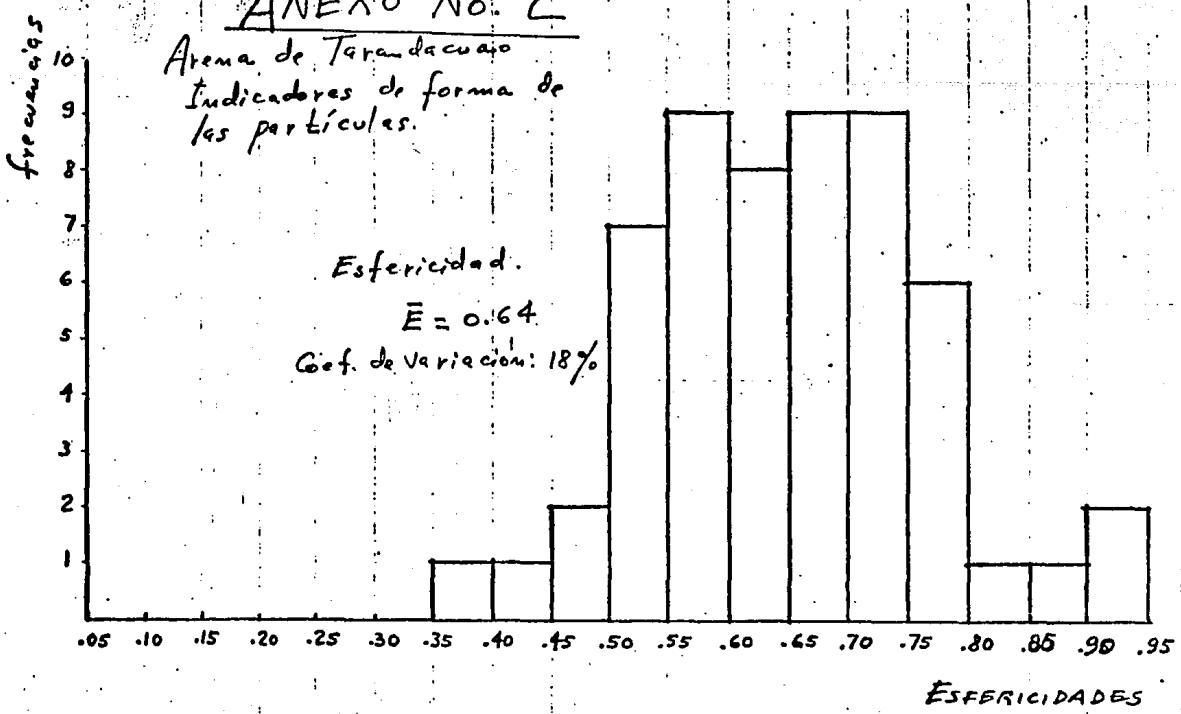
$d_1 = 1.02 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.72$
 $d_3 = 0.70$



$d_1 = 0.92 \text{ mm}$
 $d_2 = 0.56$
 $d_3 = 0.35$

ANEXO No. 2

Arena de Teraanducuaio
Indicadores de forma de
las partículas.



ANEXO No. 2

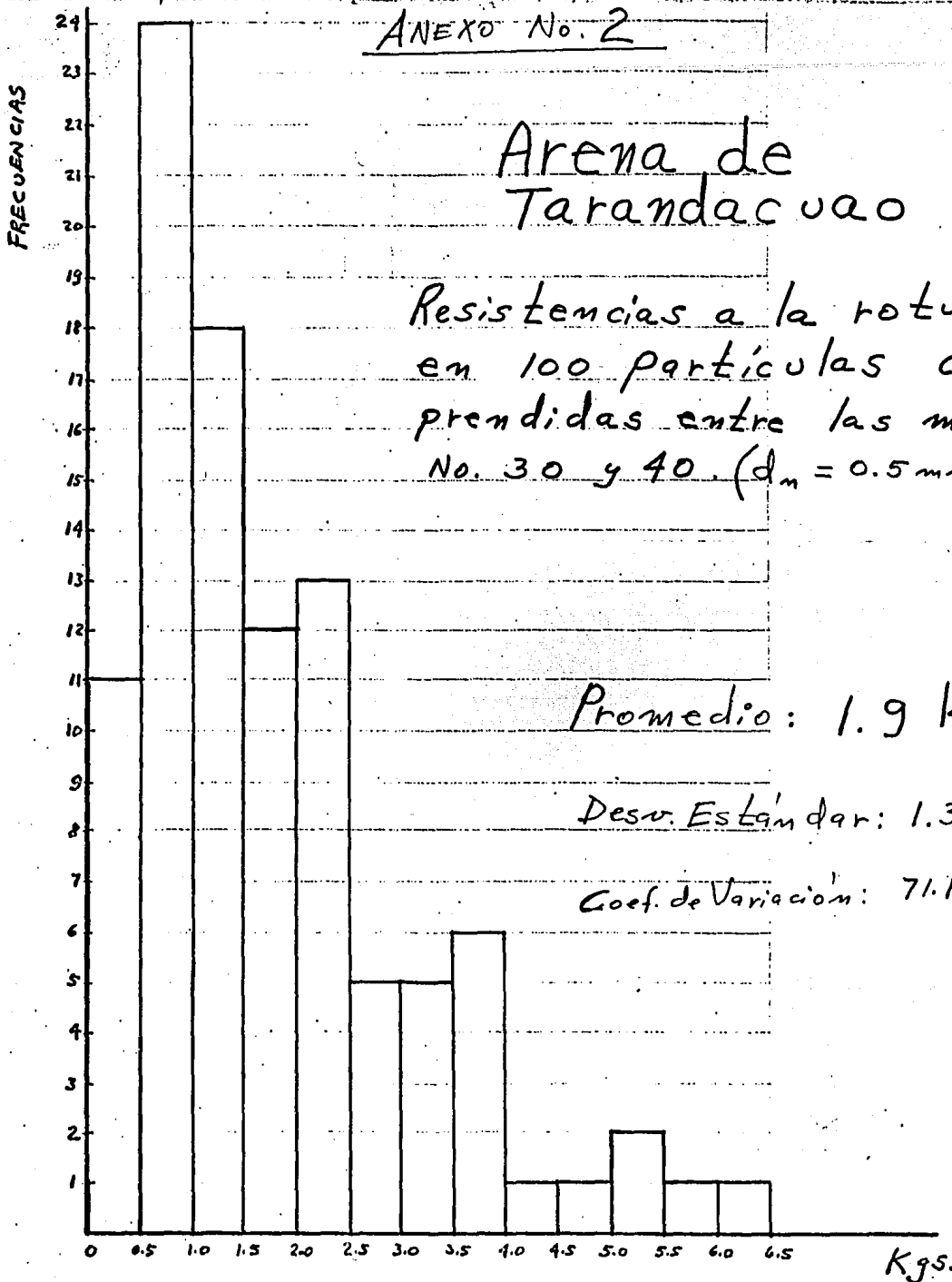
Arena de Tarandacua

Resistencias a la rotura en 100 partículas comprendidas entre las mallas No. 30 y 40. ($d_m = 0.5 \text{ mm}$)

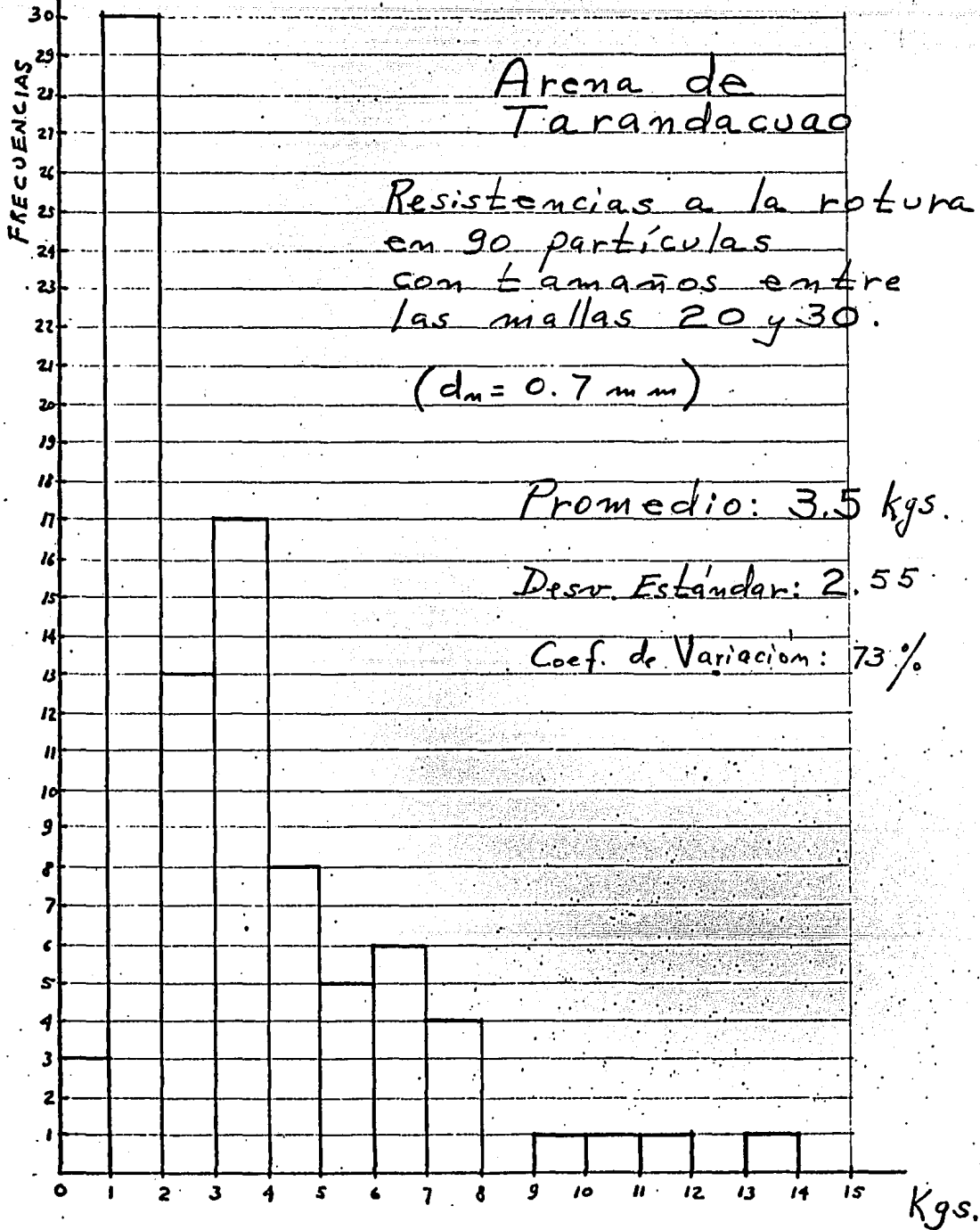
Promedio: 1.9 kgs.

Desv. Estándar: 1.35

Coef. de Variación: 71.1 %



ANEXO NO. 2



ANEXO No. 2

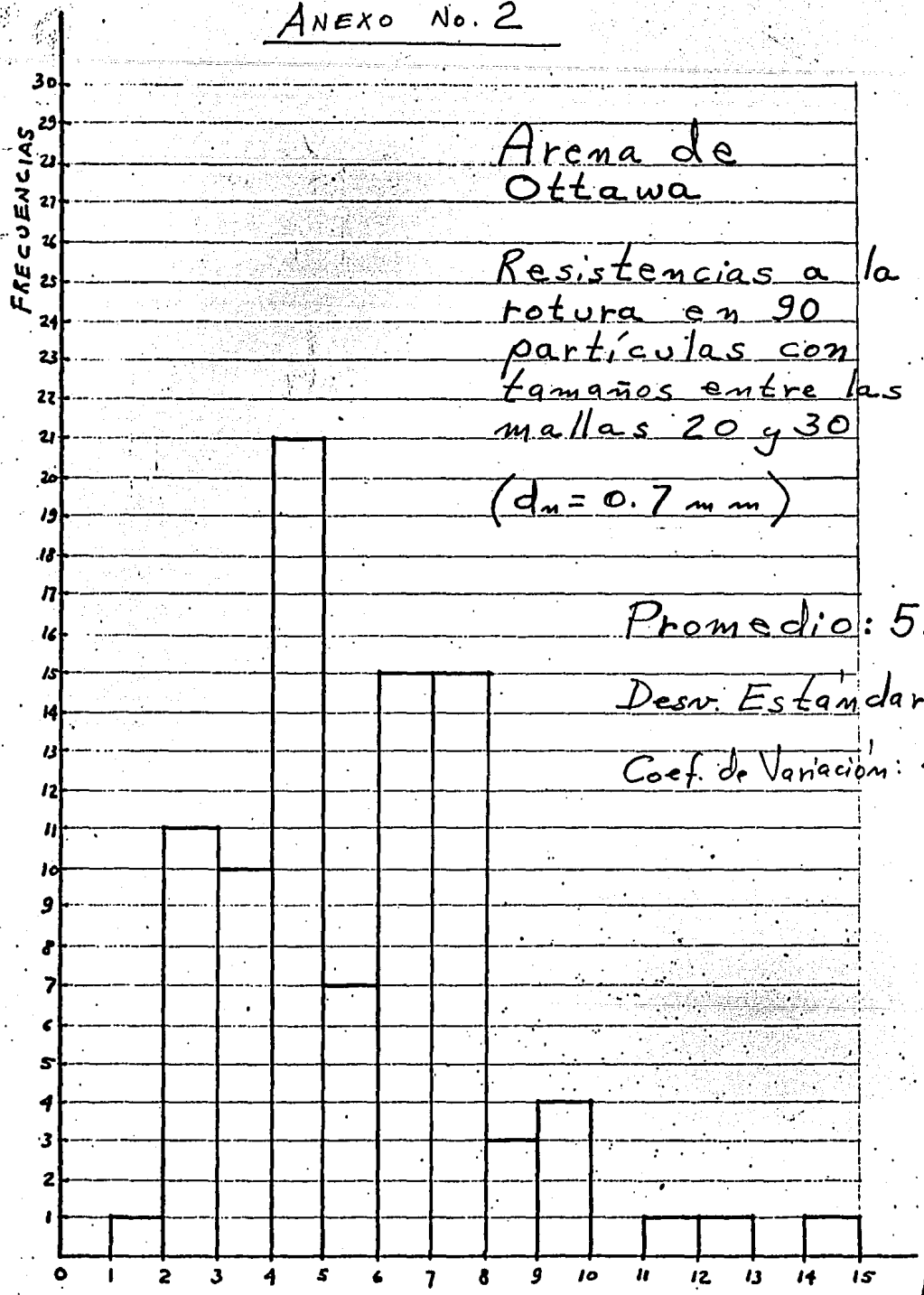
Areña de
Ottawa

Resistencias a la
rotura en 90
partículas con
tamaños entre las
mallas 20 y 30
($d_m = 0.7 \text{ mm}$)

Promedio: 5.8 kgs.

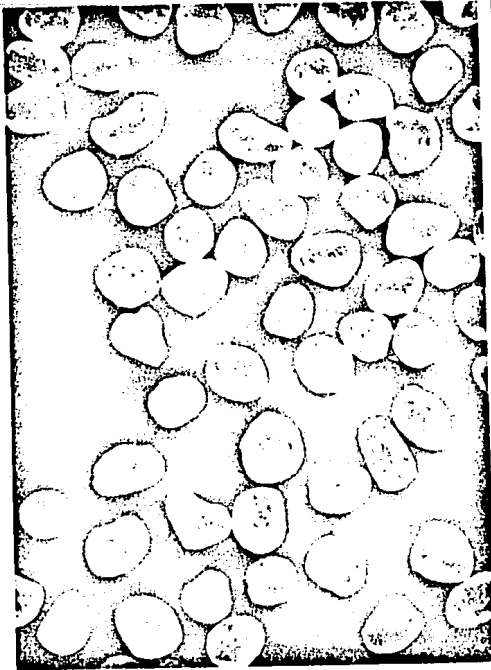
Desv. Estándar: 2.38

Coef. de Variación: 41%

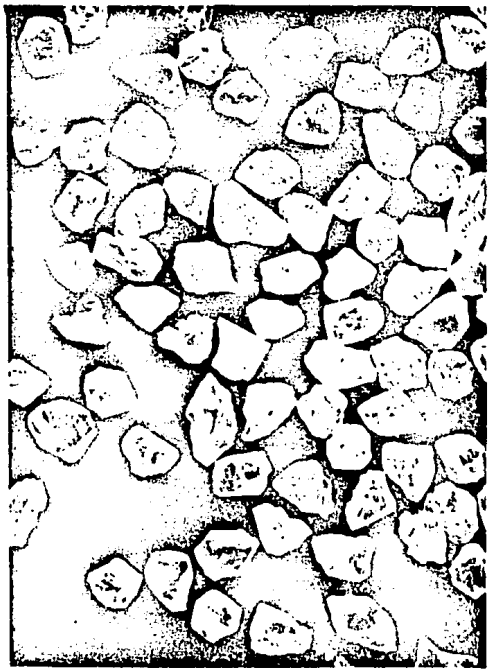


Kgs.

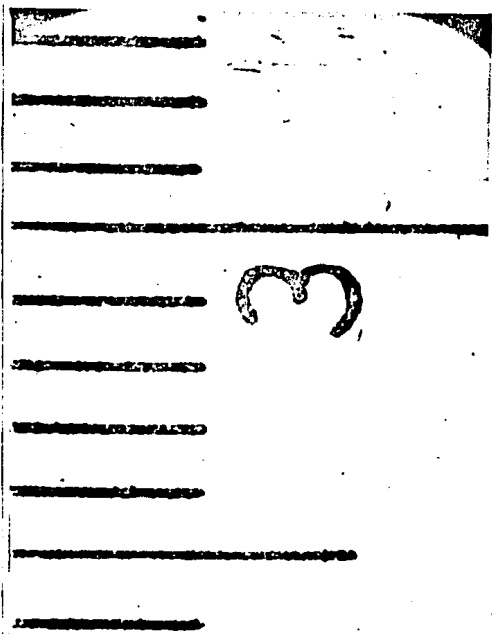
FOTOGRAFÍAS

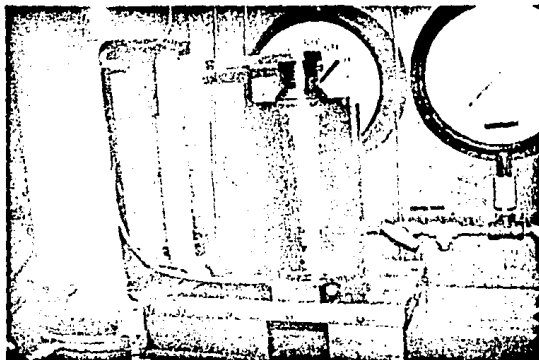


Ottawa Ret. Malla No. 30

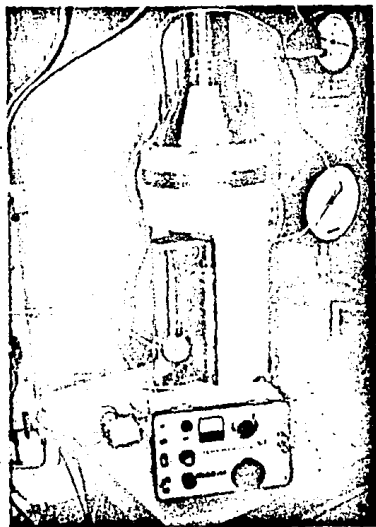


Tarandacuaó Ret. Malla 30

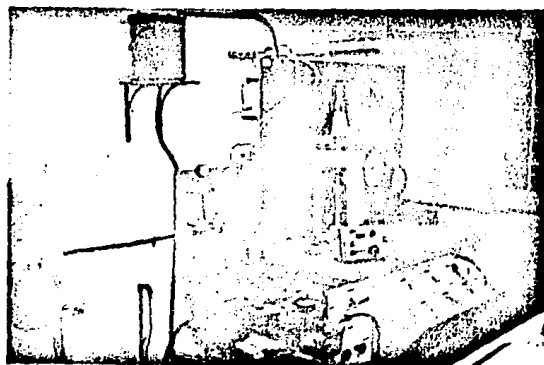




Camisa y Pistón Esférico



Cámara Triaxial y Sistema de Carga



Equipo Completo