

Nº 79
2E1

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA ENERGIA ESPECIFICA ADECUADA DE COMPACTACION, HACIENDO USO DEL CRITERIO PROCTOR

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARTIN MEJIA RAMOS

ASESOR: ING. RICARDO RUBEN PADILLA VELAZQUEZ

MEXICO, D. F.

1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





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.

INDICE

pág.

1. INTRODUCCION.	4
2. PRUEBAS PROCTOR DE COMPACTACION.	6
2.1 INTRODUCCION.	6
2.2 EL PROCESO DE COMPACTACION.	9
3. PRUEBAS TRIAXIALES DE RESISTENCIA Y DEFORMACION.	22
3.1 INTRODUCCION.	22
3.2 APARATOS TRIAXIALES.	31
3.3 PRUEBA TRIAXIAL DE DEFORMACION (P.T.D.).	33
3.4 MODULO DE DEFORMACION.	34
3.5 PRUEBA DE COMPRESION MULTITRIAXIAL.	44
3.5.1 EL PLANO p-q.	45
4. PRUEBAS DE LABORATORIO.	48
4.1 PRUEBAS PROCTOR DE COMPACTACION.	48
4.1.1 EQUIPO.	48
4.1.2 PROCEDIMIENTO.	50
4.1.2.1 PREPARACION DEL EQUIPO.	50
4.1.2.2 PREPARACION DE LA MUESTRA DE SUELO.	50
4.1.2.3 DESARROLLO DE LA PRUEBA.	53
4.1.2.4 RESULTADOS.	55
4.2 PRUEBA TRIAXIAL DE DEFORMACION.	56
4.2.1 EQUIPO.	56
4.2.2 PROCEDIMIENTO.	57

4.2.2.1 ELABORACION DEL ESPECIMEN DE PRUEBA.	59
4.2.2.2 PROGRAMACION DE LA PRUEBA.	63
4.2.2.3 DESARROLLO DE LA PRUEBA.	66
4.2.2.4 RESULTADOS.	72
4.3 PRUEBA MULTITRIAXIAL.	76
4.3.1 PROCEDIMIENTO.	76
4.3.1.1 DESARROLLO DE LA PRUEBA.	76
4.3.1.2 RESULTADOS.	78
4.3.1.3 VERIFICACION DE LOS CONTENIDOS DE AGUA.	84
5. PRESENTACION DE GRAFICAS.	87
6. EJEMPLO DE APLICACION.	97
6.1 ANALISIS DE CARGAS MUERTAS.	100
6.2 ANALISIS DE CARGAS VIVAS.	102
6.3 BAJADA DE CARGAS.	104
6.4 ANALISIS ESTRUCTURAL.	107
6.5 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.	121
7. CONCLUSIONES.	142
BIBLIOGRAFIA.	144

1 INTRODUCCION.

El avance tecnológico de los últimos tiempos hace necesario que la ingeniería Civil enfrente la solución de problemas que antes no eran estudiados, de modo que muchos fenómenos físicos (descubiertos, tal vez por accidente) se retomen nuevamente y se estudien con más detalle para aprovechar de manera más eficiente sus beneficios. Esto trae como resultado la construcción de obras más confiables y seguras, desde el punto de vista funcional y, por supuesto económico.

Generalmente a los ingenieros que están estrechamente relacionados con la compactación de suelos les preocupa lograr obtener (con los medios a su alcance) un determinado porcentaje de compactación; sin embargo no alcanzan a percibir que pueden estar lejos de tener la resistencia y la deformabilidad del suelo compactado (capacidad de carga y asentamientos para una geometría determinada) que realmente requieren.

Si se poseen datos de compresibilidad y resistencia de un cierto material de banco, se pueden tomar decisiones acerca de cuál es la energía específica de compactación mínima indispensable que hay que aplicar al suelo, de modo que cumpla con las restricciones de proyecto. Lo anterior permite obtener una optimización de recursos humanos, técnicos y económicos.

Este trabajo, tiene por objetivo el determinar un procedimiento que siga el criterio Proctor, para determinar cuál debe ser la energía específica de compactación estrictamente necesaria para que un proyecto determinado funcione óptimamente,

atendiendo a la deformación y la resistencia al corte del suelo sobre el que se erigirá dicho proyecto.

Así pues, en el segundo capítulo, se habla sobre la definición de compactación y algunas generalidades teóricas al respecto.

El capítulo tres contiene el marco teórico de las pruebas triaxiales de resistencia y deformación.

La parte experimental de este trabajo está incluido en el capítulo cuatro. En este capítulo se presentan con detalle, los procedimientos que se siguieron para realizar las pruebas Proctor y las pruebas triaxiales, además de los resultados obtenidos.

El capítulo 5 presenta las gráficas que se obtuvieron en el capítulo anterior.

Por último, el capítulo seis contiene un ejemplo de aplicación (hipotético y simplificado), en donde se hace uso de la información obtenida en las pruebas de laboratorio. Fué necesario el uso del paquete de computadoras "MARPLAIN" para el análisis estructural del ejemplo citado, cuyos resultados están incluidos en el capítulo seis.

Finalmente, se presentan las conclusiones y la bibliografía consultada.

2. PRUEBAS PROCTOR DE COMPACTACION.

2.1. Introducción:

Es frecuente en el campo de la Ingeniería civil leer en textos y revistas la palabra compactar. Fuera de este contexto se emplea el término espontáneamente para expresar la acción de comprimir; sin embargo el concepto es más complejo en el área de la Mecánica de Suelos.

La palabra compacto, -(ta), proviene del latín compāctus, que significa unir, pero si se toma en cuenta que en la Ingeniería Civil se intenta economizar al máximo los medios disponibles para lograr construir la infraestructura de obras sociales útiles, eficientes y seguras, se puede intentar definir "compactación" como un proceso orientado a mejorar la resistencia del suelo por cualquier método disponible, disminuyendo así su deformabilidad y permeabilidad, es decir, que se intenta lograr que una mayor cantidad de sólidos del suelo sean contenidos en un mismo volumen debido a la unión forzada de sus partículas, con poca o nula reducción de contenido de agua. Este proceso no se debe confundir con el de consolidación, en el cual el agua es expulsada del suelo bajo la acción de una carga permanente.

En la definición anterior se observa, que se desea mejorar la resistencia del suelo, esto como consecuencia de que muchas veces en el campo se tiene que trabajar

con suelos que no presentan una resistencia adecuada a las cargas o sollicitaciones que le provocarán una obra determinada y en cambio, se tienen alta compresibilidad y diferente permeabilidad a la deseada desde el punto de vista Mecánico.

Se puede observar que la compactación no significa otra cosa que la disminución de vacíos de una masa de suelo cualquiera. A este efecto también se le suele denominar densificación o aumento del peso específico seco (en este trabajo se usará cualquiera de las dos denominaciones indistintamente).

Parece razonable que si el suelo no cumple con las propiedades ingenieriles, se pueda tomar cualquiera de las siguientes alternativas o la combinación de ellas:

- Cambiar la construcción a un lugar con mejores propiedades en el suelo.
- Adaptar la obra o estructura a las condiciones geotécnicas del sitio, ya sea compensar o pilotear, por ejemplo.
- Mejorar o estabilizar las propiedades ingenieriles del suelo, mediante cualquier procedimiento.

La elección de cualquier alternativa dependerá de varios factores, entre los que suele dominar el económico.

La tercer alternativa, parece ser la solución más económica del problema. Existen varias maneras para estabilizar un determinado suelo:

- estabilización mecánica.
- estabilización química.

Ocasionalmente también se consideran las siguientes estabilizaciones:

- estabilización térmica.
- estabilización eléctrica.

La estabilización mecánica, se logra mediante equipos de campo, uso de explosivos y el impacto de grandes masas contra el suelo. La estabilización química se logra por medio de la inyección de sustancias químicas en el suelo, tales como cemento Portland o asfalto, entre otros.

También se logra mejorar el suelo si se precarga temporalmente o si se reduce la presión del agua en el suelo mediante el drenaje de la misma.

Cualquier suelo puede compactarse, pero no cualquier método de compactación es el adecuado para un determinado tipo de suelo.

Al hacer uso de la compactación en una masa de suelo se tienen ventajas importantes, entre las que se pueden señalar las siguientes:

- Reducción de la deformabilidad del suelo.
- Incremento de la resistencia del suelo y mejoramiento de la estabilidad de pendientes en taludes.

- Mejoramiento del comportamiento de las diversas capas de un pavimento.
- Disminución de la variación del volumen de un determinado suelo, por ejemplo, el causado por la acción de heladas, ya sean contracciones o expansiones.

La compactación en el campo, usualmente es realizada por medios mecánicos, tales como rodillos, apisonado o vibrado. La elección del mecanismo de compactación depende también del tipo de suelo. Así, si el suelo es arena conviene utilizar el vibrado; si es arcilla, el rodillo liso o el pata de cabra.

2.2. El proceso de compactación.

El efecto del agua contenida en el suelo, cuando éste es sujeto a una energía de compactación es muy importante.

Si se tiene un bajo contenido de agua, las partículas del suelo están rodeadas por una delgada película de agua, la cual tiende a mantenerlas separadas entre sí, incluso hasta cuando son compactadas (Figura 2.2.1.a). Si el contenido de agua se incrementa, el agua permite que las partículas sean más fácilmente compactadas (Figura 2.2.1.b). Algunos espacios de aire son desplazados por el agua y la densidad seca se incrementa. La adición de más agua que logre alcanzar la humedad óptima, provoca que más aire sea desplazado durante la compactación. En dicho contenido de agua las partículas de suelo están completamente unidas entre sí (pues el peso específico seco es el máximo) bajo la aplicación de una energía específica de compactación (Figura

2.2.1.c). Cuando la cantidad de agua excede la requerida para lograr esta condición, el agua en exceso obliga a que las partículas del suelo se separen (Figura 2.2.1.d), también a que la densidad seca se reduzca. Un contenido de agua mayor produce bajísima o nula expulsión de aire durante la compactación y por lo tanto un descenso en el valor del peso específico seco o densidad seca.

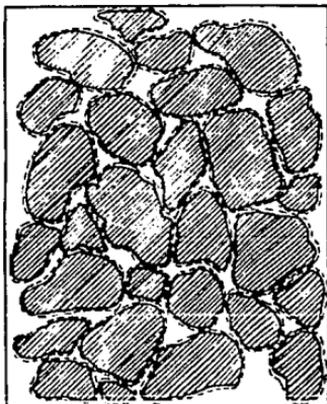


Fig. 2.2.1.a Suelo secado al medio ambiente.



Fig. 2.2.1.b Agregando un poco de agua.

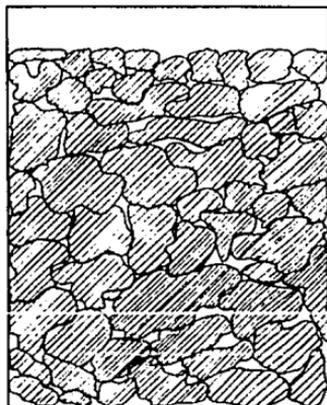


Fig. 2.2.1.c Contenido de agua óptimo.



Fig. 2.2.1.d Contenido de agua superior al óptimo.

fig. 2.2.1. El proceso de compactación.

Las pruebas de compactación se realizan principalmente en el laboratorio, debido a que resultan más económicas y rápidas de realizar que las pruebas hechas en el campo. La prueba que generalmente se realiza es conocida como Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O. Estándar (American Association of State Highway Officials).

La teoría de compactación de suelos cohesivos es relativamente nueva. R.R. Proctor a principios de la década de los años treinta desarrolló en E.U.A. pruebas de Compactación en una serie de artículos en *Engineering news-Record* (Proctor, 1933). En su honor, las pruebas de Compactación Estándar que él desarrolló, son llamadas Pruebas Proctor.

Proctor estableció que la compactación es función de cuatro variables:

- 1) peso específico seco (γ_d)
- 2) Contenido de agua (ω)
- 3) Energía específica de compactación
- 4) Tipo de suelo

La energía específica de compactación es una medida de la energía mecánica aplicada a una masa de suelo. En el SI, la energía específica de compactación se presenta en J/m^3 ; (J= joules).

$$1 \text{ J} = 1 \text{ N.m}$$

En el campo, la energía específica de compactación es el número de veces que pasan los rodillos de cierto tipo (pata de cabra, de neumáticos, etc.) y peso sobre un volumen de suelo.

La prueba Proctor Estándar consiste en hacer caer varias veces de una cierta altura, un pisón sobre una capa de suelo en un molde cilíndrico de metal. El peso del pisón, la altura de caída, el número de golpes, el número de capas de suelo y el volumen del molde están estandarizados.

La energía específica de Compactación, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{N \times n \times W \times h}{V}$$

En donde:

E_c = energía específica de Compactación.

N = número de golpes dados a cada capa.

W = peso del pisón.

V = volumen del suelo compactado.

h = altura de caída libre del pisón.

n = número de capas con que se compacta el suelo.

Como las pruebas Proctor están estandarizadas, se puede obtener para cada una de ellas, la energía específica de compactación:

-PRUEBA PROCTOR ESTANDAR (A.A.S.H.T.O. estándar)

$N = 25$ golpes por capa.

$W = 2.4948$ Kg,

$V = 0.9439 \times 10^{-3}$ m³

$h = 0.3048$ m

$n = 3$ capas.

Si $g = 9.8066$ m/s²

$$E_c = 592\,521.94 \text{ J/m}^3 = 592.52 \text{ kJ/m}^3$$

-PRUEBA PROCTOR MODIFICADA (A.A.S.H.T.O. MODIFICADA)

$N = 25$ golpes por capa.

$W = 4.536$ Kgf

$$V = 0.9439 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$h = 0.4572 \text{ m}$$

$$n = 5 \text{ capas.}$$

Tomando la fuerza de gravedad igual que en la prueba anterior se tiene lo siguiente:

$$E_c = 2\,693\,281.55 \text{ J/m}^3 = 2\,693.28 \text{ kJ/m}^3$$

Una relación útil para obtener la densidad seca, a partir de la densidad del suelo (húmedo o no) y del contenido de agua, se obtiene a partir de la siguiente deducción:

Se sabe que:

si $W_s = 1$; donde 1 tiene dimensiones de peso o fuerza.

entonces:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad \dots(a)$$

donde: W_w = peso del agua

W_s = peso del suelo

ω = contenido de agua

W_m = peso de la muestra ($W_m = W_s$)

$$\gamma_m = \frac{1}{V_r} (W_s + W_w) \quad \dots(b)$$

Sustituyendo (a) en (b) se tiene:

$$\gamma_m = \frac{W_m + W_w}{V_r}$$

ó

$$\gamma_m = \frac{1 + \omega}{V_m} \quad \dots(1)$$

De la ecuación (1) se tiene que:

$$\gamma_d = \frac{1}{V_m} \quad \dots(2)$$

Despejando V_m de (1) y de (2) e igualando:

$$\frac{1}{\gamma_d} = \frac{1 + \omega}{\gamma_m}$$

Despejando γ_d :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$$

Generalmente en el laboratorio se compactan de acuerdo a la Prueba Proctor (ya sea estándar o modificada) muestras del mismo suelo, pero con diferentes contenidos de agua, se calcula el peso específico seco y se vuelve a comprobar su contenido de agua. Después se grafican los datos obtenidos para obtener una "Curva de Compactación".

Se recomienda conocer el contenido de agua inicial (ω_0) del material con el que se va a trabajar, ya que de esta forma se puede agregar una cantidad de agua determinada y obtener puntos en la curva de compactación mejor distribuidos.

Para determinar el peso del agua (W_w) requerido y lograr obtener un contenido de agua deseado (ω) a partir de una muestra de suelo (W_m) con un contenido inicial de agua (ω_0), se sigue el siguiente razonamiento:

Sabemos que el contenido de agua (ω) es igual a la siguiente relación:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad (a)$$

Si se incrementa el peso del agua, se incrementará el contenido del agua:

$$\Delta \omega = \frac{\Delta W_w}{W_s} \quad (\text{a.1})$$

Por otra parte, sabemos que el peso de la muestra en consideración (W_m) es la suma del peso de la parte sólida (W_s) y el peso del agua inicial (W_{w_0}), es decir:

$$W_m = W_s + W_{w_0} \quad (\text{b})$$

Despejando de (b) el peso del agua:

$$W_{w_0} = W_m - W_s$$

donde:

$$W_s = \frac{W_{w_0}}{\omega}$$

Así que:

$$W_{w_0} = W_m - \frac{W_{w_0}}{\omega}$$

Despejando W_m y factorizando W_{w_0} :

$$W_m = W_{w_0} \left(1 + \frac{1}{\omega}\right)$$

Despejando W_{ω_0} :

$$W_{\omega_0} = \frac{W_m}{1 + \frac{1}{\omega_0}} \quad (\text{b.1})$$

También:

$$W_S = W_m - W_{\omega_0}$$

De (b.1), se tiene lo siguiente:

$$W_S = W_m - \frac{W_m}{1 + \frac{1}{\omega_0}}$$

factorizando se tiene:

$$W_S = W_m \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{\omega_0}} \right) \quad (\text{c})$$

Por otra parte, de la ecuación (a.1) se tiene que el incremento del peso del agua es:

$$\Delta W_w = \Delta \omega \cdot W_s$$

Sustituyendo la ec. (c) en la expresión anterior, se llega finalmente a la ecuación que proporciona el peso del agua requerida para que una muestra de suelo de peso conocido (W_m), incremente su contenido de agua (ω_o) a un contenido de agua deseado ($\Delta \omega$):

$$\Delta W_w = \Delta \omega \left[W_m \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{\omega_o}} \right) \right]$$

Cada punto de la curva representa una prueba de compactación y usualmente cuatro o cinco pruebas se requieren como mínimo para determinar completamente la curva de compactación. Esta curva es única para cada tipo de suelo, el método de compactación y energía específica de compactación (Fig. 2.2.2).

El punto más alto de la curva relaciona al γ_d en el eje de las ordenadas (máximo peso específico seco) y al contenido de agua máximo u óptimo, en el eje de las abscisas.

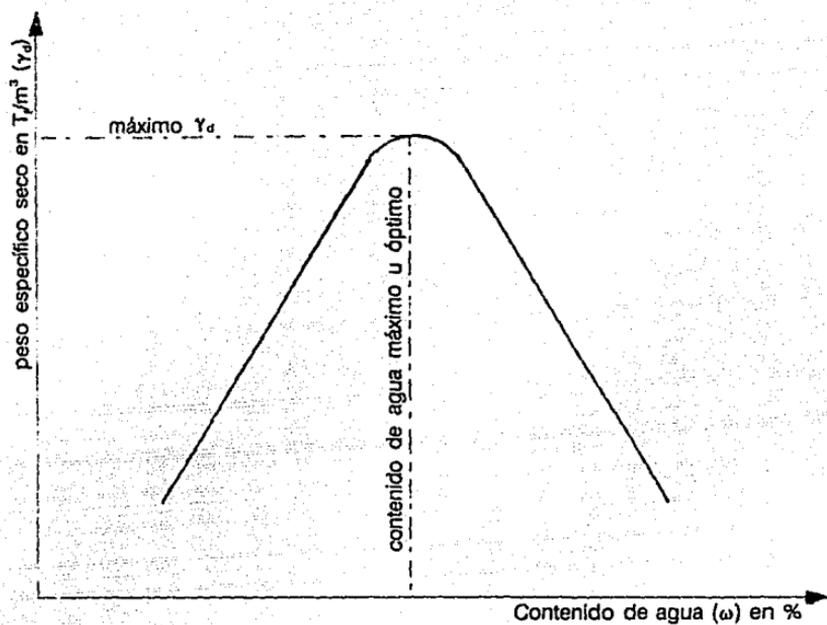


fig.2.2.2. Curva de compactación.

3. PRUEBAS TRIAXIALES DE RESISTENCIA Y DEFORMACION.

3.1. Introducción:

Cuando el peso de una estructura se transmite al suelo, se originan compresiones que algunas veces provocan fallas en el mismo y en otras grandes deformaciones. Estas fallas generalmente son reproducidas en el laboratorio por medio de pruebas que ayudan a determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia del suelo. Las pruebas más utilizadas son las de compresión triaxial. En teoría son pruebas en las que los esfuerzos actuantes se pueden variar a voluntad, sin embargo las cámaras triaxiales más comunes aplican esfuerzos laterales iguales, lo que facilita la interpretación de la prueba.

La presión que se ejerce a través del líquido confinante es hidrostática.

En los extremos del espécimen actúan, además de la presión del líquido confinante, el esfuerzo transmitido por acción del vástago de la cámara triaxial.

El esfuerzo axial actuante sobre el espécimen es la suma de la presión confinante (σ_c) y el esfuerzo desviador debido al vástago (σ_v), de modo que si la prueba es de compresión, se tiene que en dirección axial actúa el esfuerzo principal mayor:

$$\sigma_a = \sigma_c + \sigma_v$$

Las pruebas triaxiales se clasifican de acuerdo a cómo se aplican los esfuerzos en :

- a) Pruebas de Compresión:

Son pruebas de compresión cuando la longitud axial del espécimen disminuye debido a que en este tipo de prueba el esfuerzo vertical es mayor que los esfuerzos horizontales.

En estas pruebas se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}\text{esfuerzo axial} &= \sigma_1 \\ \text{esfuerzos laterales} &= \sigma_2 = \sigma_3 \\ \text{Y además } \sigma_1 &> \sigma_2 = \sigma_3\end{aligned}$$

Una prueba de Compresión se puede realizar de varias maneras. A continuación se mencionan algunas de ellas:

- Aumentando el esfuerzo axial, incrementando la carga transmitida por el vástago y el esfuerzo confinante se mantiene constante.

- Manteniendo constante el esfuerzo axial y haciendo disminuir el esfuerzo lateral dado por el líquido confinante.

- Incrementando el esfuerzo axial y disminuyendo el lateral simultáneamente, de manera que el promedio aritmético del incremento de los esfuerzos principales se mantenga constante:

$$\Delta\sigma_{\text{ar}} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = 0$$

b) Pruebas de Extensión:

Son pruebas de extensión cuando la longitud axial del espécimen aumenta, debido a que el esfuerzo vertical es menor que ambos esfuerzos horizontales. Es decir:

$$\begin{aligned}\text{esfuerzo axial} &= \sigma_3 \\ \text{esfuerzos laterales} &= \sigma_1 = \sigma_2\end{aligned}$$

Y además $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$

Las pruebas de extensión se pueden realizar de cualquiera de las siguientes maneras, dependiendo de las condiciones de prueba deseadas:

- Disminuyendo el esfuerzo axial, dejando constante el esfuerzo lateral. Esto se logra cuando el vástago tensiona al espécimen.

- El esfuerzo axial se mantiene constante, pero los esfuerzos radiales se incrementan.

- Se hace disminuir el esfuerzo axial, a la vez que se aumenta el esfuerzo lateral:

Cumpliendo que: $\Delta\sigma_{oct} = 0$

Las pruebas triaxiales también se clasifican de acuerdo a las condiciones de drenaje. Así, se consideran constituidas por dos etapas:

ETAPA I.

Se aplica a la probeta un esfuerzo confinante (σ_c).

- Permitiendo el drenaje de la probeta.
- Sin permitir el drenaje de la probeta.

ETAPA II.

Se aplica el esfuerzo desviador.

- Permitiendo el drenaje de la probeta.
- Sin permitir el drenaje de la probeta.

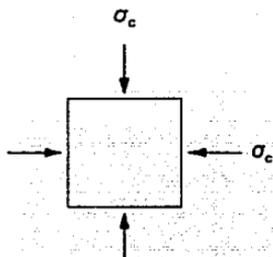
b.1) EJEMPLO DE UNA PRUEBA CD (lenta)

1ª etapa consolidada

2ª etapa drenada

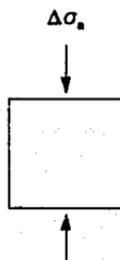
1ª ETAPA:

Se aplica el esfuerzo confinante (σ_c), la presión de poro es cero al final de esta etapa ($u=0$).

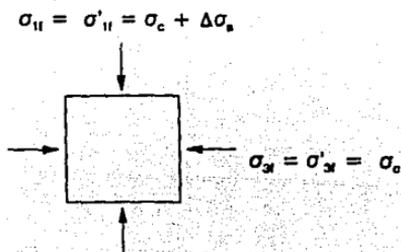


2ª ETAPA:

Se aplica una compresión aumentando el esfuerzo axial, donde $u=0$ al finalizar esta etapa.



Sumando: 1ª etapa + 2ª etapa (esfuerzos totales = esfuerzos efectivos)

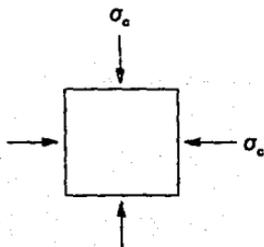


b.2) EJEMPLO DE UNA PRUEBA CU

1ª etapa consolidada

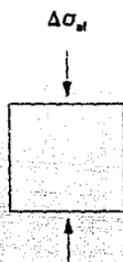
2ª etapa no drenada

1ª ETAPA: Se aplica un esfuerzo confinante, la presión de poro es cero ($u=0$), al final de esta etapa. Se permite el drenaje.

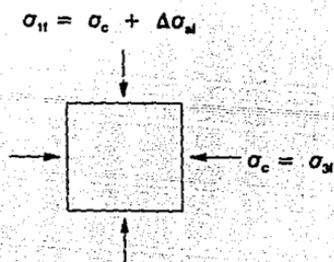


2ª ETAPA: Se comprime al espécimen aumentando el esfuerzo axial. Sin permitir el drenaje, ($u \neq 0$).

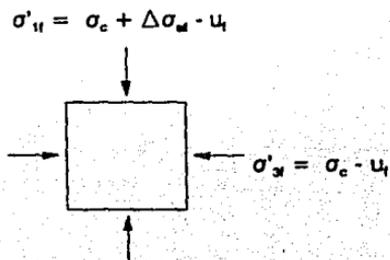
$$u = u_1$$



Sumando 1ª y 2ª etapas (en esfuerzos totales):



Resultado de la 1ª y 2ª etapas (en esfuerzos efectivos):



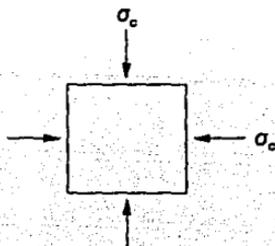
b.3) EJEMPLO DE UNA PRUEBA UU (rápida)

1ª etapa no consolidada

2ª etapa no drenada

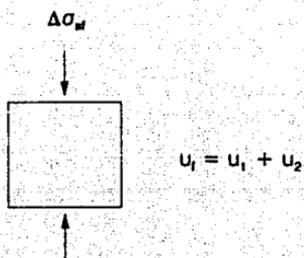
1ª ETAPA: Se aplica un confinamiento al espécimen, sin permitir la consolidación

(Generalmente $u_f \neq 0$).

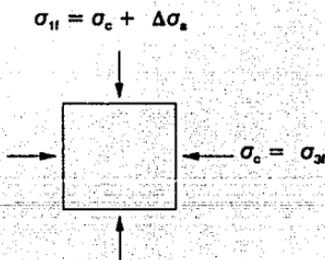


2ª ETAPA: Compresión aumentando el esfuerzo axial, sin permitir el drenaje. Al

final de esta etapa $u_2 \neq 0$.

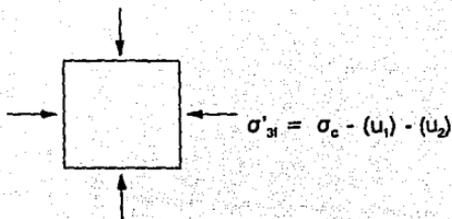


Sumando 1ª y 2ª etapas (en esfuerzos totales), $u = u_1 + u_2 \neq 0$.



Restando 1ª y 2ª etapas (en esfuerzos efectivos).

$$\sigma'_{11} = \sigma_c + \Delta\sigma_a - (u_1) - (u_2)$$



3.2 APARATOS TRIAXIALES.

Se atribuye a Casagrande la idea de utilizar un aparato triaxial para medir la resistencia al corte de los suelos. En 1930 en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, construyó el primer aparato de este tipo, inspirado en un aparato de consolidación triaxial que había visto en Alemania en 1929. El aparato triaxial es ahora un elemento fundamental en todo laboratorio de Mecánica de Suelos (Figura 3.2.1).

Los equipos triaxiales aplican al espécimen (generalmente un cilindro), esfuerzos principales.

El procedimiento de ensayo se inicia aplicando una presión hidrostática (σ_3), a la muestra por medio del líquido con que se rellena el espacio comprendido entre la pared exterior, casi siempre hecha de un plástico transparente llamado lucita, y la muestra de suelo recubierta por una membrana de látex. A la presión hidrostática se le llama esfuerzo de confinamiento.

Después se aplica una carga vertical, llamada desviadora, a través de un vástago. Al aplicar la presión en la cámara, el vástago algunas veces tenderá a subir, dependiendo de la magnitud de la presión aplicada y a la fricción del vástago con la cámara triaxial. La fuerza vertical necesaria para volver el vástago al contacto con el cabezal, pero sin producir esfuerzo en la muestra, se resta de la fuerza total vertical para hallar

el desviador. Este esfuerzo es igual la diferencia de los esfuerzos principales, es decir, es decir $\sigma_1 - \sigma_3$, siendo $\sigma_1 =$ esfuerzo principal mayor.

La presión de confinamiento se puede medir mediante una columna de mercurio, que normalmente se calibra para poderla ajustar a las presiones deseadas.

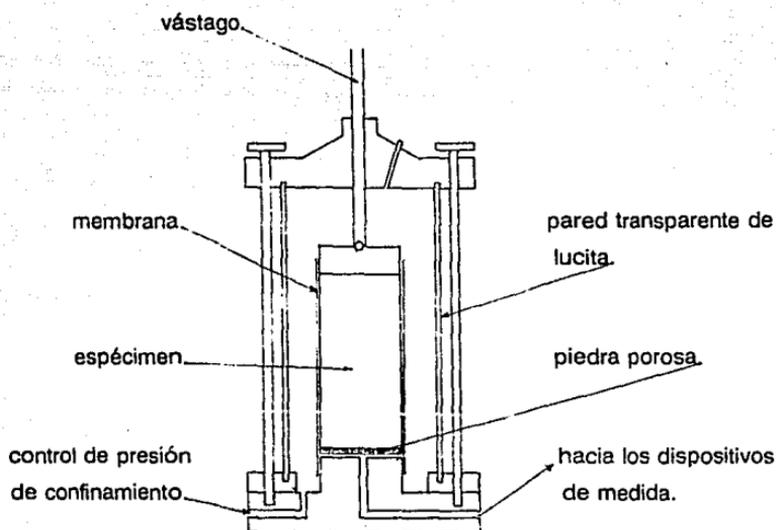


Fig. 3.2.1 Aparato triaxial.

3.3. PRUEBA TRIAXIAL DE DEFORMACION (P.T.D.)

La programación de esta prueba, se hace utilizando el ángulo de fricción interna (ϕ) del material a ensayar. Con este ángulo se trazan los círculos de Mohr para los esfuerzos de confinamiento deseados, obteniéndose así los esfuerzos principales y con éstos el esfuerzo desviador respectivo, con el cual se calcula la carga necesaria para alcanzar la mitad de este esfuerzo desviador, dicha carga se aplica en diez incrementos de la forma siguiente:

Una vez que el espécimen se ha montado en el aparato triaxial, se aplica el esfuerzo de confinamiento (σ_{c1}) y se deja transcurrir el tiempo necesario para que el espécimen se consolide bajo la presión actuante. Se recomienda abrir la válvula del aparato triaxial que mide la presión del agua dentro de la probeta para que se trabaje en esfuerzos efectivos ($u = 0$).

Después se toma la lectura inicial del extensómetro y se procede a aplicar el primer incremento de carga, poniendo en marcha un cronómetro.

Cuando transcurre un minuto después de la aplicación de la carga, se toma la lectura del cronómetro y se aplica el segundo incremento.

Se repite el procedimiento anterior cada minuto hasta alcanzar el número de incrementos programados, después de los cuales y sin aplicar más carga, se captura la lectura del extensómetro cada minuto dos veces.

En seguida se procede a descargar totalmente al espécimen de la carga

El proceso anterior se repite para los siguientes esfuerzos de confinamiento.

3.4. MODULO DE DEFORMACION (M_v).

La determinación de este parámetro mecánico se determina en el laboratorio para probetas de material representativo del subsuelo.

La investigación de las propiedades esfuerzo-deformación de los materiales del suelo, se puede generalizar aceptando que el material tiene diferentes propiedades mecánicas sólo en dos direcciones, es decir, en la dirección normal a los planos de estratificación y paralelos a ellos. Bajo estas condiciones, se puede llamar:

M_v = Módulo de deformación unitaria en la dirección vertical.

M_h = Módulo de deformación unitaria en la dirección horizontal.

ν = Relación de Poisson.

Si a un elemento de suelo se le aplica un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$ (Fig.3.4.1), se tiene una deformación $M_z\Delta\sigma_z$, y en los planos perpendiculares xy y yz , la deformación inducida será:

$$- \nu \Delta\sigma_z M_z$$

La relación de Poisson se supone igual para las direcciones horizontal y vertical, respectivamente. Los esfuerzos $\Delta\sigma_x$ producirán un incremento de deformación $M_x\Delta\sigma_x$ en la dirección x y $-\nu M_x \Delta\sigma_x$ en las direcciones perpendiculares. De la misma forma se pueden encontrar las expresiones cuando se aplica un incremento de esfuerzo en la dirección del eje y .

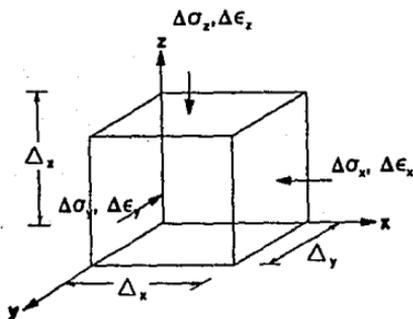


Figura 3.4.1. Estado de esfuerzos y deformaciones en un punto.

Del razonamiento anterior se puede concluir que cuando se aplican incrementos de esfuerzo en las tres direcciones, las deformaciones correspondientes a cada dirección se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\Delta \epsilon_z = M_z \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x \dots\dots\dots 3.4.a$$

$$\Delta \epsilon_x = M_h \Delta \sigma_x - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_z \Delta \sigma_z \dots\dots\dots 3.4.b$$

$$\Delta \epsilon_y = M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x - \nu M_z \Delta \sigma_z \dots\dots\dots 3.4.c$$

Después, simplificando y arreglando términos convenientemente, se puede escribir para las tres direcciones perpendiculares lo siguiente:

$$\Delta \epsilon_z = [1 - \nu \frac{M_h}{M_z} \frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y}{\sigma_z}] M_z \Delta \sigma_z \dots\dots\dots 3.4.d$$

$$\Delta \epsilon_y = [1 - \nu (\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y})] M_h \Delta \sigma_y \dots\dots\dots 3.4.e$$

$$\Delta \epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right] M_h \Delta \sigma_x \quad 3.4.f$$

De las expresiones de arriba, se pueden analizar algunos casos de deformación en un punto.

Primer caso:

Cuando el material está sujeto a incrementos de esfuerzo $\Delta \sigma_x$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \sigma_z$ y las condiciones de deformación no están restringidas, es decir, las deformaciones tienen lugar libremente. Entonces las ecuaciones 3.4.d, 3.4.e y 3.4.f representan los incrementos de deformación que son exclusivamente función de las propiedades mecánicas del material.

Segundo caso:

Cuando la deformación unitaria es cero en una dirección, es decir, $\epsilon_y = 0$ y $\epsilon_x = 0$, entonces se tiene la siguiente condición de 3.4.e:

$$1 = \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right) \quad 3.4.g$$

Donde la relación de incrementos de esfuerzo es la siguiente:

$$\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} + \frac{M_z}{M_h} \right) \quad 3.4.h$$

y

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} = \nu \left(1 + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \quad 3.4.i$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.4.h y 3.4.i en las ecuaciones 3.4.d y 3.4.e y arreglando términos se obtienen las ecuaciones para el caso de deformación analizada en un plano:

$$\Delta \epsilon_z = (1 + \nu) \left[1 - \nu \left(1 + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right] M_z \Delta \sigma_x \quad 3.4.j$$

$$\Delta \epsilon_x = [(1 - \nu^2) \left(\frac{\nu}{1 + \nu} + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right)] M_h \Delta \sigma_x \quad 3.4.k$$

Tercer caso: El material está confinado a deformación lateral nula, en ambas direcciones horizontales, esto es: $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0$. Usando las fórmulas 3.4.e y 3.4.f, la relación de incremento de esfuerzos será:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \frac{M_z}{M_h} \quad 3.4.l.a$$

$$\frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} = \frac{\nu}{1-\nu} \frac{M_z}{M_x} \quad 3.4.l.b$$

Sustituyendo los valores de las ecuaciones 3.4.l.a y b en la ecuación 3.4.d se obtiene la siguiente ecuación:

$$\Delta e_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} M_z \Delta \sigma_x \quad 3.4.m$$

De la expresión 3.4.c se puede ver que la deformación vertical unitaria no depende de la relación M_x/M_z ; sin embargo, está en función de la relación de Poisson. Estas condiciones pueden representar en la naturaleza a un depósito de suelo o sedimento extensamente cargado en su superficie, es decir, cuando el espesor del estrato es pequeño en magnitud en comparación con el área cargada. Esta condición, también representa el caso en la naturaleza de un depósito de suelo muy compresible en la dirección vertical pero altamente estratificado en la dirección horizontal. Para cuando el estrato horizontal está constituido por materiales muy rígidos, tales que no permitan los desplazamientos horizontales, en este caso $M_x/M_z = 0$ y se puede aplicar la ecuación 3.4.c.

Se puede concluir que dependiendo del tipo de confinamiento, la deformación puede ser diferente para un mismo valor de M_z . La Figura 3.4.2. muestra el valor de:

$$\nu_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad 3.4.n$$

De donde se puede notar que en caso de un confinamiento total y $\nu = 0.50$,

la deformación es cero, es decir, el material no puede deformarse en la dirección vertical cuando los desplazamientos laterales están totalmente restringidos.

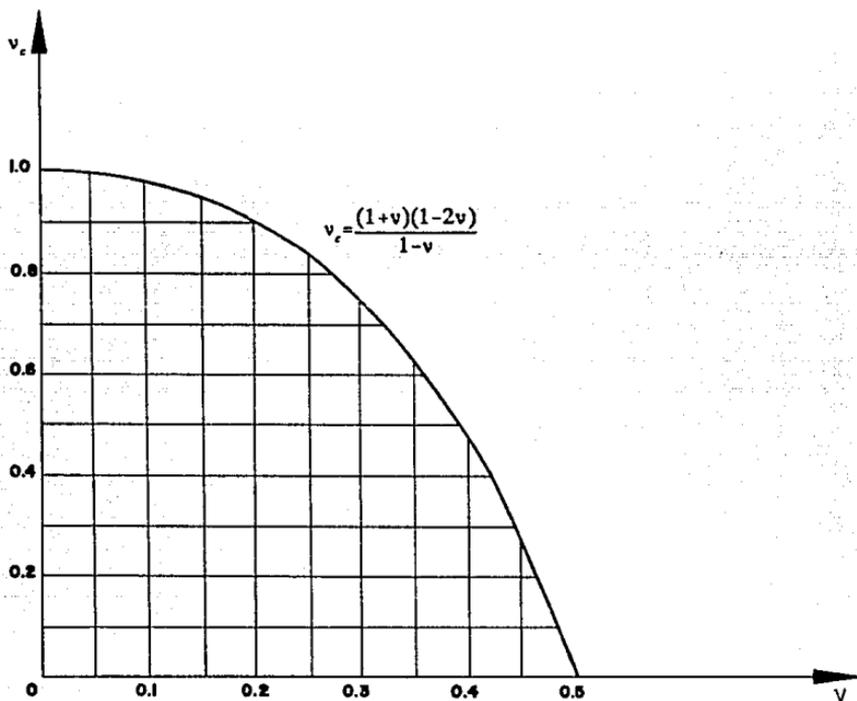


Figura 3.4.2. Relación teórica del coeficiente de variación volumétrica y el módulo de deformación.

Para comprender esta situación, se puede definir la compresión volumétrica de un sedimento, como:

$$\Delta e_v = \frac{\Delta V_v}{V} \quad 3.4.n$$

Aquí ΔV_v es el cambio de volumen en los vacíos del material sujeto a un cierto incremento de esfuerzos y V es el volumen total. Cuando el cambio en los esfuerzos $\Delta \sigma_z$, $\Delta \sigma_y$ y $\Delta \sigma_x$ toman lugar, el material sufre una deformación volumétrica:

$$\Delta e_v = \Delta e_z + \Delta e_y + \Delta e_x \quad 3.4.o$$

Si se suponen deformaciones volumétricas pequeñas, la deformación volumétrica es igual a la suma de las deformaciones unitarias en las tres direcciones perpendiculares. Si las expresiones 3.4.d, e y f, que expresan el incremento de esfuerzo en las tres direcciones, se sustituyen en la expresión 3.4.o, se encuentra la siguiente expresión para la deformación volumétrica:

$$\Delta e_v = (1 - 2\nu) \left[1 + \frac{M_z (\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_x)}{M_z \Delta \sigma_z} \right] M_z \Delta \sigma_z \quad 3.4.p$$

De la cual se puede ver, que para un material incompresible, cuando $\epsilon V = 0$, la relación de Poisson tomará el valor de 0.5.

La deformación volumétrica puede compararse para el caso de un material totalmente confinado. Los esfuerzos necesarios para confinamiento están dados en las

ecuaciones 3.4.l a y b, por lo tanto, sustituyendo sus valores en la deformación volumétrica:

$$\Delta e_v = \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \right] M_z \Delta \sigma_z \quad 3.4.q$$

Esta expresión es idéntica a la ecuación 3.4.a, de la cual se puede concluir que, para condiciones de confinamiento lateral cero, la deformación volumétrica es igual a la deformación vertical, es decir, $\Delta e_v = \Delta \epsilon_z$. Además el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria definida por Terzaghi en la teoría de consolidación correspondiente a una prueba sin deformaciones laterales es definida como sigue:

$$m_v = \frac{\Delta e_v}{\Delta \sigma_z}$$

De donde:

$$\Delta e_v = m_v \Delta \sigma_z$$

Igualando las dos expresiones anteriores se encuentra la relación entre el coeficiente de variación volumétrica y el módulo de deformación:

$$\nu = \frac{m_v}{M_z}$$

Por medio de la expresión anterior se puede obtener una fórmula para calcular los desplazamientos verticales de un estrato de espesor H , sujeto a un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_z$, en términos del módulo de deformación (M_z).

$$\delta_i = M_z \Delta\sigma_z H_i$$

Donde:

δ_i = asentamiento del estrato i

M_z = módulo de deformación unitaria

$\Delta\sigma_z$ = incremento de esfuerzo debido a la sobrecarga.

H_i = espesor del estrato i

3.5 PRUEBA DE COMPRESION MULTITRIAXIAL.

Una prueba de compresión multitriaxial está constituida por un número mayor de etapas:

La etapa I, es igual que la descrita para la prueba triaxial anterior; es decir, se aplica un esfuerzo confinante. Se permite el drenaje del espécimen abriendo la válvula de la salida de agua (en esta tesis se probaron suelos parcialmente saturados).

Etapa II. Se somete al espécimen a un esfuerzo axial desviador, tal que no alcance a provocar la falla de dicho material y entonces se suspende momentáneamente la prueba.

Etapa III. Se incrementa el esfuerzo confinante del espécimen y se mantiene constante el esfuerzo axial desviador aplicado durante la segunda etapa.

Etapa IV. Se incrementa el esfuerzo axial nuevamente y se detiene antes de que provoque la falla del material. Siguiendo el mismo procedimiento, se efectúan los confinamientos que se programen, de manera que en el último de ellos y con un incremento de esfuerzo axial, el espécimen alcance la falla.

Con la información de la curva esfuerzo-deformación unitaria, se obtienen los esfuerzos principales (σ_1) para la condición de falla y para cada esfuerzo de confinamiento aplicado ($\sigma_3 = \sigma_2$).

3.5.1. EL PLANO p-q.

Los esfuerzos principales mayores (σ_1) y menores (σ_3) se representan en una gráfica, donde en el eje de las abscisas se coloca el valor de "p" y en el eje de las ordenadas el valor de "q" (ver Figura 3.5.1.1).

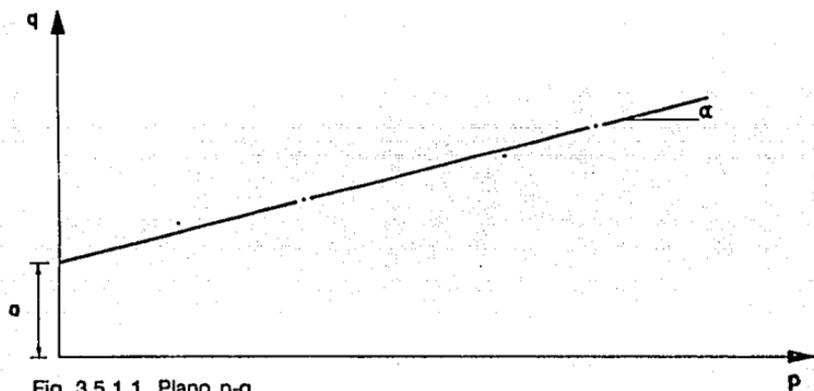


Fig. 3.5.1.1 Plano p-q.

Donde: a = ordenada al origen

α = ángulo de inclinación

Los valores de p y q se expresan de la siguiente manera:

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

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

A partir de los datos de la gráfica p-q se determinan los parámetros de resistencia con las expresiones siguientes:

$$\phi = \text{sen}^{-1} (\tan \alpha) \quad \text{y} \quad c = a / (\cos \phi)$$

La relación que existe entre el círculo de Mohr y el plano p-q, se muestra en la Figura 3.5.1.2., de donde se observa que:

$$\tan \alpha = \frac{\overline{AB}}{\overline{OA}} = \frac{R}{\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2}}$$

$$\text{sen} \phi = \frac{\overline{AC}}{\overline{OA}} = \frac{R}{\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2}} = \tan \alpha$$

Por lo tanto:

$$\phi = \text{sen}^{-1} (\tan \alpha)$$

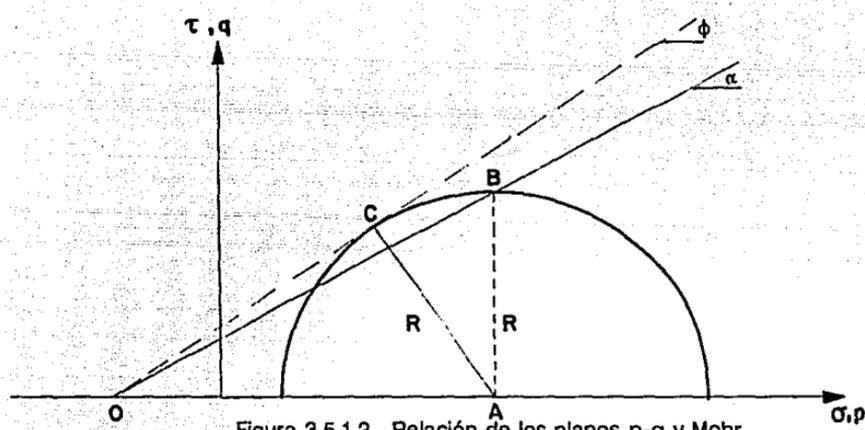


Figura 3.5.1.2. Relación de los planos p-q y Mohr.

4. PRUEBAS DE LABORATORIO.

4.1. PRUEBAS PROCTOR DE COMPACTACION.

Esta prueba se realiza a suelos, eliminando partículas que no pasen la malla núm.

4. Esta condición es válida para pruebas de laboratorio.

4.1.1. EQUIPO.

- 1) Un molde cilíndrico de metal de aproximadamente 10.2 cm de diámetro interno y 11.7 cm de altura. El molde está equipado con un collar desmontable en la parte superior de 5 cm de altura, mismo diámetro y una base de metal.
- 2) Un pisón de metal de 5 cm de diámetro en la base y 2.5 Kg_f de peso. Su caída es guiada por un tubo de aproximadamente 30.5 cm de altura.
- 3) Una malla de 20 mm
- 4) Una balanza de 1 gramo de precisión.
- 5) Una regla de acero y un Vernier.

6) Un horno con temperatura controlada entre 105 a 110 °C

7) Una bandeja.

8) Bolsas de plástico.

9) Cápsulas de vidrio refractario.

10) Una báscula con precisión de un centésimo de gramo.

11) Una pala para poder mezclar el material de muestra.

12) Un cucharón.

13) Una espátula.

14) Suelo de prueba.

4.1.2. PROCEDIMIENTO:

4.1.2.1. PREPARACION DEL EQUIPO.

Asegurar que el molde, el collar y la base de metal estén secos y limpios.

Checar el peso del molde a un gramo de aproximación.

Medir el diámetro interno y la longitud en varias partes a 0.1 mm usando un Vernier.

Verificar que la extensión del collar y el molde se acoplen perfectamente y que el molde pueda ser fácilmente asegurado a la base metálica.

Checar que el tubo metálico que contiene al pisón esté limpio para asegurarle una caída libre a través de él y a la altura especificada.

4.1.2.2. PREPARACION DE LA MUESTRA DE SUELO.

Una vez que ya se tiene el material seleccionado, se procede a mezclarlo para homogeneizarlo y se tamiza a través de la malla No. 4. Algunos detalles de procedimiento cambian cuando las partículas son mayores que dicha malla.

En pruebas de laboratorio generalmente se parte de un suelo que ha sido secado al medio ambiente, al cual se le agrega agua , pero también se puede tener un suelo más húmedo y se puede proceder a secarlo al medio ambiente para disminuir su

contenido de agua hasta lo que permite el medio ambiente. En ambos casos se recomienda tener algunas consideraciones adicionales:

Cuando se agrega agua a una muestra de suelo secada al ambiente, la humedad tiende a quedarse en la periferia de los grumos, penetrando en estos cuando el tiempo transcurre; de otro modo, cuando se evapora el agua al irse secando la muestra, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. Estos dos procedimientos, pueden dar como resultado diferentes resultados de la Prueba Proctor para muestras del mismo suelo.

Obsérvese que en los dos procedimientos atrás descritos, el tiempo es el único que puede estabilizar la humedad de un suelo de manera homogénea; por eso en este trabajo se dejaron las muestras con el respectivo contenido de agua deseado durante 24 horas de almacenaje.

El material de prueba es un suelo de relleno. Al analizar su granulometría, se encontró lo siguiente:

El peso de la muestra representativa del suelo a la que se le realizó el análisis granulométrico fue de 137.88 g. Este peso representa, entonces el 100 % del peso.

El peso del material que pasó por la malla No. 200 (material fino), fue de 61.43 g y el resto del material que se quedó retenido en las mallas de mayor abertura pesó 76.45 g.

Con estos datos se concluye que el 44.6 % de la muestra estuvo formado por suelo fino, y por lo tanto el 55.4 % fue material que no pasó la malla No. 200.

Más del 50 % de la fracción gruesa pasó la malla No. 4, se trata de una arena.

Es evidente que más del 12 % pasó por la malla No. 200, por lo que se hizo necesario calcular el Límite Líquido y el Límite plástico del material, del cual se obtuvo lo siguiente:

$$LL = 34.6$$

$$LP = 20.31$$

Entonces se concluye que el Índice plástico (IP) tiene una magnitud de 14.29 %.

El material de prueba pasa por la malla No. 4, y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), su granulometría es la que se presenta en la tabla 4.1.2.2.1.

De los resultados anteriores se puede concluir que al material le corresponde la clasificación SC, según el S.U.C.S., que significa arena arcillosa.

La curva granulométrica se puede observar en el capítulo 5, Gráfica 5.1.

Número de malla	peso de material retenido en cada malla (g)	% del total que se acumula en cada malla	% del total que pasa por la respectiva malla
8	8.02	10.49	89.51
18	13.27	17.37	72.14
30	9.77	12.79	59.35
50	11.58	15.16	44.19
100	20.33	26.81	17.58
200	12.94	16.94	0.64

Tabla 4.1.2.2.1. Granulometría del Suelo a ensayar.

4.1.2.3. DESARROLLO DE LA PRUEBA.

Se necesita saber cuántos gramos de material se deben agregar por cada capa para que el molde cilíndrico Proctor quede totalmente lleno al finalizar la prueba.

La lógica del procedimiento consiste en lo siguiente:

El volumen del molde Proctor debe ser llenado totalmente al terminar la prueba con el número de capas que indica cada modalidad de la prueba; si es estándar, 3 capas; si es modificada, 5 capas. Sin embargo, existe la incertidumbre sobre la altura que alcanzará el suelo después de compactar cada capa. Para disminuir esta duda, se mide la altura del molde proctor y se divide entre el número de capas que la modalidad de la prueba sugiera. De esta forma se obtiene la altura "ideal" que el suelo, una vez compactado deberá alcanzar.

Para el caso de la prueba Proctor estándar se miden aproximadamente 300 gramos de suelo en la báscula de un gramo de precisión y se compacta con el pisón adecuado (Si se trata de la prueba Proctor modificada, se recomienda medir 500 gramos aproximadamente). A continuación se mide con un Vernier la altura que alcanzó.

Si con 300 gramos (o 500 gramos, según la modalidad de la prueba) se alcanzó una altura "x", la pregunta por contestar es: ¿Cuántos gramos de suelo se necesitarán para alcanzar la altura "ideal"?

Con esta lógica se puede esperar lograr una prueba exitosa, cuya tolerancia en cuanto a nivel alcanzado es de únicamente un centímetro sobre el nivel del molde o el nivel del racero del molde. Esto es válido para ambas modalidades.

Una vez realizadas las pruebas Proctor en sus dos modalidades: estándar y modificada, se obtuvieron los resultados que se presentan en las Tablas 4.1.2.4.1 y 4.1.2.4.2, respectivamente.

4.1.2.4. RESULTADOS:

Contenido de agua (w) en %	Peso específico seco (γ_s) en T/m ³
13.597	1.389
17.69	1.468
22.54	1.543
25.68	1.489
33.00	1.348

Tabla 4.1.2.4.1. Resultados de las pruebas Proctor estándar.

Contenido de agua (w) en %	Peso específico seco (γ_s) en T/m ³
11.26	1.550
15.67	1.668
17.42	1.698
18.64	1.696
19.89	1.679
21.15	1.603

Tabla 4.1.2.4.2. Resultados de las Pruebas Proctor modificadas.

4.2. PRUEBA TRIAXIAL DE DEFORMACION.

Estas pruebas se realizaron con el mismo material que hasta el momento se ha utilizado (una arena arcillosa).

4.2.1. EQUIPO.

- 1) Cámara de compresión triaxial para probetas de tres pulgadas de diámetro.
- 2) Piedras porosas.
- 3) Membranas de látex y ligas.
- 4) Molde de dos cañas para formar probetas de tres pulgadas de diámetro.
- 5) Pisón de la prueba Proctor estándar.
- 6) Un vernier, desarmador y llaves para tornillos.
- 7) Báscula con aproximación de centésimo de gramo (0.01 g).
- 8) Vasos de precipitados, cápsulas de vidrio refractario, matraz Erlenmeyer, etc.

- 9) Sistema de aplicación de aire a presión y vacío.
- 10) Un cronómetro.
- 11) Marco de anillo de carga.
- 12) Extensómetro.
- 13) Tanque regulador de presión, manómetros de Bourdón y de mercurio (Hg).
- 14) Un horno con control de temperatura entre 105 a 110 °C
- 15) Un cucharón y espátula.
- 16) Suelo de prueba.

4.2.2. PROCEDIMIENTO

Una vez que se han obtenido las curvas de las pruebas Proctor en sus dos modalidades (estándar y modificada), se traza una línea que pase por los puntos máximos de dichas curvas (Gráfica 5.2). Esta línea representa la trayectoria de puntos óptimos de curvas Proctor obtenidas con diferentes energías específicas de compactación. Así, por ejemplo, la curva Proctor modificada tiene una energía específica de

compactación que la originó de 2693 kJ/m^3 , en términos generales; por otra parte, la curva de las pruebas Proctor estándar, tiene una energía específica de compactación que la originó de 592 kJ/m^3 , aproximadamente.

Se sabe del cuerpo teórico de compactación que con diferentes energías específicas de compactación, se obtienen diferentes curvas (aún para el mismo suelo) y que a la línea que une a sus puntos máximos se llama "línea de óptimos". Es razonable, entonces suponer que entre estas dos modalidades de curvas Proctor, exista una gama de curvas que pueden ser creadas a partir de diferente energía específica de compactación.

Eligiendo algunos puntos sobre "la línea de óptimos" y entre las curvas Proctor estándar y modificada, se seleccionaron, en este caso los puntos A, B y C, para los cuales corresponde una energía específica de compactación de 2167, 1642 y 1117 $[\text{kJ/m}^3]$, respectivamente.

Ahora se busca obtener para cada punto elegido, la energía específica de compactación proporcional que les corresponde, pero esta vez dentro del molde de media caña de tres pulgadas de diámetro. Cabe aclarar que también se pretende el mismo fin para los puntos máximos de las curvas Proctor, cada uno con su respectiva energía específica de compactación.

4.2.2.1. ELABORACION DEL ESPECIMEN DE PRUEBA.

En seguida se analizará con detalle el procedimiento que se siguió para formar el espécimen de prueba de uno de los puntos elegidos. De aquí en adelante, a cada punto se le denominará "prueba". Cada prueba requiere el seguimiento riguroso del procedimiento, pero con el ajuste adecuado en el cálculo del volumen, ya que en caso de cambiar la membrana para compactar al suelo, el espesor de la membrana variará y afectará los cálculos subsecuentes.

Para la prueba B que se observa en la gráfica 5.2 de las curvas Proctor se tiene lo que sigue:

PRUEBA B:

Si se siguen las coordenadas del punto "B" en la Gráfica 5.2, se observa que el contenido de agua (ω) resulta ser de 19.3 % y la densidad seca (γ_d) es de 1.653 T/m³.

El punto B tendrá las siguientes coordenadas (19.3, 1.653).

$$\text{Así, } \gamma_d = 1.653 \text{ T/m}^3$$

Se conoce que:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{1 + \omega}$$

Por lo que:

$$\gamma_m = \gamma_d(1 + \omega)$$

$$\gamma_m = 1.972 \text{ Tf/m}^3$$

Si el γ_m se multiplica por el volumen del molde Proctor y las unidades de conversión necesarias, se obtiene la masa del suelo siguiente:

$$W_m = 1853.7 \approx 1854 \text{ gf}$$

Si se desea (con cuatro capas de suelo compacto) dentro del molde triaxial obtener una Energía específica de Compactación (E_c) igual a 1642 kJ/m^3 , surge la necesidad de conocer la peso del material por capa y el número de golpes necesarios para obtener dicha Energía específica de Compactación. Los golpes, dados con el plisón de la prueba Proctor estándar.

Para obtener el número de golpes por cada capa de suelo se sigue el siguiente razonamiento:

La Energía de Específica de Compactación (E_c) es igual a la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{N \times n \times W \times h}{V} = 1642 \frac{\text{kJ}}{\text{m}^3}$$

Cada término se definió en el capítulo 2.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior se tiene que:

$$\frac{N \times 4 \times 2.514 \times 0.3048 \times 9.78}{V \times 1000} = 1642 \frac{\text{kJ}}{\text{m}^3} \quad (\text{a})$$

Debe notarse que ahora se trabaja con el molde de una prueba triaxial, y que el volumen será diferente:

Se tiene que las dimensiones del molde triaxial son:

- espesor de la membrana látex (e) = 0.0238 cm
- espesor del papel (p) = 0.081 cm
- Energía específica de Compactación deseada (Ec) = 1642 kJ/m³
- Diámetro del molde triaxial (D) = 7.57 cm
- masa del pisón estándar (W) = 2.514 Kg
- altura del molde triaxial (h_o) = 17.4 cm
- altura de caída libre del pisón estándar (h₂) = 0.3048 m

El volumen es:

$$V = [D - (2e) - (2p)]^2 \frac{\pi h_o}{4 \times 100^3} = 0.00074 \text{m}^3$$

De la ecuación (a), se despeja N (número de golpes necesarios para obtener una Ec = 1642 kJ/m³) y se sustituye el valor del volumen (V):

$$N = \frac{1642 \times 0.00074 \times 1000}{4 \times 2.514 \times 0.3048 \times 9.78} = 40.53$$

Es decir, se necesitan 40 golpes y otro a una altura de 16.15 cm para reproducir una $E_c = 1642 \text{ kJ/m}^3$.

El peso de suelo por cada capa en el molde Proctor es: $1854/4 = 463.5 \text{ g}$, por lo tanto, el peso de suelo por capa en el molde triaxial es el siguiente:

$$W_m = \frac{0.74 \times 463.5}{0.94} = 364.88 \text{ gf}$$

Cuando se ha determinado el peso por cada capa de material a compactar en el molde triaxial de tres pulgadas de diámetro, se procede de la siguiente manera:

Se revisa que el molde triaxial de media caña esté perfectamente sujeto por medio de las abrazaderas y que los bordes del molde coincidan totalmente.

Se sujeta una membrana de látex a la base del molde triaxial por medio de unas ligas, sin olvidar que sobre dicha base se colocará una piedra porosa y un papel filtro en este orden de mención.

Se coloca el molde triaxial de manera que la membrana de látex cumpla la función de un "forro". Luego, se sujeta a la membrana en su parte superior con ligas y se conecta una manguera al molde triaxial que aplique vacío para que succione el aire comprendido entre el molde triaxial y la membrana látex.

Hecho lo anterior, el siguiente paso es compactar al suelo, con el número de capas, altura de caída, número de golpes y peso de cada capa anteriormente calculados.

Una vez compactado el suelo, se descimbra el molde triaxial de media caña, procurando no lastimar a la probeta recién formada y se coloca otra membrana de hule látex sobre el espécimen; esto para prevenir el paso del líquido confinante al interior de la probeta compactada cuando se encuentre en el molde triaxial, ya que durante el proceso de compactación la primer membrana pudo haber sufrido rasgaduras.

El siguiente paso es el montaje del aparato triaxial en el dispositivo de carga axial (Figura 4.2.2.1.1).

4.2.2.2. PROGRAMACION DE LA PRUEBA.

En pruebas preliminares realizadas en probetas del mismo material y formadas como se indicó en el subcapítulo anterior, se determinó de manera aproximada la envolvente de resistencia en el plano p-q de las pruebas Proctor estándar y modificada

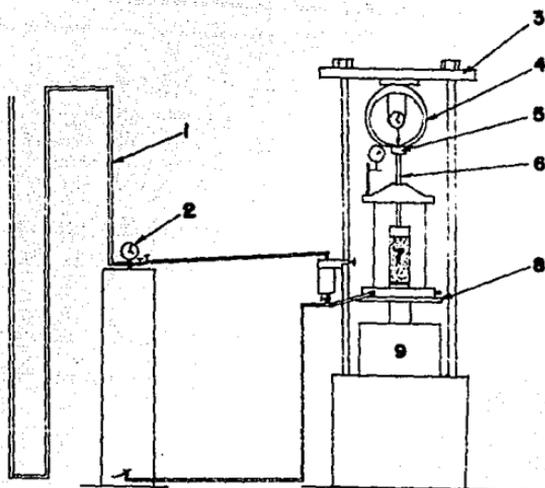


Figura 4.2.2.1.1 Dispositivo de carga axial.

1.- manómetro de mercurio.

2.- manómetro de Bourdon.

3.- bastidor.

4.- anillo.

5.- rótula.

6.- vástago.

7.- probeta.

8.- placa de prensa.

9.- gato y caja de velocidades.

óptimas. De entre estas trayectorias se definen otras, de las cuales forman parte las pruebas A, B y C.

A continuación se determina la magnitud del ángulo ϕ del material en las condiciones del punto B que se analiza y mediante las relaciones vistas en el capítulo 3, página 46 se tiene que:

$$\alpha = 31.29^\circ$$

$$a = 0.825 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 37.43^\circ$$

$$c = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

En el plano de Mohr se traza una línea con la siguiente ecuación de recta:

$$s = \sigma \tan \phi + c$$

Después se trazan círculos que sean tangentes a la línea antes trazada y en donde se cumpla que:

$$\sigma_3 = \sigma_c ; \quad \sigma_c = 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

y además: $\sigma_1 = \sigma_c + \text{Diámetro del círculo de Mohr.}$

El diámetro del círculo de Mohr será el esfuerzo desviador de falla correspondiente a su respectiva presión de confinamiento (ver Gráfica 5.3).

Finalmente la programación la prueba "B" es la que se presenta en la Tabla

4.2.2.2.1.

σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_3/2$	Carga	Unidades
0.4	2.8	119.06	374.4
0.6	3.05	129.68	407.79
0.8	3.45	146.69	461.29
1.0	3.7	157.32	494.73

Tabla 4.2.2.2.1. Programación de la prueba B.

Con esta programación de cargas se comienza la Prueba Triaxial de Deformación.

4.2.2.3. DESARROLLO DE LA PRUEBA.

Esta prueba se realiza para los esfuerzos de confinamiento programados y aplicados de la manera siguiente:

Estando el aparato triaxial montado en el dispositivo de carga axial, se aplica el primer confinamiento de 0.4 kg/cm², se espera un momento para que el espécimen se estabilice bajo esta presión y se mide la lectura del extensómetro. A continuación, se aplica la primera carga en unidades (en este caso es de 35). Se pone en marcha el cronómetro y después de un minuto, se mide la lectura del extensómetro. Este procedimiento se continúa hasta llegar a la carga máxima programada, la cual es de 374, en

este caso. se dejan transcurrir 2 minutos más, al final de cada cual se mide la lectura del extensómetro. Al finalizar esta última etapa, se descarga toda carga aplicada hasta que la lectura del extensómetro del anillo de carga sea cero.

El procedimiento anterior se repite con los siguientes confinamientos programados: 0.6, 0.8 y 1.0 [kgf/cm²], ver subcapítulo 3.3, (páginas 33 y 34).

En el ejemplo de la prueba B, se registraron los datos de la tabla 4.2.2.3.1., para los cuatro esfuerzos de confinamiento a que se sometió el espécimen de prueba. Con estos datos se calculan las deformaciones unitarias y esfuerzos, en base a las siguientes expresiones:

$$\delta = L_1 - L_0 \quad (a)$$

$$e = \frac{\delta}{h_0} \quad (b)$$

$$A_c = \frac{A_0}{1 - e} \quad (c)$$

$$\sigma = \frac{P}{A_c} \quad (d)$$

$$P = kL$$

(e)

En las expresiones anteriores, cada término significa lo siguiente:

k = Constante del anillo.

L = Lectura aplicada al extensómetro del anillo.

P = Carga aplicada

δ = Deformación.

A_0 = Area inicial del espécimen.

L_0 = Lectura inicial del extensómetro.

A_c = Area corregida del espécimen.

σ = Esfuerzo aplicado.

h_0 = Altura inicial del espécimen.

ϵ = Deformación unitaria.

Aplicando pues, las expresiones (a), (b), (c), (d) y (e) se tienen los resultados de las Tablas 4.2.2.3.2. y 4.2.2.3.3.

$\sigma_c = 0.4$ [kgf/cm ²]		$\sigma_c = 0.6$ [kgf/cm ²]		$\sigma_c = 0.8$ [kgf/cm ²]		$\sigma_c = 1.0$ [kgf/cm ²]	
LECTURA EXTENSO- METRO: ANI- LLO.	LECTURA EXTENSO METRO.	LECTURA EXTENSO- ME- TRO: ANILLO.	LECTURA EXTENSO METRO.	LECTURA EXTENSO- ME- TRO: ANILLO.	LECTURA EXTENSO METRO.	LECTURA EXTENSO- ME- TRO: ANILLO.	LECTURA EXTENSO METRO.
0	1.57	0	2.07	0	2.365	0	2.555
35	1.69	40	2.19	45	2.422	45	2.6
70	1.78	80	2.27	90	2.495	90	2.66
105	1.87	120	2.36	135	2.57	135	2.73
140	1.97	160	2.445	180	2.65	180	2.795
175	2.085	200	2.53	225	2.73	225	2.863
210	2.22	240	2.613	270	2.81	270	2.93
245	2.35	280	2.70	315	2.888	315	3.00
280	2.49	320	2.78	360	2.96	360	3.065
315	2.625	360	2.86	405	3.045	405	3.135
350	2.75	400	2.96	450	3.135	450	3.21
350	2.79	400	2.99	450	3.165	450	3.23
350	2.815	400	3.01	450	3.18	450	3.245

Tabla 4.2.2.3.1. Datos de la prueba B (P.T.D.).

$\sigma_c = 0.4$ [kgf/cm ²]			$\sigma_c = 0.6$ [kgf/cm ²]		
Lect. Anillo	ϵ	σ [kgf/cm ²]	Lect. Anillo	ϵ	σ [kgf/cm ²]
0	0	0	0	0	0
35	0.00068	0.26139	40	0.00068	0.29874
70	0.00126	0.5225	80	0.00115	0.59721
105	0.00172	0.7833	120	0.00167	0.89535
140	0.00229	1.0439	160	0.00215	1.19321
175	0.00296	1.3040	200	0.00264	1.4908
210	0.00373	1.5636	240	0.00312	1.7881
245	0.00448	1.8228	280	0.00362	2.085
280	0.00528	2.0815	320	0.00408	2.3818
315	0.00606	2.3399	360	0.00454	2.6783
350	0.006782	2.598	400	0.00511	2.9742
350	0.007011	2.597	400	0.00528	2.9737
350	0.007155	2.597	400	0.0054	2.9733

Tabla 4.2.2.3.2. Resultados de la prueba B (P.T.D).

$\sigma_c = 0.8$ [kgf/cm ²]			$\sigma_c = 1.0$ [kgf/cm ²]		
Lect. Anillo	ϵ	σ [kgf/cm ²]	Lect. Anillo	ϵ	σ [kgf/cm ²]
0	0	0	0	0	0
45	0.000327	0.33620	45	0.0002586	0.33623
90	0.0007471	0.67213	90	0.0006034	0.67222
135	0.001178	1.00776	135	0.001006	1.008
180	0.001638	1.34306	180	0.0013793	1.34340
225	0.0020977	1.67805	225	0.0017701	1.6786
270	0.0025575	2.01273	270	0.0021552	2.01354
315	0.0030057	2.34713	315	0.0025575	2.3482
360	0.0034195	2.68132	360	0.0029310	2.68264
405	0.0039080	3.015	405	0.003333	3.01675
450	0.0044253	3.34827	450	0.0037644	3.3505
450	0.0045977	3.34769	450	0.0038793	3.35011
450	0.004684	3.3474	450	0.003966	3.3503

Tabla 4.2.2.3.3. Resultados de la prueba B (P.T.D).

De los valores de las Tablas 4.2.2.3.2. y 4.2.2.3.3. resultan las Gráficas 5.4 de deformación, que se pueden ver en el Capítulo 5. A partir de estas Gráficas se obtienen los Módulos de deformación (M_d) de la prueba B.

4.2.2.4. RESULTADOS.

De la prueba Triaxial de Deformación se obtienen los Módulos de deformación (M_d). En síntesis, el procedimiento para la obtención de los M_d de las pruebas realizadas es el mismo que el de la prueba B:

- 1.- A partir de los datos de la Tabla 4.2.2.3.1., y con las ecuaciones (a), (b), (c), (d) y (e) del subcapítulo anterior, se obtienen los resultados de las Tablas 4.2.2.3.2. y 4.2.2.3.3.
- 2.- Se hacen Gráficas para cada esfuerzo de confinamiento, en donde las abscisas representen a las deformaciones unitarias (ϵ) y las ordenadas a las lecturas del anillo (Gráfica 5.4).
- 3.- De las Gráficas 5.4, se obtienen los Módulos de deformación (M_d) para cada esfuerzo de confinamiento a que se sometió el espécimen.

Los M_d obtenidos para la prueba B, se presentan en la Tabla 4.2.2.4.1.

σ_c [kgf/cm ²]	$\Delta\epsilon$	$\Delta\sigma$ [kgf/cm ²]	M_z [cm ² /kgf]
0.4	6.632×10^{-3}	2.598	2.55×10^{-3}
0.6	4.915×10^{-3}	2.9742	1.65×10^{-3}
0.8	4.425×10^{-3}	3.3483	1.32×10^{-3}
1.0	3.764×10^{-3}	3.3505	1.12×10^{-3}

Tabla 4.2.2.4.1. M_z de la prueba B (P.T.D.).

Siguiendo el mismo procedimiento descrito hasta este momento, el resultado correspondiente a las pruebas M, A, C y E, se presenta en las siguientes Tablas:

σ_c [kgf/cm ²]	$\Delta\epsilon$	$\Delta\sigma$ [kgf/cm ²]	M_z [cm ² /kgf]
0.4	0.01169	5.1786	2.26×10^{-3}
0.6	6.541×10^{-3}	5.5774	1.17×10^{-3}
0.8	6.367×10^{-3}	6.3276	1.0×10^{-3}
1.0	6.396×10^{-3}	6.6986	0.95×10^{-3}

Tabla 4.2.2.4.2. M_z de la prueba M (P.T.D.).

σ_c [kgf/cm ²]	$\Delta\epsilon$	$\Delta\sigma$ [kgf/cm ²]	M_z [cm ² /kgf]
0.4	8.4×10^{-3}	3.2616	2.57×10^{-3}
0.6	5.62×10^{-3}	3.6976	1.52×10^{-3}
0.8	4.954×10^{-3}	4.1089	1.21×10^{-3}
1.0	4.34×10^{-3}	4.1099	1.06×10^{-3}

Tabla 4.2.2.4.3. M_z de la prueba A (P.T.D.).

σ_c [kgf/cm ²]	$\Delta\epsilon$	$\Delta\sigma$ [kgf/cm ²]	M_z [cm ² /kgf]
0.4	5.403×10^{-3}	1.6422	3.29×10^{-3}
0.6	3.736×10^{-3}	1.8718	1.99×10^{-3}
0.8	3.824×10^{-3}	2.2451	1.70×10^{-3}
1.0	0.00344	2.4715	1.39×10^{-2}

Tabla 4.2.2.4.4. M_z de la prueba C (P.T.D.).

σ_c [kgf/cm ²]	$\Delta \epsilon$	$\Delta \sigma$ [kgf/cm ²]	M_z [cm ² /kgf]
0.4	4.69×10^{-3}	0.8943	5.24×10^{-3}
0.6	3.689×10^{-3}	1.1941	3.09×10^{-3}
0.8	0.003103	1.34415	2.31×10^{-3}
1.0	0.003793	1.6417	2.31×10^{-3}

Tabla 4.2.2.4.5. M_z de la prueba E (P.T.D.).

Los Módulos de deformación (M_z), aparecen graficados en la Gráfica 5.5, en escala doble logarítmica. El eje de las abscisas representa al esfuerzo de confinamiento (σ_c) y el eje de las ordenadas representa a los Módulos de deformación (M_z).

4.3. PRUEBA MULTITRIAXIAL.

4.3.1. PROCEDIMIENTO.

En esta prueba se utiliza el mismo espécimen de la prueba anterior.

4.3.1.1. DESARROLLO DE LA PRUEBA.

En la primera etapa, se aplica una presión de confinamiento de 0.2 kg/cm^2 , permitiendo libre drenaje de los fluidos en el interior de la probeta (para trabajar en esfuerzos efectivos) y se mide la lectura del extensómetro.

Después se aplica un esfuerzo axial de 50 unidades y se echa a andar un cronómetro. Al transcurrir un minuto, se captura nuevamente la lectura del extensómetro y se aplica otro esfuerzo axial de 50 unidades. Este procedimiento se repite sin que el espécimen alcance la falla. Esto se controla si se procesan las lecturas del extensómetro y las unidades de carga simultáneamente al desarrollo de la prueba para que al ir graficando la deformación unitaria (ϵ) y el esfuerzo axial aplicado (σ) se conozca su comportamiento. En la Gráfica 5.6 se puede observar la tendencia de la deformación que está sufriendo el espécimen, y así, moderar los incrementos de unidades de carga axial. Facilita mucho el trazar en dicha Gráfica, rectas inclinadas (de 45 a 55 grados), pues cuando la curva se va trazando, llega el momento en que comienza a inclinarse respecto a la pendiente elegida y se dice que el material se encuentra en una falla

incipiente. Si se continúan aplicando más unidades de carga se llega a producir la falla del material.

Otra manera de controlar el que no se llegue a lastimar al espécimen de prueba, es verificando que las lecturas del extensómetro no se diferencien unas de otras en más de 20 unidades. Esta cantidad se determinó para este trabajo en particular, a partir de la observación de los datos capturados y controlados en pruebas preliminares. Es lógico pensar que para otro material distinto del utilizado en este trabajo, dicho valor sea diferente.

Cuando se detecte que el espécimen de prueba está en el punto de falla incipiente, se deja de aplicar más esfuerzo axial y, manteniendo la última unidad de carga constante, se procede a aplicar una presión de confinamiento superior a la que hasta el momento se ensayó (0.2 kg/cm^2), pero inferior a la presión de confinamiento siguiente (0.4 kg/cm^2). Cuando transcurra un instante, se cierra la válvula que introduce al líquido confinante al aparato triaxial y se ajusta con el manómetro de mercurio la presión deseada (0.4 kg/cm^2). Se abre la válvula del aparato triaxial y cuando se estabiliza el extensómetro del anillo, se registra la lectura del extensómetro (lectura inicial).

Cuando se ha tomado la lectura inicial con este nuevo confinamiento, se continúan aplicando cargas cada minuto y se registran las lecturas del extensómetro. Cuando nuevamente se note que el material se encuentra en falla incipiente, se vuelve

a aplicar más presión de confinamiento superior a la presión que hasta ese momento se tenía, pero inferior a la presión de confinamiento siguiente. Se cierra la válvula del aparato triaxial y se ajusta la nueva presión de confinamiento con el manómetro de mercurio. Este procedimiento se repite hasta la última etapa, etapa en donde el espécimen se llevará a la falla.

Por ejemplo, en la prueba B, se registraron los datos de la Tabla 4.3.1.1.1., de la cual cabe mencionar que las columnas de la deformación unitaria (ϵ) y el esfuerzo (σ), fueron calculadas con las mismas expresiones matemáticas que se presentaron en el subcapítulo 4.2.2.3. (ecuaciones a, b, c, d y e).

4.3.1.2. RESULTADOS.

Con los datos de la Tabla 4.3.1.1.1. se hace una gráfica, cuya abscisa represente a las deformaciones unitarias y el eje de las ordenadas, represente a los esfuerzos aplicados (Gráfica 5.6).

Con referencia en la Gráfica 5.6, se obtienen las envolventes de resistencia que se grafican en el plano p-q (ver subcapítulo 3.4).

No está por demás recordar que cuando se comenzaron las pruebas, se habían definido las trayectorias de esfuerzos para las pruebas M y E (modificada y estándar, respectivamente) y tentativamente se trazaron las trayectorias de esfuerzos para las pruebas A, B y C.

Lectura anillo.	Lectura ext.	ϵ	σ kgf/cm ²	Lectura anillo	Lectura ext.	ϵ	σ kgf/cm ²
$\sigma_c = 0.2$ [kgf/cm ²]				$\sigma_c = 0.8$ [kgf/cm ²]			
0	2.375	0	0	600	4.00	0.00968	4.4408
50	2.463	.000850	0.37336	625	4.055	0.0100	4.62434
100	2.58	0.00152	0.74623	650	4.14	0.0105	4.80694
150	2.70	0.00221	1.11857	$\sigma_c = 1.0$ [kgf/cm ²]			
200	2.815	0.00287	1.49044	650	4.26	0.01117	4.8036
250	2.92	0.00347	1.86192	675	4.31	0.01146	4.98689
300	3.02	0.00405	2.23302	700	4.38	0.01186	5.1695
350	3.12	0.00463	2.6037	725	4.48	0.01244	5.35099
400	3.23	0.00526	2.9737	750	4.60	0.01313	5.53165
450	3.38	0.00612	3.3426	775	4.79	0.01422	5.70971
$\sigma_c = 0.4$ [kgf/cm ²]				800	5.01	0.01549	5.88634
450	3.44	0.00647	3.34141	825	5.30	0.01715	6.0600
500	3.534	0.00701	3.71066	850	5.66	0.01922	6.2305
550	3.71	0.00802	4.0776	875	6.08	0.02164	6.39797
$\sigma_c = 0.6$ [kgf/cm ²]				900	6.53	0.02422	6.56337
550	3.785	0.00845	4.076	925	7.10	0.0275	6.723
575	3.83	0.00871	4.2599	950	7.85	0.03181	6.87414
600	3.91	0.00917	4.443	975	9.02	0.03853	7.006

Tabla 4.3.1.1.1. Prueba B. Multiaxial.

Después se hizo otra prueba intermedia entre esas dos rectas (M y E) y se supuso la envolvente de la prueba B, la cual arrojó los siguientes parámetros de resistencia:

$$\alpha = 31.29^\circ$$

$$c = 1.04 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{y } \phi = 37.43^\circ$$

Las pruebas M, E y A, que se realizaron tuvieron un carácter preliminar, ya que posteriormente se volvieron a realizar dichas pruebas.

Aclarado lo anterior, se comprende mejor que para la prueba B que se viene analizando, y de acuerdo a la gráfica 5.6 ($\epsilon-\sigma$), se tiene la información de la tabla 4.3.1.2.1.

$\sigma_1 = \sigma_2$ [kg/cm ²]	σ_3' [kgf/cm ²]	σ_3 [kgf/cm ²]	σ_1 [kgf/cm ²]	p [kgf/cm ²]	q [kgf/cm ²]
0.2	3.44	4.44	4.64	2.42	2.22
0.4	4.04	5.21	5.61	3.01	2.61
0.6	4.63	5.974	6.57	3.585	2.965
0.8	4.96	6.399	7.199	3.999	3.199
1.0	5.43	7.000	8.000	4.5	3.5

Tabla 4.3.1.2.1. Prueba B. Coordenadas p-q.

En la tabla 4.3.1.2.1. se tiene que:

σ_d' = esfuerzo de apoyo (en la Gráfica 5.6 es el punto de tangencia con las rectas trazadas para control)

σ_{da} = Esfuerzo de falla que lograría alcanzar el espécimen si se continuara comprimiendo con el respectivo esfuerzo de confinamiento.

Si las coordenadas (p,q) de cada confinamiento se unen, se formarán rectas que al ser graficadas, proporcionarán los parámetros de resistencia del material.

La prueba B que se analiza arrojó los siguientes resultados:

$$\alpha = 31.518^\circ$$

$$a = 0.7547 \text{ kgf/cm}^2$$

Siguiendo el mismo procedimiento de la prueba B, las coordenadas (p,q) para cada una de las pruebas son las que se presentan a continuación en las Tablas siguientes:

$\sigma_c = \sigma_3$	p [kgf/cm ²]	q [kgf/cm ²]
0.2	3.677	3.477
0.4	4.304	3.904
0.5	4.702	4.202
0.6	4.977	4.377

Tabla 4.3.1.2.2. Coordenadas p-q. Prueba M.

$\sigma_c = \sigma_3$	p [kgf/cm ²]	q [kgf/cm ²]
0.2	2.96	2.76
0.4	3.567	3.167
0.6	4.193	3.593
0.8	4.69	3.89
1.0	5.17	4.17

Tabla 4.3.1.2.3. Coordenadas p-q. Prueba A.

$\sigma_c = \sigma_3$	p [kgf/cm ²]	q [kgf/cm ²]
0.2	1.803	1.603
0.4	2.355	1.955
0.6	2.855	2.255
0.8	3.368	2.568
1.0	3.848	2.848

Tabla 4.3.1.2.4. Coordenadas p-q. Prueba C.

$\sigma_c = \sigma_3$	p [kgf/cm ²]	q [kgf/cm ²]
0.2	0.9	0.7
0.4	1.308	0.908
0.6	2.189	1.589
0.8	2.636	1.836
1.0	3.083	2.083

Tabla 4.3.1.2.5. Coordenadas p-q. Prueba E.

La gráfica (p-q) de los datos anteriores se presenta en el capítulo 5, Gráfica 5.7.

Siguiendo el mismo procedimiento que en el ejemplo de la prueba B, que se ha estado analizando, en la Tabla 4.3.1.2.6 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia para todas las pruebas realizadas:

Prueba	α (°)	a [kgf/cm ²]	ϕ (°)	c (kgf/cm ²)
M	34.905	0.9094	44.24	1.2695
A	32.641	0.8795	39.83	1.1453
B	31.518	0.7547	37.82	0.9554
C	31.311	0.5147	37.47	0.6485
E	28.925	0.3794	33.54	0.4552

Tabla 4.3.1.2.6. Resumen de parámetros de resistencia.

4.3.1.3. VERIFICACION DE CONTENIDOS DE AGUA.

Cuando la prueba ha concluido, se procede a verificar el contenido de agua del espécimen. Para ello, se descimbran las membranas, teniendo especial precaución en que no vaya a penetrar el líquido confinante en el material que se descimbra.

Se mide el peso del espécimen húmedo y se introduce en el horno a 110°C para, posteriormente y después de 24 horas, extraerlo del horno y depositarlo en una cápsula de desecación. Esto último para que no absorba humedad del medio ambiente.

Una vez que se ha enfriado, se pesa.

En el caso de la prueba B, se obtuvo lo siguiente:

El contenido de agua calculado, posteriormente, fué el siguiente:

$$\omega = 19.658 \%$$

$$\gamma_d = 1.639 \text{ Tf/m}^3$$

Al formar al espécimen se compactaron 4 capas de suelo de 364.88 g cada una,

por lo tanto:

$$(364.88 \text{ g})(4) = 1459.52 \text{ gf}$$

es conocido que:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{Vol} = \frac{1459.52}{739} = 1.975 \frac{Tf}{m^3}$$

$$\gamma_d = 1.975/1.1966 = 1.65 \text{ Tf/m}^3$$

El valor de γ_d sirve para verificar con mayor precisión cuál fué el contenido de agua y la Energía específica de compactación aplicados al espécimen durante la prueba.

En la Gráfica 5.8, aparecen los puntos de verificación de γ_d y ω con forma de asterisco.

El Porcentaje (%) de Compactación se define como sigue:

$$\%C = \frac{\gamma_d \text{ campo}}{\gamma_d \text{ max(Lab)}}$$

Para un % de compactación de 98, se tiene que:

a) Para el caso de la prueba Proctor Modificada:

$$\gamma_d \text{ campo} = 0.98 (1.698) = 1.664 \text{ Tf/m}^3$$

b) Para el caso de la prueba Proctor estándar:

$$\gamma_d \text{ campo} = 0.98 (1.543) = 1.512 \text{ Tf/m}^3$$

Trazando estas densidades secas en la Gráfica 5.8 se observa que se corta a cada modalidad de curva Proctor en dos puntos: uno sobre la línea ascendente (rama seca) y otro sobre la rama descendente (rama húmeda).

Si se unen los puntos que cruzan ramas iguales de curvas diferentes entre sí, se tendrá una franja de holgura, en la cual todos los puntos que ahí puedan caer, tendrán un porcentaje de compactación mínimo del 98 %.

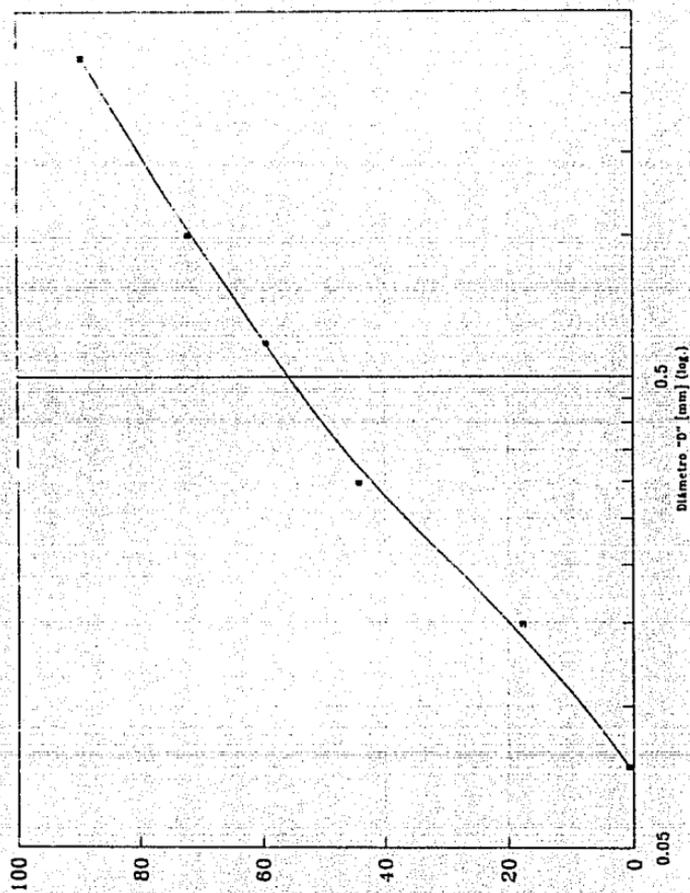
En este trabajo todas las verificaciones realizadas a las pruebas realizadas confirmaron que el porcentaje (%) de Compactación fué superior al 98 %.

De los datos de la Tabla 4.3.1.2.6, se obtienen las envolventes de resistencia (para las diferentes energías específicas de compactación aplicadas) que aparecen dibujadas en la Gráfica 5.9.

5 PRESENTACION DE GRAFICAS.

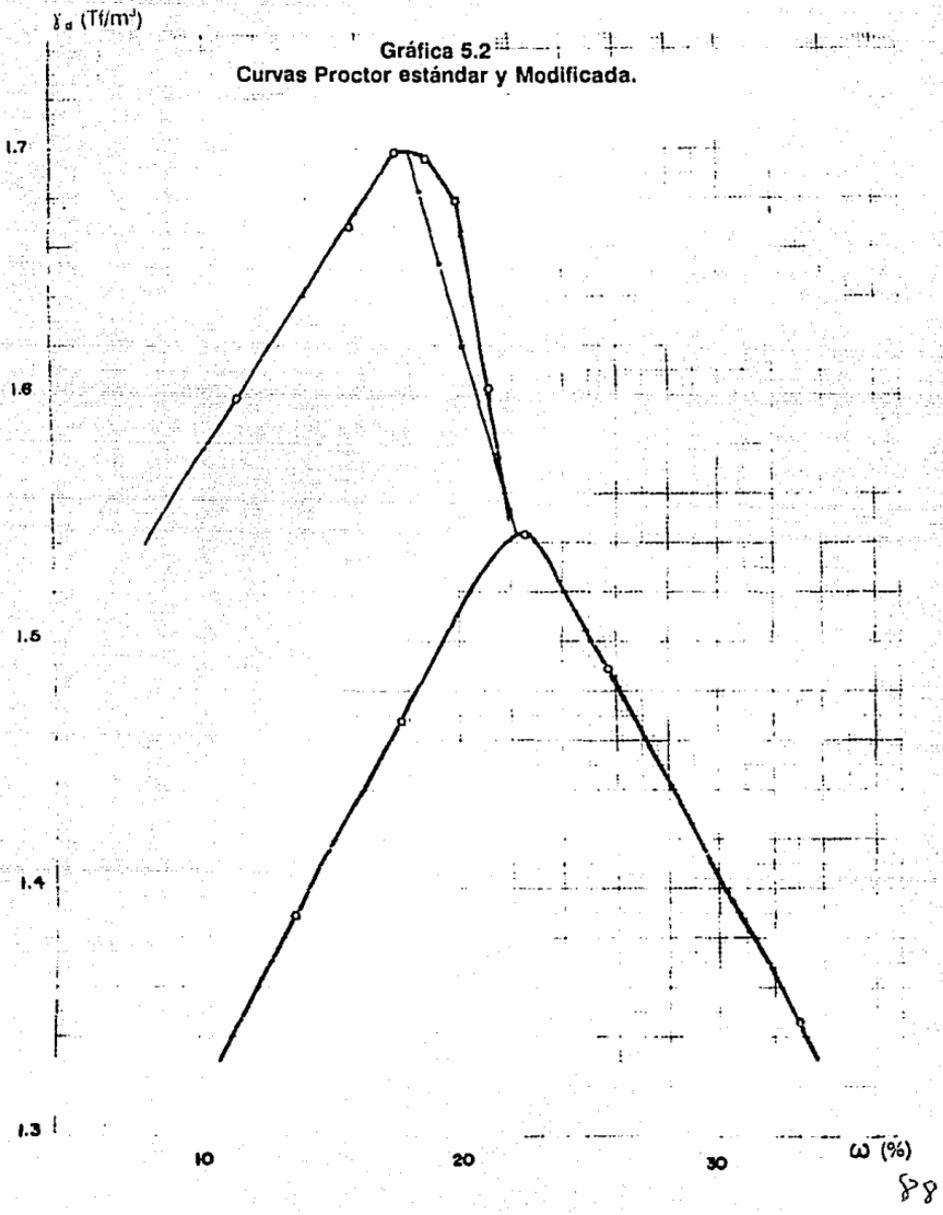
En este capítulo se presentan las gráficas a que se refieren los capítulos de este trabajo. Todas ellas son resultado de las pruebas de laboratorio realizadas en el cuerpo de la tesis.

Curva granulométrica.
Gráfica 5.1



Gráfica 5.2

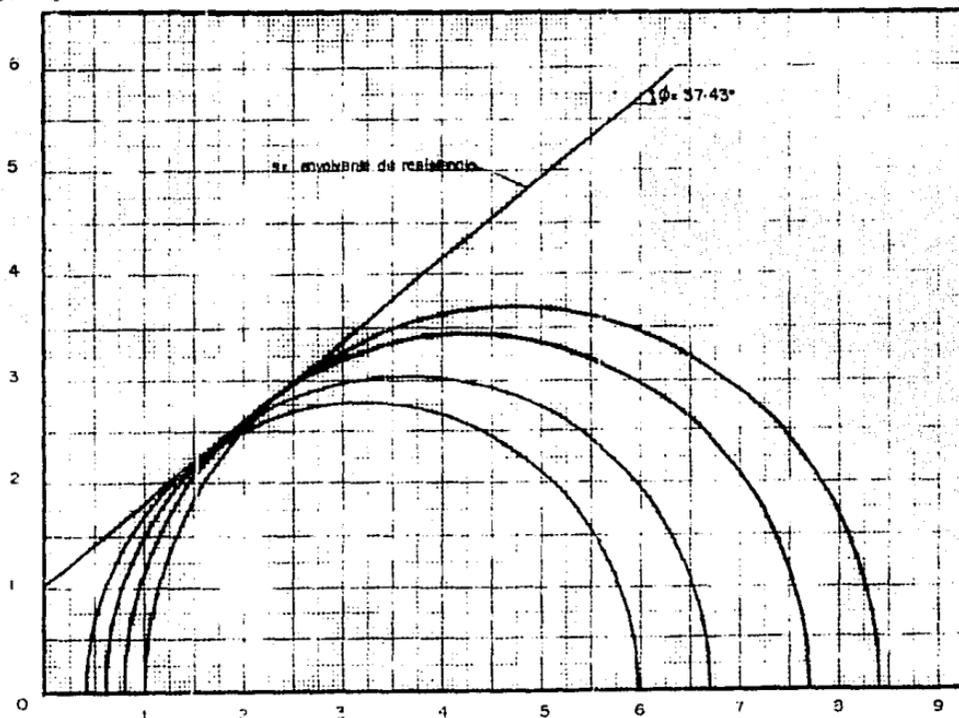
Curvas Proctor estándar y Modificada.



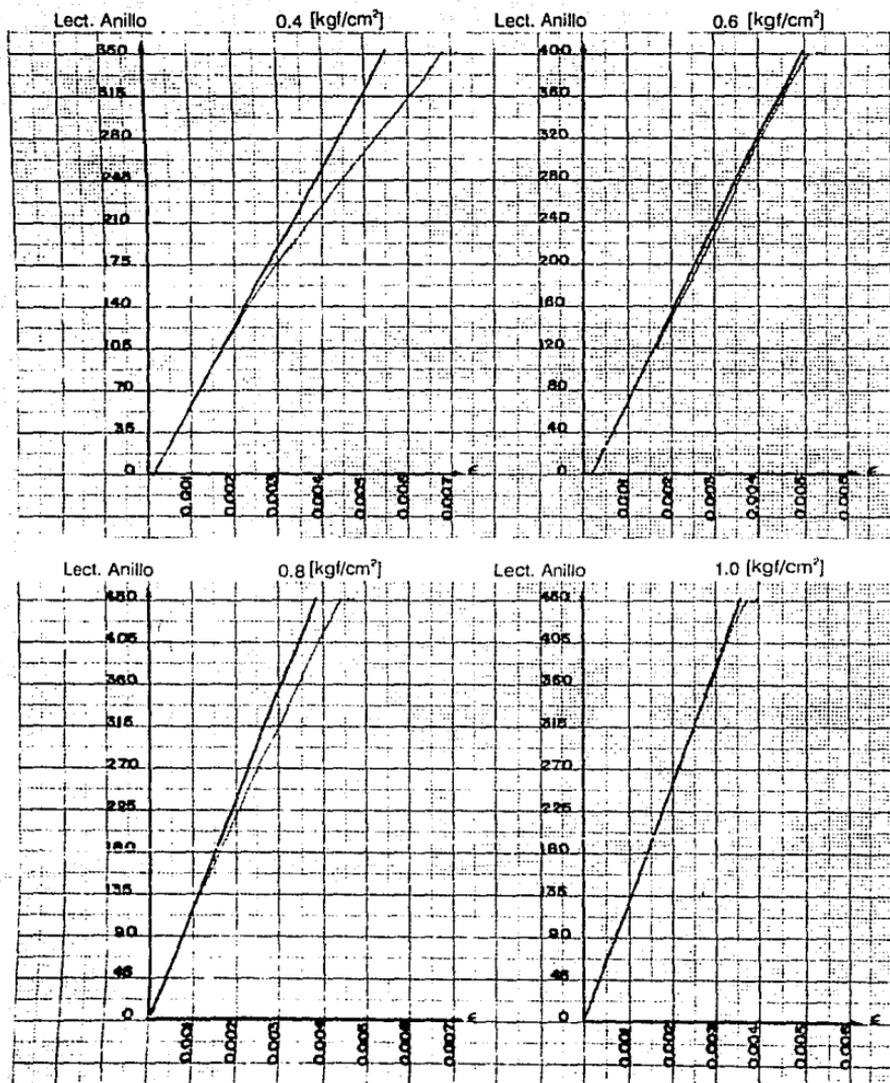
88

Plano de Mohr. Prueba B.
Gráfica 5.3

τ [kgf/cm²]

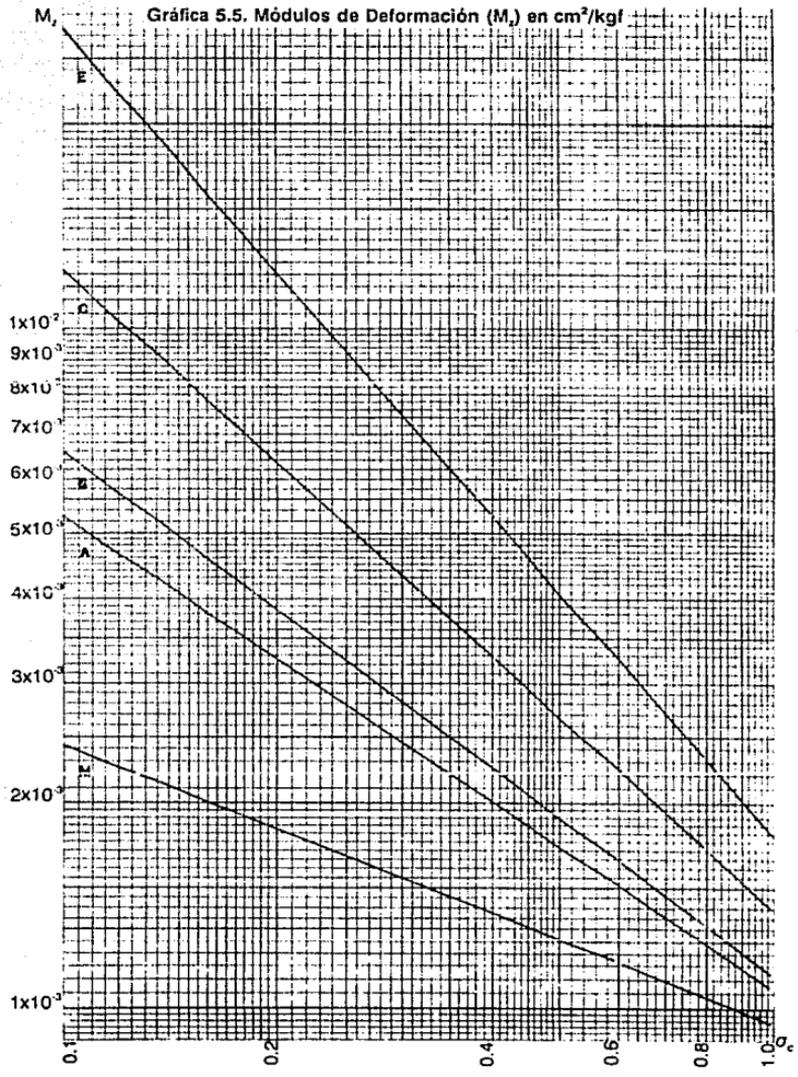


σ [kgf/cm²]

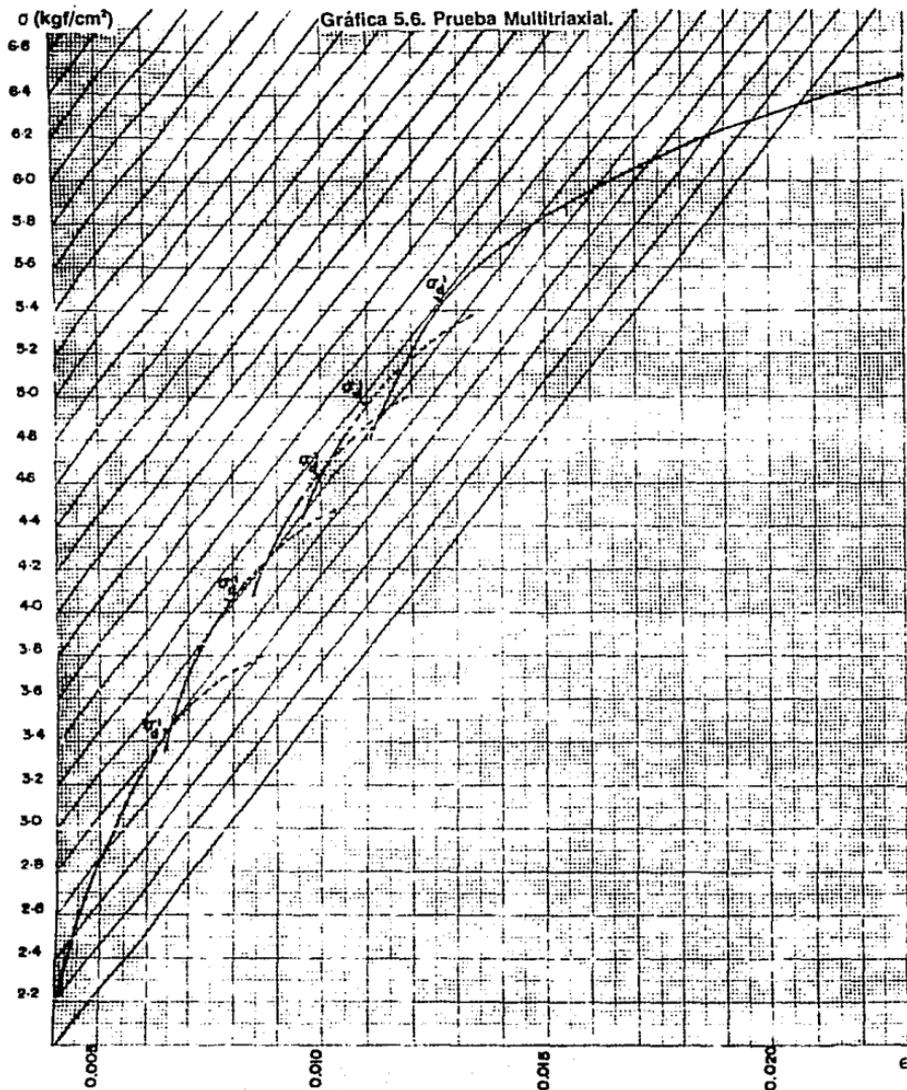


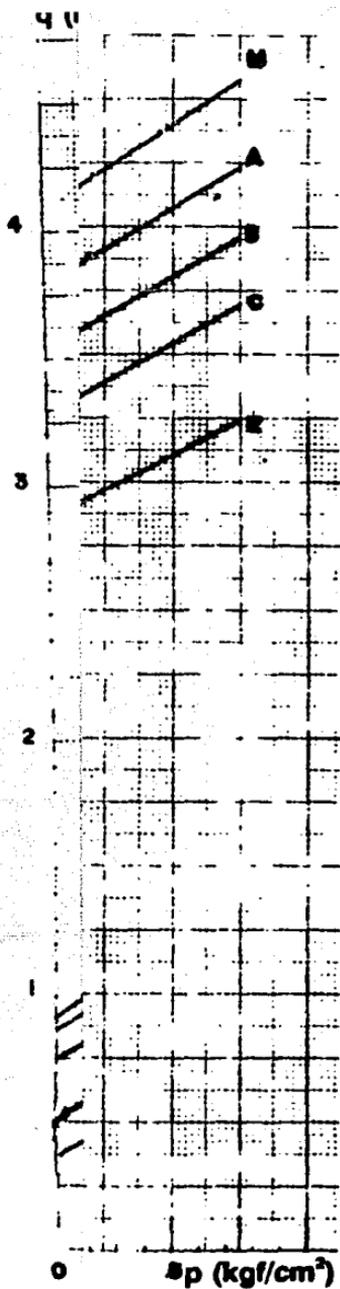
Gráfica 5.4. Gráficas de Deformación.

Gráfica 5.5. Módulos de Deformación (M_d) en cm^2/kgf



Gráfica 5.6. Prueba Multitriaxial.

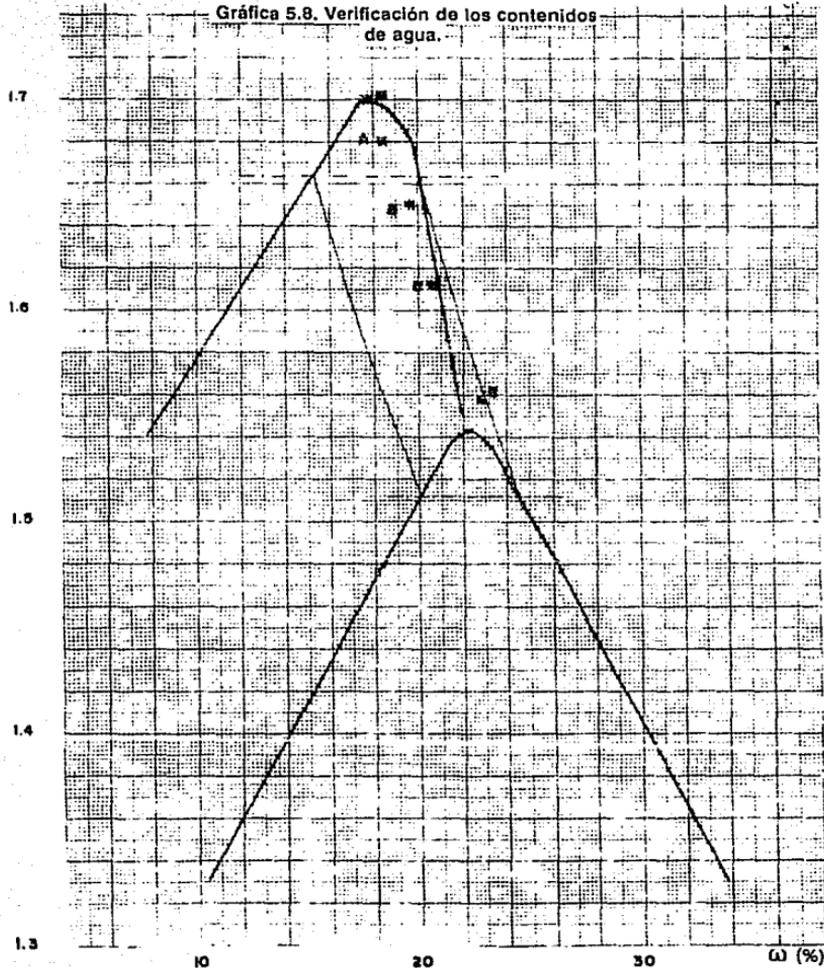




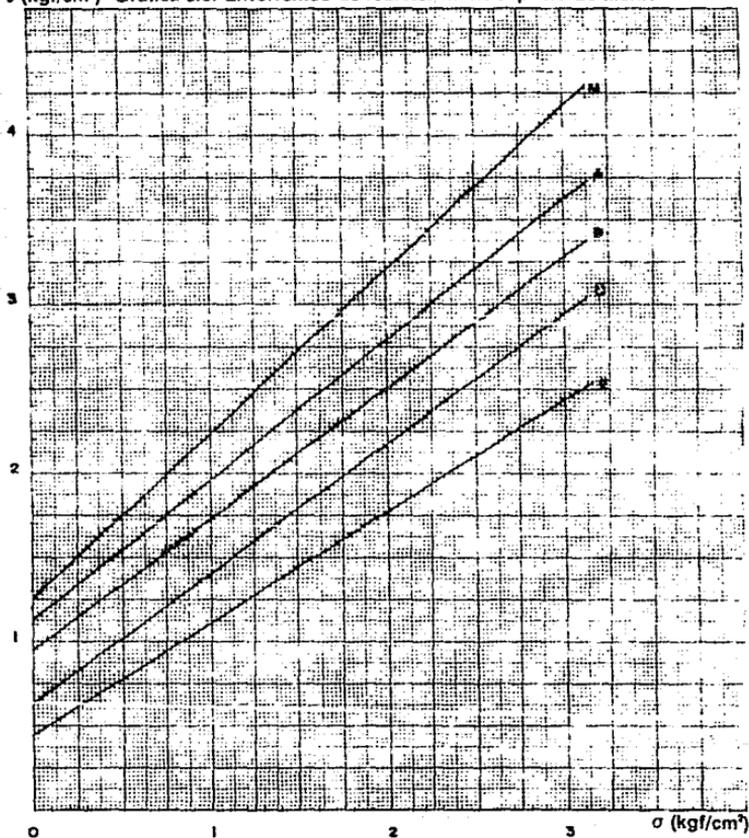
Gráfica 5.7. Envolventes de resistencia graficadas en el plano p-q.

γ_s (Tf/m³)

Gráfica 5.8. Verificación de los contenidos de agua.



τ (kgf/cm²) Gráfica 5.9. Envolventes de resistencia en el plano de Mohr.



6 EJEMPLO DE APLICACION.

A continuación se desarrollará un ejemplo para mostrar la forma en que se deben manejar los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio. Es conveniente aclarar que se harán algunas simplificaciones en el cálculo de la estructura que se propone, por ejemplo, se supone que el peso unitario de la losa es igual al de las escaleras. También, no se analizarán las acciones sísmicas (y todo lo que esto implica). Se considera al edificio desplantado en una amplia zona que evita tener colindancias con otras estructuras. Se limitan las deformaciones a ciertos valores, bajo la suposición de que la cimentación sea perfectamente flexible.

Debido al uso que tendrá la estructura se limitan los asentamientos a los valores siguientes (cimentación perfectamente flexible):

Los asentamientos totales bajo las zapatas (δ) no deben ser mayores que 7 cm y los asentamientos diferenciales ($\Delta \delta$) entre zapatas no deben ser mayores a 0.001 .

Se supone además, que la estructura se destinará para uso de oficinas y se emplearán las cargas vivas que para este fin establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Las siguientes figuras muestran la geometría de la estructura propuesta.

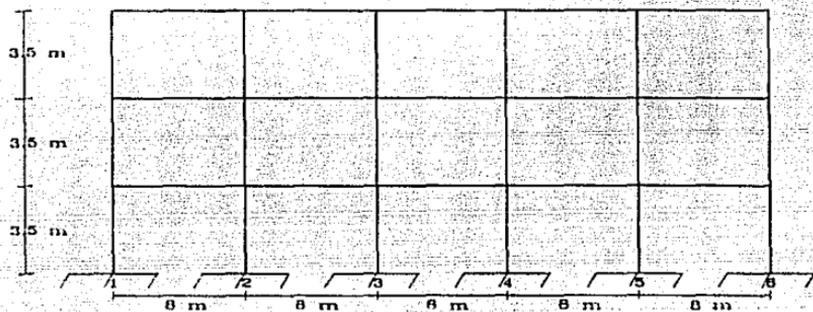


Figura 6.1 Vista lateral.

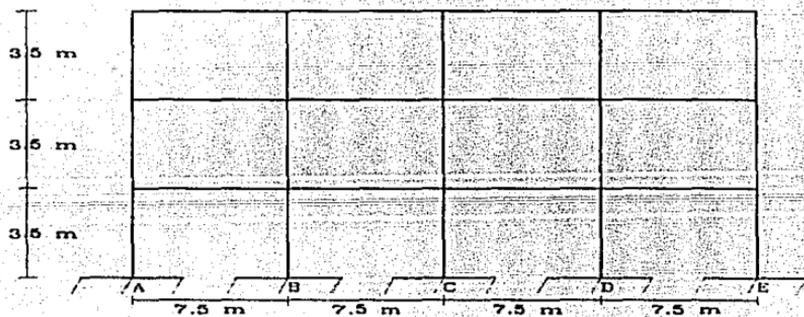


FIGURA 6.2 Vista frontal.

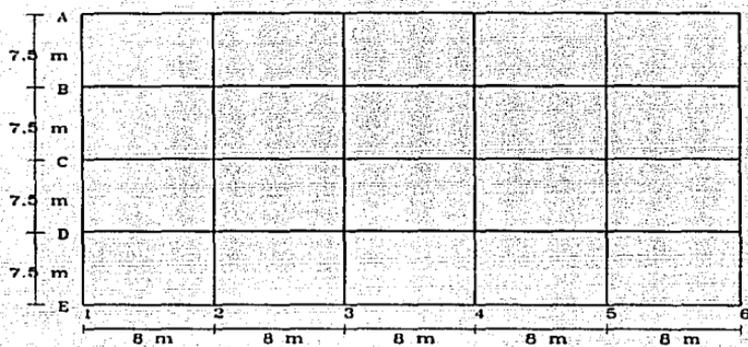


Figura 6.3 Planta de la estructura.

6.1 ANALISIS DE CARGAS MUERTAS.

A) AZOTEA.

Suponiendo que la bajada de aguas está en A-6, entonces la distancia A-1, A-6 será, por el teorema de pitágoras:

$$A-1, A-6 = \sqrt{40^2 + 30^2} = 50 \text{ m}$$

Dando un 2 % de pendiente a la azotea, quedará:

$$50 \text{ m } (0.02) = 1 \text{ m}$$

En el punto más bajo debemos dejar un relleno mínimo de 5 cm. tendremos:

$$\text{promedio} = (1.05 + 0.05)/2 = 0.55 \text{ m}$$

Por todo lo anterior, se tiene en la Tabla 6.1.1 los materiales que se colocarán en la azotea.

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO POR UNIDAD DE LONGITUD .	CARGA UNITARIA [T/m ²]
tabique de barro	1.5 x 0.0215	0.032
mortero: cemento y arena	2 x 0.03	0.06
carga adicional (reglamento)		0.02
terrazo: tepalate ligero	1 x 0.555	0.555
losa: concreto reforzado	2.4 x 0.1	0.24
carga adicional		0.02
aplanado de yeso	1.5 x 0.015	0.023
CARGA UNITARIA TOTAL		0.945

Tabla 6.1.1 Cargas Muertas de la azotea.

B) ENTREPISOS:

En la Tabla 6.1.2 se presentan los materiales que se proponen para los entrepisos de la estructura.

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO POR UNIDAD DE LONGITUD	CARGA UNITARIA [Tf/m ²]
piso de mosaico de pasta		0.035
mortero de colocación	2 x 0.025	0.05
carga adicional		0.02
losa: concreto reforzado	2.4 x 0.1	0.24
carga adicional		0.02
aplazado yeso	1.5 x 0.015	0.023
CARGA UNITARIA TOTAL		0.388

Tabla 6.1.2 Cargas Muertas de entrepiso.

C) TRABES (ejes letras y ejes número).

Todas las traves serán de 0.6 m de ancho por 0.8 m de altura, por lo que el peso de las traves será: $(0.6)(0.8)(2.4) = \underline{1.152 Tf/m}$

D) COLUMNAS.

Se proponen columnas cuadradas de 0.5 m, por lo que su peso será de 0.6 Tf/m

E) MUROS.

En la Tabla 6.1.3 se presentan los materiales propuestos para el muro.

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO POR UNIDAD DE LONGITUD.	CARGA UNITARIA [Tf/m ²]
mezcla: cal y arena aplanado exterior	1.5 x 0.024	0.036
yaso: aplanado interior	1.15 x 0.015	0.017
muro de ladrillo	1.5 x 0.14	0.21
CARGA UNITARIA TOTAL		0.263
Como el muro tiene 3.5 m de altura: 1.411 x 3.5		0.921 Tf/m

Tabla 6.1.3 Peso por metro lineal del muro.

F) VENTANALES.

Se propone que el vidrio tenga 6 mm de espesor, por lo que $(2.6)(0.006) = 0.016$

Tf/m². Como tiene una altura de 3.5 m:

$$(0.016)(3.5) = \underline{0.056 \text{ Tf/m}}$$

6.2 ANALISIS DE CARGAS VIVAS.

A) AZOTEA.

Con pendiente no mayor de 5 % (como es nuestro caso), el Reglamento del D.F. propone las siguientes cargas vivas:

1.- Diseño estructural $W_m = 0.1 \text{ Tf/m}^2$

2.- Diseño Sísmico y Viento W_s (no se considera en esta tesis)

3.- Cálculo de asentamientos diferidos $W = 0.015 \text{ Tf/m}^2$

La carga muerta unitaria para la azotea fue de 0.945 Tf/m^2 . A esta carga le debemos ahora sumar las cargas vivas:

1o. Diseño Estructural:

$$\text{C.M.} = 0.945 \text{ Tf/m}^2$$

$$\text{C.V. (} W_m \text{)} = \underline{0.1 \text{ Tf/m}^2}$$

$$\text{Carga total } 1.045 \text{ Tf/m}^2$$

2o. Asentamientos diferidos:

$$\text{C.M.} = 0.945 \text{ Tf/m}^2$$

$$\text{C.V. (} W \text{)} = \underline{0.015 \text{ Tf/m}^2}$$

$$\text{Carga Total } 0.96 \text{ Tf/m}^2$$

B) ENTREPISOS.

1o. Diseño Estructural.

$$\text{C.M.} = 0.388 \text{ Tf/m}^2$$

$$\text{C.V. (} W_m \text{)} = \underline{0.250 \text{ Tf/m}^2}$$

$$\text{Carga Total } 0.638 \text{ Tf/m}^2$$

2o. Asentamientos diferidos.

$$\text{C.M.} = 0.388 \text{ Tf/m}^2$$

$$\text{C.V. (W)} = \underline{0.1 \text{ Tf/m}^2}$$

$$\text{Carga Total } 0.488 \text{ Tf/m}^2$$

6.3 BAJADA DE CARGAS.

Según se observa en la planta de la estructura propuesta, todos los tableros de las losas son iguales, por lo que las áreas tributarias son iguales (ver Figura 6.3).

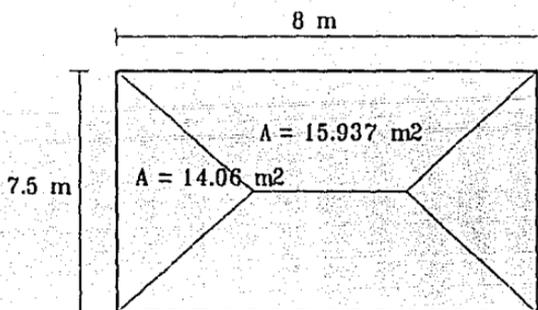


Figura 6.3.1 Areas tributarias.

Realizando la bajada de cargas a los marcos del edificio, se tiene que las cargas en los diferentes marcos es la que se presenta en las siguientes Figuras, en donde las condiciones 1 y 3 equivalen a la carga muerta (C.M.) + carga viva máxima (C.V.máxima) y Las condiciones de carga 2 y 4, equivalen a las C.M. + C.V. para asentamientos diferidos.

Las condiciones de carga 1 y 3 se colocarán en la parte superior del marco de las siguientes figuras y las condiciones 2 y 4 en la parte inferior de las mismas.

Los marcos A y E, se encuentran en el extremo longitudinal de la planta de la estructura (ver figura 6.3), mientras que los marcos B, C y D se encuentran entre los marcos anteriores.

Los marcos 1 y 6 están ubicados a los extremos transversales de la planta de la estructura y los marcos 2,3,4 y 5 se encuentran localizados entre estos.

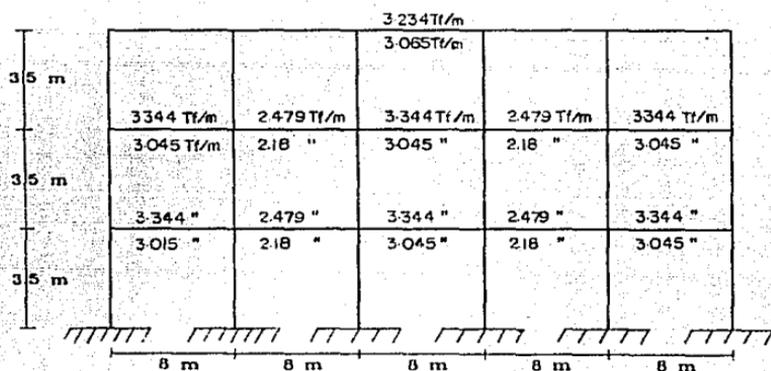


Figura 6.3.2 Marcos A y E.
 Condición de carga 1: C.M. + C.V.(máxima).
 Condición de carga 2: C.M. + C.V.(asentamientos).

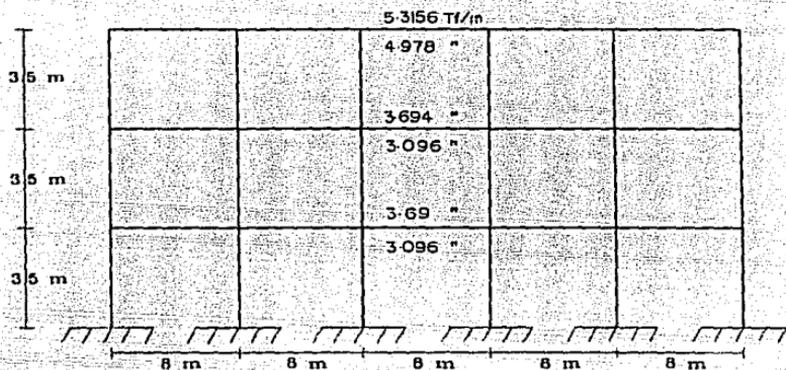


Figura 6.3.3 Marcos B, C y D.
 Condición de carga 3: C.M. + C.V.(máxima).
 Condición de carga 4: C.M. + C.V.(asentamientos).

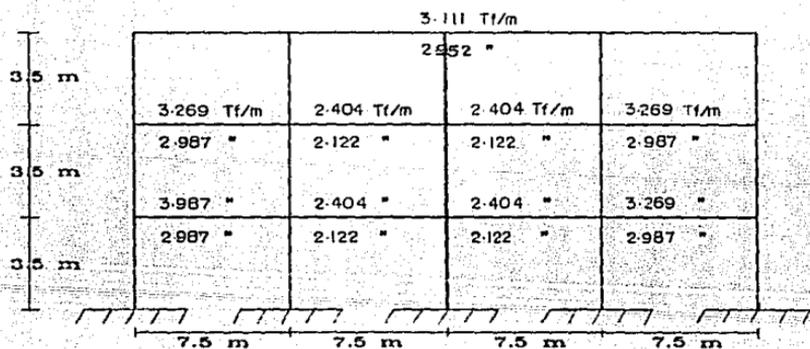
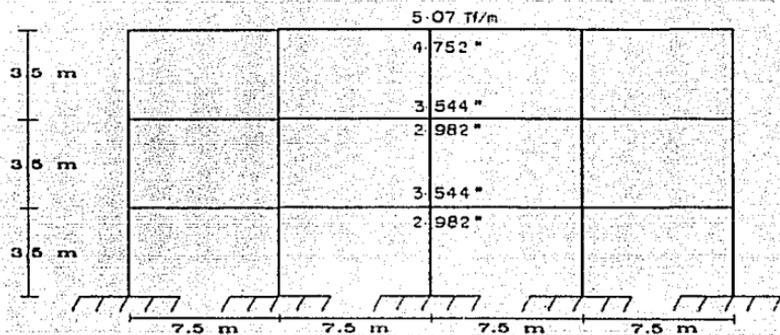


Figura 6.3.4 Marcos 1 y 6.
 Condición de carga 1: C.M. + C.V.(máxima).
 Condición de carga 2: C.M. + C.V.(asentamientos).



Condición de carga 3: C.M. + C.V.(máxima).
 Figura 6.3.5 Marcos 2,3 4 y 5.
 Condición de carga 4: C.M. + C.V.(asentamientos).

Con las cargas de los marcos anteriores, se realiza el análisis estructural de la estructura y se determinan las reacciones que tendrán que soportar las cimentaciones (en este caso zapatas aisladas).

6.4 ANALISIS ESTRUCTURAL.

El análisis estructural de los marcos cargados, se realizó en el programa para computadora "MARPLAIN". Las hojas siguientes muestran el resultado obtenido.

Programa : Analisis Estructural

Elaborado : Melva Ramos Martin

Estructura : MARCOS

Desplazamientos, Condiciones de carga 4

Nudo	Desplazamiento			Nudo	Desplazamiento		
	en X MITROS	en Y MITROS	Giro rads.		en X MITROS	en Y MITROS	Giro rads.
1	+0.0050	+0.0000	+0.0000	2	+0.0000	+0.0000	+0.0000
3	+3.0000	+0.0000	+0.0000	4	+0.0000	+0.0000	+0.0000
5	+9.0000	+0.0000	+0.0000	6	+0.0000	+0.0000	+0.0000
7	+0.0000	-0.0000	+0.0000	8	+0.0000	-0.0000	+0.0000
9	+6.0000	-0.0000	+0.0000	10	+0.0000	-0.0000	+0.0000
11	+0.0000	-0.0000	+0.0000	12	+0.0000	-0.0000	+0.0000
13	+0.0000	-0.0000	+0.0000	14	+0.0000	-0.0000	+0.0000
15	+0.0000	-0.0000	+0.0000	16	+0.0000	-0.0000	+0.0000
17	+0.0000	-0.0000	+0.0000	18	+0.0000	-0.0000	+0.0000
19	+0.0000	-0.0000	+0.0000	20	+0.0000	-0.0000	+0.0000
21	+0.0000	-0.0000	+0.0000	22	+0.0000	-0.0000	+0.0000
23	+0.0000	-0.0000	+0.0000	24	+0.0000	-0.0000	+0.0000

Cond. De carga	D Y (N x.)	Nudo	Giro (N/a.)	Nudo
1	0	1	0	1
2	0	1	0	1
3	0	1	0	1
4	0	1	0	1

Cond. De carga	D Y (N x.)	Nudo	D Y (N/a.)	Nudo
1	0	1	-2.128241E-05	22
2	0	1	-1.966646E-05	21
3	0	1	-3.120908E-05	22
4	0	1	-2.798843E-05	22

Cond. De carga	D X (N x.)	Nudo	D X (N/a.)	Nudo
1	4.752718E-11	19	0	1
2	4.400261E-11	19	0	1
3	6.903946E-11	19	0	1
4	6.261678E-11	19	0	1

Elementos Mec. nicos. Condiciones de carga 1

Barra	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+39.99	-39.99
2	2	8	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+72.12	-72.12
3	3	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+72.43	-72.43
4	4	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+72.43	-72.43
5	5	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+72.13	-72.13
6	6	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+39.99	-39.99
7	7	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+28.57	-28.57
8	8	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+48.91	-48.91
9	9	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+49.15	-49.15
10	10	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+49.15	-49.15
11	11	17	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+48.92	-48.92
12	12	18	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+28.57	-28.57
13	13	19	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+13.06	-13.06
14	14	20	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+28.57	-28.57
15	15	21	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+28.57	-28.57
16	16	22	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+28.57	-28.57
17	17	23	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+28.57	-28.57
18	18	24	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+13.06	-13.06
19	19	25	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+13.06	-13.06
20	20	26	+13.23	-13.22	+9.92	+9.92	-0.00	+0.00
21	21	27	+17.81	-17.81	+13.36	+13.36	-0.00	-0.00

Materia : De Eje de Estructural

Clase : Metales Raros Martillo

Programa : MATEMÁTICA

Elementos Mecánicos. Condiciones de carga 1

Barras	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
27	10	11	+13.22	-13.23	+9.92	+9.92	-0.00	-0.00
28	11	12	+17.54	-18.08	+13.29	+13.43	-0.00	-0.00
29	12	13	+18.29	-17.30	+13.49	+13.26	-0.00	-0.00
30	13	14	+13.22	-13.22	+9.92	+9.91	-0.00	-0.00
31	14	15	+17.54	-17.81	+13.36	+13.36	-0.00	-0.00
32	15	16	+18.29	-17.23	+9.92	+9.92	-0.00	-0.00
33	16	17	+13.22	-15.28	+17.28	+17.49	-0.00	-0.00
34	17	18	+17.54	-16.68	+13.89	+12.89	-0.00	-0.00
35	18	19	+18.29	-17.54	+13.94	+13.94	-0.00	-0.00
36	19	20	+13.22	-17.25	+12.93	+12.93	-0.00	-0.00
37	20	21	+17.54	-17.25	+12.93	+12.94	-0.00	-0.00
38	21	22	+18.29	-17.81	+12.89	+13.08	-0.00	-0.00
39	22	23	+13.22	-17.81	+12.89	+13.08	-0.00	-0.00
40	23	24	+18.29	-17.81	+12.89	+13.08	-0.00	-0.00

Elementos Mecánicos. Condiciones de carga 2

Barras	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+36.31	-36.31
2	2	8	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+66.03	-66.03
3	3	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+66.32	-66.32
4	4	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+66.32	-66.32
5	5	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+66.03	-66.03
6	6	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+36.31	-36.31
7	7	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+24.67	-24.67
8	8	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.19	-45.19
9	9	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.42	-45.42
10	10	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.42	-45.42
11	11	17	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.19	-45.19
12	12	18	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+24.67	-24.67
13	13	19	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+12.39	-12.39
14	14	20	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+24.35	-24.35
15	15	21	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+24.52	-24.52
16	16	22	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+24.52	-24.52
17	17	23	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+24.35	-24.35
18	18	24	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+12.39	-12.39
19	19	1	+16.48	-16.00	+12.24	+12.12	-0.00	-0.00
20	20	2	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	+0.00
21	21	3	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
22	22	4	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
23	23	5	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
24	24	6	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
25	25	7	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
26	26	8	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
27	27	9	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
28	28	10	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
29	29	11	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
30	30	12	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
31	31	13	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
32	32	14	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
33	33	15	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
34	34	16	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
35	35	17	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
36	36	18	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
37	37	19	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
38	38	20	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
39	39	21	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
40	40	22	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00
41	41	23	+16.24	-16.24	+12.18	+12.18	-0.00	-0.00
42	42	24	+11.63	-11.63	+8.72	+8.72	-0.00	-0.00

Elementos Mecánicos. Condiciones de carga 3

Barras	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+51.30	-51.30
2	2	8	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+101.10	-101.10
3	3	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+101.59	-101.59
4	4	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+101.59	-101.59
5	5	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+101.59	-101.59
6	6	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+51.31	-51.31
7	7	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+36.44	-36.44
8	8	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+71.68	-71.68

estructura : de Mts. Estructuras

Alcance : Media Pasa Marlon

Estructura : MARCO

Elementos Mec. aleros. Condición de carga 3

Parrs	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
9	9	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+72.08	-72.08
10	10	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+72.08	-72.08
11	11	17	+0.06	+0.00	+0.00	-0.00	+71.68	-71.68
12	12	18	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+36.44	-36.44
13	13	19	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+21.48	-21.48
14	14	20	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+42.32	-42.32
15	15	21	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+42.56	-42.56
16	16	22	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+42.56	-42.56
17	17	23	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+42.34	-42.34
18	18	24	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+21.50	-21.50
19	7	8	+20.10	-19.26	+14.66	+14.66	-0.00	+0.00
20	8	9	+19.68	-19.68	+14.76	+14.76	-0.00	+0.00
21	9	10	+19.68	-19.68	+14.76	+14.76	-0.00	+0.00
22	10	11	+19.68	-19.68	+14.76	+14.76	-0.00	+0.00
23	11	12	+19.92	-19.10	+14.56	+14.56	-0.00	+0.00
24	12	13	+21.42	-18.39	+14.25	+14.60	-0.00	+0.00
25	13	14	+19.69	-19.69	+14.76	+14.76	-0.00	+0.00
26	14	15	+19.69	-19.69	+14.76	+14.76	-0.00	+0.00
27	15	16	+19.67	-19.63	+14.76	+14.76	-0.00	+0.00
28	16	17	+18.97	-20.39	+14.55	+14.94	-0.00	+0.00
29	17	18	+22.24	-17.12	+21.42	+21.44	-0.00	+0.00
30	18	19	+28.38	-24.36	+21.28	+21.28	-0.00	+0.00
31	19	20	+28.37	-24.37	+21.25	+21.28	-0.00	+0.00
32	20	21	+28.36	-24.35	+21.28	+21.25	-0.00	+0.00
33	21	22	+27.48	-23.15	+21.06	+21.50	-0.00	+0.00

Elementos Mec. aleros. Condición de carga 4

Parrs	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	7	+0.00	+3.60	+0.00	-3.26	+45.15	-45.15
2	2	8	+0.06	+0.00	+0.00	-0.00	+62.96	-62.96
3	3	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+82.44	-82.44
4	4	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+93.44	-93.44
5	5	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+68.99	-68.99
6	6	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.17	-45.17
7	7	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+32.66	-32.66
8	8	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+64.21	-64.21
9	9	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+64.64	-64.64
10	10	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+64.64	-64.64
11	11	17	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+64.29	-64.29
12	12	18	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+32.65	-32.65
13	13	19	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+20.12	-20.12
14	14	20	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+39.84	-39.84
15	15	21	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+39.84	-39.84
16	16	22	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+39.84	-39.84
17	17	23	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+39.84	-39.84
18	18	24	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+20.12	-20.12
19	7	8	+16.90	-16.17	+12.49	+12.49	-0.00	+0.00
20	8	9	+16.54	-16.53	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
21	9	10	+16.53	-16.53	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
22	10	11	+16.53	-16.54	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
23	11	12	+16.17	-16.90	+12.31	+12.49	-0.00	+0.00
24	12	13	+15.86	-15.86	+12.54	+12.23	-0.00	+0.00
25	13	14	+16.54	-16.53	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
26	14	15	+16.53	-16.53	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
27	15	16	+16.53	-16.54	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
28	16	17	+16.53	-16.54	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
29	17	18	+16.90	-16.17	+12.24	+12.35	-0.00	+0.00
30	18	19	+15.86	-15.86	+12.12	+12.12	-0.00	+0.00
31	19	20	+15.86	-15.86	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
32	20	21	+15.86	-15.86	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
33	21	22	+15.86	-15.86	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
34	22	23	+15.86	-15.86	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00
35	23	24	+15.86	-15.86	+12.40	+12.40	-0.00	+0.00

PLAN DE ... ESTRUCTURAS ... AUTOS : F. Hoarar Jul-90 10-31-92, 17:41, hoja 5

... en las Estructuras

... de la Base ...

Estructuras : ...

... Condiciones de ...

Barra	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
33	22	24	425.76	-27.36	19.72	29.12	-9.00	-0.00

Barra	M. (M.)	Barra	M. (M.)	Barra
33	425.76	34	16.922	35
33	425.76	34	16.922	35
33	425.76	34	16.922	35
33	425.76	34	16.922	35

Barra	M. (M.)	Barra	M. (M.)	Barra
33	13.4639	34	13.4641	35
33	13.4639	34	13.4641	35
33	13.4639	34	13.4641	35
33	13.4639	34	13.4641	35

Barra	M. (M.)	Barra	M. (M.)	Barra
33	6.012647	34	75.4283	4
33	6.012647	34	75.4283	4
33	6.012647	34	75.4283	4
33	6.012647	34	75.4283	4

... del equilibrio. Condiciones de ...

Barra	Momentos	Fuerzas en Y	Fuerzas en X	Barra	Momentos	Fuerzas en Y	Fuerzas en X
1	2.4000E+01	1.5960E+01	-1.5749E+05	2	2.23843E-05	7.21244E+01	-1.2739E-05
2	1.841E+01	1.211E+01	-1.729E+05	3	1.96505E-05	7.24252E+01	-1.12354E-05
3	1.048E+01	7.728E+00	-1.7194E+05	4	1.51447E-05	2.99849E+01	-6.85410E-06
4	1.104E+01	7.928E+00	-1.738E+05	5	-4.3182E+00	-1.43531E-05	-5.53780E-12
5	1.896E+01	1.314E+01	-2.449E+05	10	-4.5891E+00	-5.7235E-06	-3.3798E-12
6	1.747E+01	1.158E+01	-2.501E+05	12	-1.80832E+01	-2.86102E-06	-3.3798E-12
7	1.093E+01	7.202E+00	-2.7284E+05	14	-4.15124E+00	-1.14441E-05	-1.7578E-11
8	1.125E+01	7.402E+00	-2.748E+05	16	-4.58107E+00	-2.47955E-05	-1.45519E-11
9	1.249E+01	8.042E+00	-3.0268E+05	18	-1.82923E+01	-6.67572E-06	-1.05056E-11
10	1.109E+01	7.04E+00	-2.5161E+05	20	5.69541E-01	-1.71661E-05	-1.36424E-11
11	1.104E+01	7.928E+00	-2.737E+05	25	5.52929E-03	-1.22561E-05	-2.50111E-12
12	1.159E+01	8.404E+00	-2.909E+05	24	-1.70154E+01	-1.71651E-05	-5.88434E-12

... de ...

Barra	Momentos	Fuerzas en Y	Fuerzas en X	Barra	Momentos	Fuerzas en Y	Fuerzas en X
1	2.4000E+01	1.5960E+01	-1.5749E+05	2	2.04672E-05	6.60283E+01	-1.16356E-05
2	1.841E+01	1.211E+01	-1.729E+05	3	1.80135E-05	6.53170E+01	-1.02935E-05
3	1.048E+01	7.728E+00	-1.7194E+05	4	1.39442E-05	3.69146E+01	-7.96613E-06
4	1.104E+01	7.928E+00	-1.738E+05	5	-4.36521E+00	6.67572E-06	-1.1143E-11
5	1.896E+01	1.314E+01	-2.449E+05	10	1.30812E+00	+2.86102E-06	+3.49561E-12
6	1.747E+01	1.158E+01	-2.501E+05	12	-1.64845E+01	-9.09800E+00	-1.59152E-12
7	1.093E+01	7.202E+00	-2.7284E+05	14	-4.19208E+00	-1.14713E-05	-9.9590E-12
8	1.125E+01	7.402E+00	-2.748E+05	16	-4.61766E+00	-3.4332E-05	-1.1143E-11
9	1.249E+01	8.042E+00	-3.0268E+05	18	-1.66569E+01	-1.23978E-05	-7.5033E-12
10	1.109E+01	7.04E+00	-2.5161E+05	20	5.23121E-01	-9.53674E-06	-2.7284E-12
11	1.104E+01	7.928E+00	-2.737E+05	25	5.46352E-03	-8.72205E-06	-4.32010E-12
12	1.159E+01	8.404E+00	-2.909E+05	24	-1.69544E+01	-1.32514E-05	-2.95569E-12

Plan : Cálculo Estructural LALC * MAPLAIN * Autor : F. Moran Jul-20 10-01-85, 17:45, base 6

Estado : Análisis Estructural

Alonso : Mrta Basile Martin

Estructura : MARCO

Comprobación del equilibrio. Condición de carga 3

Nudo	Suma de		Nudo	Suma de			
	Momentos	fuerzas en Y		fuerzas en Y	fuerzas en X		
	TONILA-METROS	TONILA		TONILA	TONILA		
1	+3.26162E+05	+5.13039E+01	-1.86378E-05	2	+3.16274E-05	+1.01098E+02	-1.77300E-05
2	+2.93740E-05	+1.71957E+02	-1.67252E-05	4	+2.74253E-05	+1.61455E+02	-1.56602E-05
3	+4.93747E-04	+1.01109E+02	-1.41824E-05	6	+4.12067E-05	+5.13055E+01	-1.21181E-05
4	+2.29597E-04	+2.58745E-06	+7.27596E-12	8	+4.22497E-01	+9.53674E-07	-1.40972E-11
5	+1.22968E-04	+2.67177E-06	+9.54966E-12	10	+4.11224E-03	-5.72203E-06	+4.54747E-13
6	+1.22968E-04	+1.86735E-06	-1.36424E-12	12	-2.00912E+01	-1.90735E-06	-5.09222E-12
7	+2.04157E+01	-2.07272E-05	-2.36465E-11	14	+7.30491E-01	-7.43965E-05	+1.31077E-11
13	+7.51305E-03	-7.31329E-05	+4.09273E-12	16	-7.42531E-03	-5.91278E-05	-6.84028E-12
14	-7.21785E-01	-6.67572E-05	-4.54747E-13	18	-2.03943E+01	-2.86192E-05	-7.73071E-12
15	+2.22392E+01	+9.58674E-06	+5.45697E-12	20	+9.22283E-01	-5.72203E-06	-3.18323E-12
16	+9.40657E-03	+2.58674E-06	+2.41016E-11	22	-9.27162E-03	+1.90735E-06	-1.40972E-12
17	-4.56919E-01	+2.58674E-06	-3.15233E-12	24	-1.92627E-01	-5.72203E-06	-3.18323E-12

Comprobación del equilibrio. Condición de carga 4

Nudo	Suma de		Nudo	Suma de			
	Momentos	fuerzas en Y		fuerzas en Y	fuerzas en X		
	TONILA-METROS	TONILA		TONILA	TONILA		
1	+2.06180E-05	+4.51533E+01	-1.63520E-05	2	+2.72562E-05	+8.09790E+01	-1.55750E-05
3	+2.59234E-05	+9.94352E+01	-1.47522E-05	4	+2.41156E-05	+8.94354E+01	-1.37804E-05
5	+2.13050E-05	+8.69949E+01	-1.25172E-05	6	+1.80178E-05	+4.51693E+01	-1.07530E-05
7	+8.90151E+01	+2.86102E-05	-3.53798E-12	8	+3.72093E-01	-1.33514E-05	-1.27279E-11
9	+4.37764E-03	+9.53674E-07	+9.79495E-12	10	-3.65635E-03	+1.90735E-06	+7.27596E-12
11	-3.71792E-01	-1.62125E-05	-1.27329E-11	12	-1.69014E+01	+4.78637E-06	+0.00000E+00
13	+7.71437E+01	+9.53674E-06	-6.36646E-12	14	+6.81913E-01	-3.33766E-05	+1.43275E-11
15	+6.33649E-02	-4.16890E-05	-4.54747E-12	16	-6.81278E-03	-5.62668E-05	-8.18545E-12
17	+4.02567E-01	+2.86697E-05	+2.27374E-11	18	-1.71669E+01	-2.47955E-05	-1.99139E-11
19	+7.73574E-01	-1.35141E-05	-1.83798E-12	20	+8.06194E-01	-1.90735E-05	+1.71361E-11
21	+6.54205E-01	+1.14441E-05	-2.27374E-12	22	-8.26935E-03	-7.62933E-06	-2.27374E-12
23	-8.05634E-01	+2.09808E-05	-4.10273E-12	24	-2.73576E+01	-7.62933E-06	-5.11172E-12

NOTAS :

-- Restricciones de los nudos

0 el nudo SI puede desplazarse
1 el nudo NO puede desplazarse

-- Tipos de barras

Tipo	Momento es A	Momento es B
0	diferente de cero	diferente de cero
1	cero (articulado)	diferente de cero
2	diferente de cero	cero (articulado)
3	cero (articulado)	cero (articulado)

- Las fuerzas externas en las barras y los Elementos Mecánicos están referenciados al sistema local de la barra.

-- En nudos : las fuerzas, los desplazamientos y la comprobación del equilibrio están referenciados al sistema global.

-- En nudos donde la matoria no es nula, existe una reacción con las mismas características que se indican (referenciada al sistema global).

UBA - F. I. ESTRUCTURAS LACY • MARPLAN • Astor : F. Honor Jul-90 10-01-92. 17:45. Hoja 7

Materia : Análisis Estructural

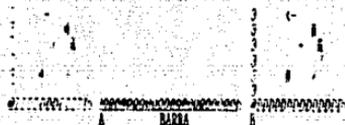
Alumno : Mel's Ramon Martin

Interpretación : MARCG

-- Presentación de signos para el sistema global :



-- Presentación de signos para el sistema local :



Características: Análisis Estructural

Alcance: Edificio para Martillo

Factores de cargas:

Número de pisos: 19
 Número de nudos: 20
 Número de combinaciones de caras: 4
 Número de combinaciones de caras: 0
 Fuerzas en toneladas
 Desplazamientos en metros

Desplazamientos. Condición de cara 1

Nudo	Desplazamiento			Nudo	Desplazamiento		
	en I metros	en T metros	Giro rads.		en I metros	en T metros	Giro rads.
1	+0.0000	+0.0000	+0.0000	2	+0.0000	+0.0000	+0.0000
3	+0.0000	+0.0000	+0.0000	4	+0.0000	+0.0000	+0.0000
5	+0.0000	+0.0000	+0.0000	6	+0.0000	-0.0001	+0.0000
7	+0.0000	-0.0001	+0.0000	8	+0.0000	-0.0001	+0.0000
9	+0.0000	-0.0001	+0.0000	10	+0.0000	-0.0001	+0.0000
11	+0.0000	-0.0001	+0.0000	12	+0.0000	-0.0001	+0.0000
13	+0.0000	-0.0001	+0.0000	14	+0.0000	-0.0001	+0.0000
15	+0.0000	-0.0001	+0.0000	16	+0.0000	-0.0002	+0.0000
17	+0.0000	-0.0002	+0.0000	18	+0.0000	-0.0002	+0.0000
19	+0.0000	-0.0002	+0.0000	20	+0.0000	-0.0002	+0.0000

Desplazamientos. Condición de cara 2

Nudo	Desplazamiento			Nudo	Desplazamiento		
	en I metros	en T metros	Giro rads.		en I metros	en T metros	Giro rads.
1	+0.0000	+0.0000	+0.0000	2	+0.0000	+0.0000	+0.0000
3	+0.0000	+0.0000	+0.0000	4	+0.0000	+0.0000	+0.0000
5	+0.0000	+0.0000	+0.0000	6	+0.0000	-0.0001	+0.0000
7	+0.0000	-0.0001	+0.0000	8	+0.0000	-0.0001	+0.0000
9	+0.0000	-0.0001	+0.0000	10	+0.0000	-0.0001	+0.0000
11	+0.0000	-0.0001	+0.0000	12	+0.0000	-0.0001	+0.0000
13	+0.0000	-0.0001	+0.0000	14	+0.0000	-0.0001	+0.0000
15	+0.0000	-0.0001	+0.0000	16	+0.0000	-0.0001	+0.0000
17	+0.0000	-0.0001	+0.0000	18	+0.0000	-0.0001	+0.0000
19	+0.0000	-0.0001	+0.0000	20	+0.0000	-0.0001	+0.0000

Desplazamientos. Condición de cara 3

Nudo	Desplazamiento			Nudo	Desplazamiento		
	en I metros	en T metros	Giro rads.		en I metros	en T metros	Giro rads.
1	+0.0000	+0.0000	+0.0000	2	+0.0000	+0.0000	+0.0000
3	+0.0000	+0.0000	+0.0000	4	+0.0000	+0.0000	+0.0000
5	+0.0000	+0.0000	+0.0000	6	+0.0000	-0.0001	+0.0000
7	+0.0000	-0.0001	+0.0000	8	+0.0000	-0.0001	+0.0000
9	+0.0000	-0.0001	+0.0000	10	+0.0000	-0.0001	+0.0000
11	+0.0000	-0.0002	+0.0000	12	+0.0000	-0.0002	+0.0000
13	+0.0000	-0.0002	+0.0000	14	+0.0000	-0.0002	+0.0000
15	+0.0000	-0.0002	+0.0000	16	+0.0000	-0.0002	+0.0000
17	+0.0000	-0.0002	+0.0000	18	+0.0000	-0.0002	+0.0000
19	+0.0000	-0.0002	+0.0000	20	+0.0000	-0.0002	+0.0000

Desplazamientos. Condición de cara 4

Nudo	Desplazamiento			Nudo	Desplazamiento		
	en I metros	en T metros	Giro rads.		en I metros	en T metros	Giro rads.
1	+0.0000	+0.0000	+0.0000	2	+0.0000	+0.0000	+0.0000
3	+0.0000	+0.0000	+0.0000	4	+0.0000	+0.0000	+0.0000
5	+0.0000	+0.0000	+0.0000	6	+0.0000	-0.0001	+0.0000
7	+0.0000	-0.0001	+0.0000	8	+0.0000	-0.0001	+0.0000
9	+0.0000	-0.0001	+0.0000	10	+0.0000	-0.0001	+0.0000
11	+0.0000	-0.0002	+0.0000	12	+0.0000	-0.0002	+0.0000

HWAN P.I. (CIVIL) Estructuras LACT * MAPPLAIN * Autor : F. Boaroy Jul-99 10-01-92. 17:49, hoja 3

Material : An Llave Estructural.

Almazo : Mejia Roca Martin

Estructura : otras

Terminaciones. Condición de carga 4

Nudo	Desplazamiento			Nudo	Desplazamiento		
	en X metros	en Y metros	Giro rads.		en X metros	en Y metros	Giro rads.
13	+0.0000	-0.0002	+0.0000	14	+0.0000	-0.0002	+0.0000
16	+0.0000	-0.0002	-0.0000	16	+0.0000	-0.0002	+0.0000
17	+0.0000	-0.0002	+0.0000	15	+0.0000	-0.0002	+0.0000
18	+0.0000	-0.0002	+0.0000	20	+0.0000	-0.0002	+0.0000

Nudo	D X (Mts.)		Nudo	D Y (Mts.)	
	0	1		0	1
1	0	1	0	1	
2	0	1	0	1	
3	0	1	0	1	
4	0	1	0	1	

Nudo	D Y (Mts.)		Nudo	D Y (Mts.)	
	0	1		0	1
1	0	1	-1.580999E-04	18	
2	0	1	-1.464151E-04	18	
3	0	1	-2.29922E-04	18	
4	0	1	-2.65327E-04	18	

Nudo	D X (Mts.)		Nudo	D X (Mts.)	
	0	1		0	1
1	3.997293E-10	16	0	1	
2	3.704923E-10	16	0	1	
3	5.810375E-10	16	0	1	
4	5.233834E-10	16	0	1	

Elementos Mecánicos. Condición de carga 1

Barra	A	B	Elemento A	Elemento B	Constante A	Constante B	Axial en A	Axial en B
1	1	6	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+51.23	-51.23
2	1	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+53.60	-53.60
3	3	6	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+53.74	-53.74
4	4	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+53.60	-53.60
5	5	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+51.23	-51.23
6	5	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+35.18	-35.18
7	7	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+35.90	-35.90
8	8	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+36.70	-36.70
9	9	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+35.90	-35.90
10	10	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+35.18	-35.18
11	11	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+17.99	-17.99
12	11	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+18.86	-18.86
13	11	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+19.60	-19.60
14	14	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+18.86	-18.86
15	14	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+17.99	-17.99
16	14	17	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+0.00	-0.00
17	17	7	+29.52	-1.14	+18.05	+8.48	-0.00	-0.00
18	7	8	+12.10	-10.40	+9.23	+9.23	-0.00	-0.00
19	8	9	+18.49	-12.19	+8.27	+8.27	-0.00	-0.00
20	9	10	+1.74	-29.52	+8.48	+16.04	-0.00	-0.00
21	10	11	+33.81	+3.16	+7.33	+7.33	-0.00	-0.00
22	11	12	+1.74	-8.48	+7.10	+8.30	-0.00	-0.00
23	11	13	+6.23	-13.88	+6.30	+9.70	-0.00	-0.00
24	11	14	-3.16	-33.81	+7.33	+17.19	-0.00	-0.00
25	16	17	+30.20	+9.14	+17.99	+5.34	-0.00	-0.00
26	17	18	+21.37	-7.39	+13.53	+9.86	-0.00	-0.00
27	18	19	+1.74	-31.57	+9.86	+13.53	-0.00	-0.00
28	19	20	-7.14	-38.30	+5.34	+17.99	-0.00	-0.00

Lista estructural

Material: Hsl + Acero Martín

Estructura: alcega

Elementos Mecánicos. Condición de carga 2

Carga	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	2	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+47.10	-47.10
2	1	3	+0.00	-0.00	+0.00	-0.00	+49.18	-49.18
3	1	4	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+49.24	-49.24
4	1	5	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+49.18	-49.18
5	1	6	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+47.10	-47.10
6	1	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+32.57	-32.57
7	1	8	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+33.24	-33.24
8	1	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+33.52	-33.52
9	1	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+33.24	-33.24
10	1	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+32.57	-32.57
11	1	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+16.97	-16.97
12	1	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+17.93	-17.93
13	1	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+18.58	-18.58
14	1	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+17.93	-17.93
15	1	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+16.97	-16.97
16	1	17	+26.41	-1.53	+14.53	+7.90	-0.00	-0.00
17	1	18	+10.28	-9.60	+8.04	+7.86	-0.00	-0.00
18	1	19	+9.60	-10.28	+7.86	+8.04	-0.00	-0.00
19	1	20	+1.58	-26.41	+7.90	+14.53	-0.00	-0.00
20	1	21	+30.42	-2.13	+12.23	+8.04	-0.00	-0.00
21	1	22	+11.93	-7.95	+8.48	+7.42	-0.00	-0.00
22	1	23	+7.95	-11.93	+7.42	+8.48	-0.00	-0.00
23	1	24	-2.43	-30.42	+6.83	+15.60	-0.00	-0.00
24	1	25	+38.00	-8.34	+15.97	+5.15	-0.00	-0.00
25	1	26	+10.28	-1.53	+12.78	+9.34	-0.00	-0.00
26	1	27	+1.58	-26.41	+12.78	+12.78	-0.00	-0.00
27	1	28	-8.34	-38.00	+5.15	+16.97	-0.00	-0.00

Elementos Mecánicos. Condición de carga 3

Carga	A	B	Momento A	Momento B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	6	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+70.33	-70.33
2	1	7	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+74.23	-74.23
3	1	8	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+75.35	-75.35
4	1	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+74.23	-74.23
5	1	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+70.33	-70.33
6	1	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+59.84	-59.84
7	1	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+52.03	-52.03
8	1	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+52.55	-52.55
9	1	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+52.03	-52.03
10	1	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+50.84	-50.84
11	1	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+29.46	-29.46
12	1	17	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+30.92	-30.92
13	1	18	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+31.34	-31.34
14	1	19	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+30.92	-30.92
15	1	20	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+29.46	-29.46
16	1	21	+39.49	+6.70	+19.49	+7.06	-0.00	-0.00
17	1	22	+23.55	-9.64	+15.13	+11.42	-0.00	-0.00
18	1	23	+9.64	-23.55	+11.42	+15.13	-0.00	-0.00
19	1	24	-2.76	-39.49	+11.42	+19.49	-0.00	-0.00
20	1	25	+47.01	+13.82	+21.39	+5.18	-0.00	-0.00
21	1	26	+26.61	-6.57	+15.95	+16.60	-0.00	-0.00
22	1	27	+6.57	-26.61	+16.60	+15.95	-0.00	-0.00
23	1	28	-13.82	-47.01	+5.18	+21.39	-0.00	-0.00
24	1	29	+42.81	+15.40	+9.46	+8.57	-0.00	-0.00
25	1	30	+36.30	-11.4	+22.35	+15.67	-0.00	-0.00
26	1	31	+11.24	-36.30	+15.67	+22.35	-0.00	-0.00
27	1	32	-11.4	-42.81	+8.57	+26.45	-0.00	-0.00

Programa: Análisis Estructural

Algoritmo: Método de Elementos Finitos

Estructura: Marcos

Elementos Mecánicos. Condiciones de carga 1

Barra	A	B	Desplaz. A	Desplaz. B	Cortante A	Cortante B	Axial en A	Axial en B
1	1	6	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+62.08	-52.08
2	2	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+65.39	-65.39
3	3	4	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+66.32	-77.36
4	4	9	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+65.39	-65.39
5	5	10	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+62.08	-62.08
6	6	11	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.63	-45.63
7	7	12	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.72	-46.72
8	8	13	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+47.20	-47.20
9	9	14	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+46.72	-46.72
10	10	15	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+45.63	-45.63
11	11	16	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+27.43	-27.43
12	12	17	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+29.05	-29.05
13	13	18	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+23.51	-23.51
14	14	19	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+29.06	-29.06
15	15	20	+0.00	+0.00	+0.00	-0.00	+23.43	-23.43
16	16	21	-12.74	+5.81	+16.45	+5.50	-0.00	+0.00
17	17	22	+19.51	-6.03	+12.76	+9.59	-0.00	-0.00
18	18	23	+8.03	-19.91	+9.59	+12.76	-0.00	-0.00
19	19	24	-5.00	-33.14	+5.50	+16.45	-0.00	-0.00
20	20	25	+0.30	+17.36	+15.20	+4.75	-0.00	-0.00
21	21	26	+22.77	-6.22	+13.51	+6.84	-0.00	-0.00
22	22	27	+6.22	-23.77	+8.84	+13.51	-0.00	-0.00
23	23	28	+0.36	+0.36	+4.15	+18.20	-0.00	-0.00
24	24	29	+0.34	+13.50	+27.43	+6.15	-0.00	-0.00
25	25	30	+0.37	-19.81	+20.87	+14.76	-0.00	-0.00
26	26	31	+17.81	-33.47	+14.76	+20.87	-0.00	-0.00
27	27	32	-13.40	-58.34	+18.19	+27.43	-0.00	-0.00

Cond. de carga	Mom. (M.t.)	Barra	Mom. (M.t.)	Barra
1	9.141794	17	38.29604	24
2	14.36866	18	35.95204	24
3	-14.40036	17	49.93154	24
4	13.86414	24	58.33539	24

Cond. de carga	Cort. (M.t.)	Barra	Cort. (M.t.)	Barra
1	17.98792	24	17.98792	27
2	16.97456	24	16.97456	27
3	29.48678	24	29.48678	27
4	27.42105	24	27.42105	27

Cond. de carga	Mom. (M.t.)	Barra	Axial (M.t.)	Barra
1	-4.279868E-06	16	53.74373	3
2	-7.867918E-06	16	40.14300	3
3	-6.491958E-06	24	75.38056	3
4	-4.177028E-06	24	66.37927	3

Verificación del equilibrio. Condiciones de carga 1

Nudo	Suma de momentos		Suma de fuerzas en X		Suma de fuerzas en Y	
	tonelada-metros	tonelada	tonelada-metros	tonelada	tonelada-metros	tonelada
1	+0.298667E-05	+4.292181E+01	-1.158011E-05	0	+1.863291E-05	+5.360191E+01
2	+1.744148E-05	+5.774371E+01	-8.260845E-06	0	+1.625777E-05	+5.360191E+01
3	+1.263474E-05	+1.122211E+01	-7.750475E-06	0	+2.519551E+01	-1.144411E-05
4	+1.026041E-05	+4.100502E+01	+6.060606E+00	0	+6.308158E-05	-1.525867E-05
5	+1.956702E-05	+1.811221E+01	-4.092713E-05	0	-2.951941E+01	-3.814701E-05

Empresa : La Nidia Estructural

Ubicaci. : Nda a Escondido Marti

Construccion : ascensor

Comprobaci. del equilibrio. Condici. n de carga 1

Nudo	Suma de :		Nudo	Suma de :			
	Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		
11	+3.35119E+01	+5.26627E-05	-6.85311E-12	12	+1.76307E+01	+2.57492E-05	+1.72804E-11
13	+1.81198E-05	+4.77648E-05	+5.91172E-12	14	-1.70306E+01	+5.24521E-05	-6.02543E-12
15	+3.98113E+01	+3.81709E-06	+4.09273E-12	16	+3.82993E+01	+1.52538E-05	+7.27596E-12
17	+3.97127E+01	+3.71651E-05	+2.77747E-12	18	+1.28269E-04	-5.72235E-06	-2.04635E-12
19	+3.67125E+01	-6.75721E-05	+5.58434E-12	20	-3.82980E+01	+1.71661E-05	-4.32916E-12

Comprobaci. del equilibrio. Condici. n de carga 2

Nudo	Suma de :		Nudo	Suma de :			
	Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		
1	+1.86175E-05	-4.74989E-01	-1.06346E-05	2	+1.79265E-05	+4.91811E+01	-9.74866E-06
3	-1.20598E-08	-4.05341E-01	-9.15817E-06	4	-1.49664E-05	+4.91811E+01	-8.55245E-06
5	+1.25621E-05	+4.70938E+01	-7.17889E-06	6	+2.64441E+01	-1.90735E-06	-3.63799E-12
7	+8.04573E+00	+3.24249E-05	+2.73748E-13	8	+8.77380E-05	-1.71661E-05	+4.09273E-12
9	-8.89465E-00	+0.09069E+00	-9.09435E-13	10	-2.64481E+01	+1.32514E-05	-1.13687E-12
11	+3.04576E+01	+2.86102E-05	-1.81839E-12	12	+1.43552E+01	+2.09608E-05	+2.28522E-11
13	+7.77245E-05	+3.86196E-05	-9.11501E-12	14	-1.43551E+01	+2.67029E-05	-2.84117E-12
15	-7.64579E-01	-2.49507E-05	-8.41282E-12	16	+3.65992E+01	+7.25277E-05	+1.04079E-11
17	+2.84281E+01	+3.09176E-05	-6.36645E-12	18	+1.28269E-04	-1.52538E-05	+4.54747E-12
19	-2.65279E+01	-3.05176E-05	-9.09435E-13	20	-3.59999E+01	+7.62939E-06	-1.35424E-12

Comprobaci. del equilibrio. Condici. n de carga 3

Nudo	Suma de :		Nudo	Suma de :			
	Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		
1	+2.75969E-05	+7.03277E+01	-1.57709E-05	2	+2.61120E-05	+7.42269E+01	-1.49211E-05
3	+2.44077E-05	+7.53566E+01	-1.39472E-05	4	+2.72080E-05	+7.42269E+01	-1.26508E-05
5	+1.51171E-05	+7.03277E+01	-1.05241E-05	6	+3.96847E+01	-1.71661E-05	-5.91172E-12
7	-3.02413E+01	+4.19617E-05	-9.09435E-13	8	+1.32561E-04	-3.43323E-05	+9.09435E-13
9	+3.02413E+01	+3.81476E-09	-9.09435E-13	10	-3.98849E+01	-1.90735E-06	+5.00222E-12
11	+4.76267E+01	+3.52269E-05	+5.60222E-12	12	+4.04330E+01	+8.71399E-05	+1.81659E-11
13	+4.14970E-04	+1.90735E-05	+2.73748E-13	14	-4.64334E+01	+7.2479E-05	-7.27596E-12
15	-4.76066E+01	+4.38269E-05	+5.90222E-12	16	+6.29317E+01	+3.43323E-05	+1.09139E-11
17	+5.16953E+01	+1.55388E-05	-9.09435E-13	18	+2.54631E-04	+1.52538E-05	-1.36424E-11
19	-4.16260E-01	-6.86646E-05	-3.59546E-12	20	-6.29316E+01	+1.14441E-05	+2.72845E-12

Comprobaci. del equilibrio. Condici. n de carga 4

Nudo	Suma de :		Nudo	Suma de :			
	Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		Momentos tonela-metros	Fuerzas en Y tonela		
1	+2.42406E-05	+6.20756E+01	-1.38516E-05	2	+2.29671E-05	+6.53822E+01	-1.31241E-05
3	+2.14968E-05	+6.53793E+01	-1.22839E-05	4	+1.98270E-05	+6.53822E+01	-1.12040E-05
5	+1.69766E-05	+6.20756E+01	-9.70690E-06	6	+3.31429E+01	-3.81476E-06	-1.81839E-12
7	+2.57109E+01	-1.33514E-05	-7.27596E-12	8	+6.67572E-05	+1.90735E-06	+3.63799E-12
9	-2.57109E+01	+1.71661E-05	+3.63799E-12	10	-3.37419E+01	+3.81476E-06	+0.00069E+00
11	+4.02960E+01	+3.05176E-05	+7.27596E-12	12	+3.50824E+01	+3.24249E-05	+4.54747E-12
13	+2.47955E-05	+5.53181E-05	+2.90689E-11	14	-3.90623E+01	+1.01089E-04	-2.77945E-12
15	-4.89478E+01	+1.52538E-05	+4.54747E-12	16	+5.83541E+01	+4.57764E-05	-2.77945E-12
17	+4.76267E+01	-2.29387E-05	+1.54614E-11	18	+2.33677E-04	+1.52538E-05	-1.54614E-11
19	-4.52667E+01	-2.91637E-05	+7.95809E-12	20	-5.83533E+01	+1.52538E-05	+0.00069E+00

Materia : Análisis Estructural

Alumno : María Encarnación

Estructura : barras

en S715 :

-- Restricciones de los nudos

	Tipo	-- Tipos de barras	
		Momento en A	Momento en B
1 el nudo SI puede desplazarse	0	diferente de cero	diferente de cero
1 el nudo IC puede desplazarse	1	cero (articulado)	diferente de cero
	2	diferente de cero	cero (articulado)
	3	cero (articulado)	cero (articulado)

-- Las fuerzas externas en las barras y los Elementos Mecánicos está referenciados al sistema local de la barra.

-- De todos los fuerzas, los desplazamientos y la comprobación del equilibrio están referenciados al sistema global.

-- En los nudos donde la sumatoria no es nula, existe una reacción con las mismas características que se indican (referenciada al sistema global).

-- Convención de signos para el sistema global :



-- Convención de signos para el sistema local :



6.5 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Se desean zapatas cuadradas de lado B.

Tomando en cuenta el análisis estructural de las condiciones de carga 1 y 3 (C.M. + C.Vmáx.), se puede afirmar que la columna que más carga recibe es la 4C (ver coordenadas en la figura 6.3). Las cargas que se concentran en dicha columna son las siguientes:

$$101.59 \text{ Tf} + 74.23 \text{ Tf} = \underline{176.98 \text{ Tf}}$$

Para el caso de las combinaciones de carga 2 y 4 (C.M. + C.V asentamientos), el análisis estructural indica también que la columna 4C es la crítica y que es igual a la combinación de las siguientes cargas:

$$89.44 \text{ Tf} + 66.38 \text{ Tf} = \underline{155.82 \text{ Tf}}$$

Como puede verse, la mayor carga es la causada por las condiciones de carga 1 y 3, por lo que se usará este dato (sin olvidar incluir el peso de las columnas de 6.998 Tf) para calcular las dimensiones de la zapata aislada y cuadrada.

La capacidad de carga para suelos cohesivos-friccionantes es la siguiente:

$$A q_{adm} = W_{total adm} (1.4) \quad (A)$$

donde: A = area de la cimentación.

q_{adm} = capacidad admisible del suelo de cimentación.

$W_{total adm}$ = Peso total admisible que puede soportar la estructura.

Con los datos del suelo compactado con la modalidad de la Prueba Proctor

estándar se obtienen los parámetros de la ecuación B, los cuales aparecen graficados en la referencia 6, vol.II.

$$q_{adm} = \frac{[1.3CNc + 0.4\gamma BN\gamma + \gamma DfNq]}{3} \quad (B)$$

Así, los datos del suelo que estamos analizando son:

$$c = 4.55 \text{ Tf/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.912 \text{ Tf/m}^3$$

$$F.S. = 3 ; Df = 1.5 \text{ m}$$

$$\phi = 33.54^\circ$$

$$N\gamma = 27$$

$$Nq = 30$$

$$Nc = 42$$

Sustituyendo la ecuación (B) en la ecuación (A) y sustituyendo valores, se tiene finalmente que el valor B es 1.456 m, pero al realizar cálculos preliminares se observó que los asentamientos eran muy importantes por lo que se decidió incrementar el valor de B a 3.00 m.

Para analizar los asentamientos de la estructura propuesta, se utilizarán las cargas que arroja el análisis estructural de las condiciones 2 y 4, las cuales divididas entre el área de la zapata cuadrada arrojan los esfuerzos que se transmiten al suelo.

De este modo, si el espesor del estrato a partir del nivel de desplante es igual a 3.5 m, se desea calcular los esfuerzos normales que cada zapata transmite al suelo a las siguientes profundidades: 0.58 m, 1.75 m y 2.92 m.

El método que se utilizará para conocer los esfuerzos a las profundidades

mencionadas es el de la carta de Newmark, en donde el esfuerzo normal será igual al Número de elementos de la carta cubiertos por el área de la respectiva zapata, cuando se coloca la planta de la cimentación a una escala adecuada (que depende de la profundidad a la que se desean calcular los esfuerzos) sobre la carta de Newmark, por el valor de influencia de la carta y por el esfuerzo transmitido al suelo por el elemento de cimentación.

Es decir:

Esfuerzo = (Número de elementos)(Valor de influencia de la carta de Newmark)(Esfuerzo que transmite la zapata al suelo).

El centro de la carta debe coincidir con el punto bajo el cual se desean calcular los esfuerzos verticales.

El valor de influencia de la carta de Newmark, en nuestro caso es 0.00125 (Figura 6.5.1), que se obtuvo de la siguiente manera:

Se tiene que deseamos una carta de con 40 subdivisiones, por lo que cada una de estas estará a 9°. Si además se quieren 20 circunferencias, entonces se tendrán 800 elementos de área, y según la referencia 6, Vol II, el valor de influencia de la carta es el recíproco de 800.

La carta de Newmark fue adaptada para calcular los esfuerzos a una profundidad de 5 cm, por lo que si no se desea cambiar la carta para diferentes profundidades se debe realizar un dibujo a escala de la planta de cimentación, por ejemplo:

Para una profundidad (z) de 58 cm, la escala a la que debe dibujarse la planta de cimentación es: $58/5 = 11.6$; ESCALA 1 : 11.6 .

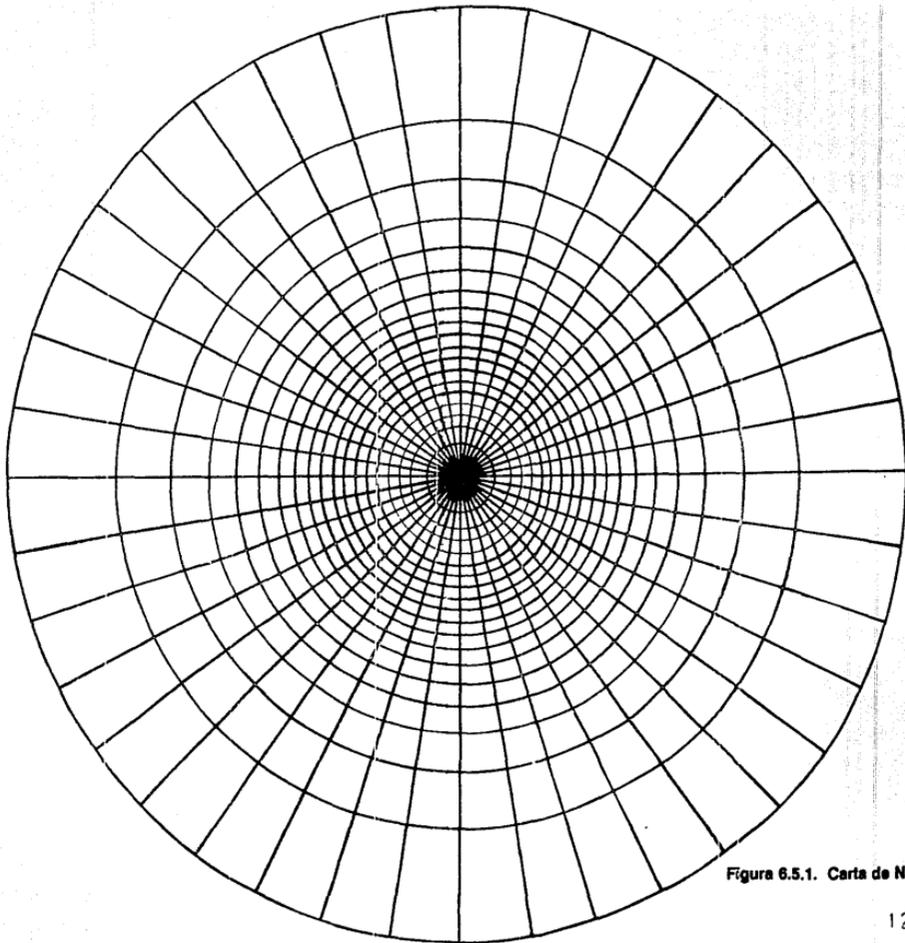


Figura 6.5.1. Carta de Newmark.

La Tabla 6.5.1 presenta los esfuerzos que cada zapata transmite al suelo:

zapatas	carga vertical [Tf] condiciones 2 y 4 (incluye peso de las columnas)	esfuerzo transmitido al suelo [Tf/m ²]
A4 = A3	135.398 X 1.4	21.062
A5 = A2	135.108 X 1.4	21.017
A6 = A1	91.008 X 1.4	14.157
B4 = B3	161.828 X 1.4	25.173
B5 = B2	161.378 X 1.4	25.103
B6 = B1	101.348 X 1.4	15.765
C4 = C3	162.818 X 1.4	25.327
C5 = C2	162.368 X 1.4	25.257
C6 = C1	101.408 X 1.4	15.774
D4 = D3	161.828 X 1.4	25.173
D5 = D2	161.378 X 1.4	25.103
D6 = D1	101.348 X 1.4	15.765
E4 = E3	135.398 X 1.4	21.062
E5 = E2	135.101 X 1.4	21.017
E6 = E1	91.008 X 1.4	14.157

Tabla 6.5.1 Esfuerzos transmitidos al suelo.

En la Tabla 6.5.2 aparecen las escalas a las que se deben dibujar las cimentaciones para hacer uso de una carta de Newmark de 5 cm.

profundidad (z) [m]	ESCALA 1 : X
0.58	X = 11.6
1.75	X = 35
2.92	X = 58.4

Tabla 6.5.2 Escalas de la planta de cimentación.

Los esfuerzos que la estructura ejerce sobre el suelo a las diferentes profundidades y en los puntos (A, B, C y D) de la estructura se muestran en la Tabla 6.5.3, que se puede ver en la siguiente hoja:

Los puntos A, B, C y D sobre la planta de la estructura pueden verse en la figura 6.5.2.

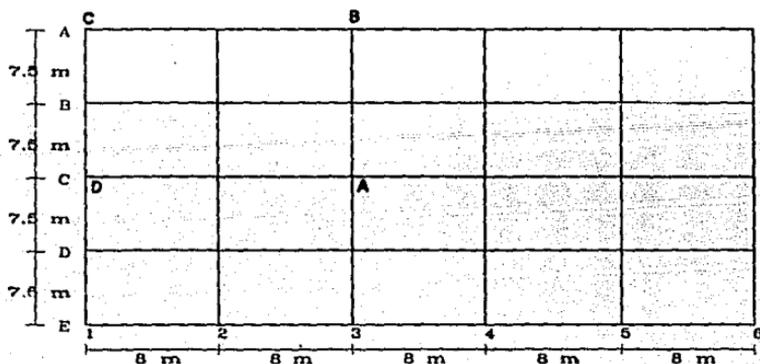


Figura 6.5.2 Puntos A, B, C y D.

PUNTO	Profundidad (z) [m]	esfuerzo $\Delta\sigma'$ [Tl/m ²]
A	0.58	24.06
B	0.58	20.000
C	0.58	13.45
D	0.58	14.99
A	1.75	15.76
B	1.75	13.109
C	1.75	8.812
D	1.75	9.818
A	2.92	8.900
B	2.92	7.376
C	2.92	4.944
D	2.92	5.549

Tabla 6.5.3 Incrementos de esfuerzos verticales que la estructura transmite al suelo (carta de Newmark).

Se acepta que una partícula de suelo que se encuentra a una cierta profundidad está sujeta a esfuerzos de confinamiento en tres direcciones perpendiculares entre sí, donde se cumple además que:

$$\sigma_x > \sigma_y = \sigma_z$$

Para medir el confinamiento de dicha partícula, se toma un promedio de los esfuerzos actuantes:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$$

σ_c = esfuerzo de confinamiento

En un suelo en reposo:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x k_0 + \sigma_y k_0 + \sigma_z}{3} \quad (1)$$

En la ecuación anterior, k_0 = coeficiente de empuje en reposo y empíricamente tiene un valor aproximado de $1 - \text{sen } \phi$.

Factorizando σ_x en la ecuación 1, tenemos:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x(1+2k_0)}{3} \quad (2)$$

En el ejemplo que se analiza, se desean obtener los esfuerzos efectivos del suelo antes de que se construyan las zapatas (ver Figura 6.5.3).

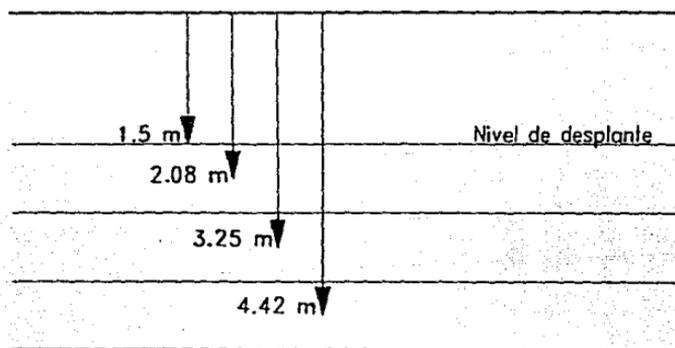
Ahora bien, $k_o = 1 - \text{sen} (33.54^\circ) = 0.447$, ya que $\phi = 33.54^\circ$, como puede verificarse en la Tabla 4.3.1.2.6.

El esfuerzo efectivo inicial (sin peso de la estructura) a las diferentes profundidades es:

Para una profundidad de 2.08 m; $\sigma' = 3.977 \text{ Tf/m}^2$

Para una profundidad de 3.25 m; $\sigma' = 6.214 \text{ Tf/m}^2$

Para una profundidad de 4.42 m; $\sigma' = 8.451 \text{ Tf/m}^2$



El peso específico del suelo de todo el estrato es

$$1.912 \text{ Tf/m}^3$$

Figura 6.5.3 Profundidades a las que se desea calcular el esfuerzo efectivo inicial del suelo de cimentación.

Si se calcula el confinamiento inicial (sin estructura) a las diferentes profundidades con la ecuación 2 se tiene que:

$$\sigma'_o = 2.511 \text{ Tf/m}^2; \text{ profundidad de 2.08 m}$$

$$\sigma'_o = 3.923 \text{ Tf/m}^2; \text{ profundidad de 3.25 m}$$

$$\sigma'_o = 5.335 \text{ Tf/m}^2; \text{ profundidad de 4.42 m}$$

Los confinamientos del suelo producidos por la estructura a las diferentes profundidades y en los diferentes puntos de la planta de la misma, se calculan con la misma ecuación 2, pero ahora con los esfuerzos calculados con ayuda de la carta de Newmark (Tabla 6.5.3).

Es conveniente no olvidar que el objetivo que se está persiguiendo es calcular el asentamiento que se presenta en el suelo de cimentación y para ello se hará uso de la siguiente ecuación estudiada en el capítulo 3.4.

$$\delta_r = M_u \Delta \sigma H_i$$

Para calcular el módulo de deformación unitaria (M_u), es necesario que se haga uso de la Gráfica 5.5.

La Tabla 6.5.4 muestra los confinamientos debidos al peso de la estructura (a profundidades medidas a partir del nivel de desplante del cimientto).

PUNTO	Profundidad (z) [m]	esfuerzo de confinamiento $\Delta\sigma'_c$ [Tf/m ²]
A	0.58	15.189
B	0.58	12.627
C	0.58	8.491
D	0.58	9.464
A	1.75	9.949
B	1.75	8.276
C	1.75	5.563
D	1.75	6.198
A	2.92	5.619
B	2.92	4.657
C	2.92	3.121
D	2.92	3.503

Tabla 6.5.4 Confinamientos que la estructura transmite al suelo de la prueba E (según la ecuación 2).

La Tabla 6.5.5 presenta los asentamientos (δ) de cada estrato del suelo de cimentación y para diferentes puntos de la planta de la estructura propuesta.

punto	σ' Tl/m ²	σ'_c Tl/m ²	$\Delta\sigma'$ Tl/m ²	$\sigma'f$ Tl/m ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ² /kgf	δ m
A	3.977	2.511	15.189	17.701	1.01	1.77X10 ⁻³	0.04968
B	3.977	2.511	12.627	13.137	0.88	2.08X10 ⁻³	0.04853
C	3.977	2.511	8.491	11.002	0.67	2.85X10 ⁻³	0.04472
D	3.977	2.511	9.464	11.975	0.72	2.62X10 ⁻³	0.04581
A	6.214	3.923	9.949	13.873	0.89	2.07X10 ⁻³	0.03806
B	6.214	3.923	8.276	12.199	0.81	2.29X10 ⁻³	0.03502
C	6.214	3.923	5.563	9.486	0.67	2.84X10 ⁻³	0.02919
D	6.214	3.923	6.198	10.121	0.70	2.71X10 ⁻³	0.03104
A	8.451	5.335	5.619	10.954	0.81	2.30X10 ⁻³	0.02388
B	8.451	5.335	4.657	9.992	0.77	2.44X10 ⁻³	0.02097
C	8.451	5.335	3.121	8.456	0.69	2.77X10 ⁻³	0.01597
D	8.451	5.335	3.503	8.838	0.71	1.68X10 ⁻³	0.01734

Tabla 6.5.5 Asentamientos bajo los puntos respectivos de la planta de cimentación (suelo de la prueba E).

En la tabla 6.5.5, se tiene que:

σ' = esfuerzos efectivos a partir del nivel de desplante.

σ'_{c_0} = confinamiento inicial (calculado con la ecuación 2).

$\Delta\sigma'$ = confinamiento (calculado con los esfuerzos de Newmark y con la ec. 2).

σ'_f = confinamiento final = $\sigma'_{c_0} + \Delta\sigma'$

σ_c = confinamiento promedio que se busca en la Gráfica 5.5 = $(\sigma'_{c_0} + \sigma'_f)/2$

Los asentamientos totales en cada punto serán la suma de los asentamientos (δ) de cada estrato bajo el punto en cuestión (ver Tabla 6.5.6).

prof. (z) m	δ (m) Punto A	δ (m) Punto B	δ (m) Punto C	δ (m) Punto D
0.58	0.049685319	0.0485335	0.044721377	0.045819564
1.75	0.038061487	0.035022978	0.029197176	0.031041332
2.92	0.023882349	0.020979993	0.015977405	0.017349922
δ total m	0.111629155	0.104536321	0.089896719	0.094207518

Tabla 6.5.6. Asentamientos totales bajo cada punto (suelo de la prueba E).

Por otra parte, los asentamientos diferenciales ($\Delta \delta$) para el suelo que nos ocupa (suelo E: compactado con la modalidad Proctor estándar) son los siguientes:

$$\Delta \delta_{AB} = \frac{0.111629155 - 0.1045363214}{15} = 0.0004728$$

$$\Delta \delta_{AD} = \frac{0.111629155 - 0.0942075189}{15} = 0.001088852$$

$$\Delta \delta_{BC} = 0.000914975$$

$$\Delta \delta_{CD} = 0.000287386$$

Puede observarse que desde el punto de vista de deformabilidad, la compactación de este suelo no es satisfactoria para las condiciones de proyecto, por lo que es conveniente que se compacte más al suelo.

Si se supone ahora un suelo más compacto que correspondería al suelo de la prueba C; (ver gráfica 5.5), se observa que este material tiene un peso específico de 1.9457 Tf/m^3 y un $\phi = 37.47^\circ$, lo cual implica un $k_v = 0.3916$.

Haciendo un desarrollo similar al suelo de la prueba E (Proctor estándar) llegamos a obtener la tabla 6.5.7, la cual presenta los asentamientos producidos por la carga de la estructura y bajo los puntos A, B, C y D.

punto	σ' Tf/m ²	σ_{c_0}' Tf/m ²	$\Delta\sigma'$ Tf/m ²	$\sigma'f$ Tf/m ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ² /kgf	δi m
A	4.0477	2.406	14.301	16.707	0.96	1.43X10 ⁻³	0.04014
B	4.0477	2.406	11.888	14.294	0.84	1.64X10 ⁻³	0.03826
C	4.0477	2.406	7.995	10.401	0.64	1.13X10 ⁻³	0.03342
D	4.0477	2.406	8.910	11.316	0.69	1.97X10 ⁻³	0.03445
A	6.3245	3.759	9.368	13.127	0.84	1.63X10 ⁻³	0.02997
B	6.3245	3.759	7.792	11.551	0.76	1.80X10 ⁻³	0.02752
C	6.3245	3.759	5.238	8.997	0.64	2.18X10 ⁻³	0.02189
D	6.3245	3.759	5.836	9.595	0.67	2.06X10 ⁻³	0.02359
A	8.6013	5.113	5.290	10.403	0.78	1.75X10 ⁻³	0.01817
B	8.6013	5.113	4.384	9.497	0.73	1.87X10 ⁻³	0.01609
C	8.6013	5.113	2.939	8.052	0.66	2.08X10 ⁻³	0.01199
D	8.6013	5.113	3.298	8.411	0.68	2.01X10 ⁻³	0.01301

Tabla 6.5.7 Asentamientos parciales bajo los puntos respectivos de la planta de cimentación (suelo de la prueba C).

Los asentamientos totales (δ) en cada punto se presentan en la tabla 6.5.8.

prof. (z) m	δ (m) Punto A	δ (m) Punto B	δ (m) Punto C	δ (m) Punto D
0.58	0.040140214	0.038266776	0.033422345	0.034452115
1.75	0.029970352	0.027528978	0.021897882	0.023595994
2.92	0.016170685	0.016001977	0.011997474	0.013012442
δ total m	0.088281451	0.081887731	0.067318701	0.071060551

Tabla 6.5.8. Asentamientos totales bajo cada punto (suelo de la prueba C).

Los asentamientos parciales del suelo de la prueba C son los siguientes:

$$\Delta\delta_{AB} = 0.000426248$$

$$\Delta\delta_{AD} = 0.001076306$$

$$\Delta\delta_{BC} = 0.00091056$$

$$\Delta\delta_{CD} = 0.000249456$$

Nuevamente se puede ver que los asentamientos son mayores a los que limita el proyecto, por lo que se necesita de un suelo que esté más compacto.

Si elegimos al suelo de la prueba B, encontraremos que su peso específico es

de 1.975 Tf/m^3 y un $\phi = 37.82^\circ$, lo cual implica un $K_\phi = 0.387$. La tabla 6.5.9 muestra los asentamientos para este caso.

punto	σ' Tf/m ²	σ'_o Tf/m ²	$\Delta\sigma'$ Tf/m ²	$\sigma'f$ Tf/m ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ² /kgf	δi m
A	4.108	2.429	14.227	16.656	0.95	1.14×10^{-3}	0.03199
B	4.108	2.429	11.827	14.256	0.83	1.29×10^{-3}	0.03010
C	4.108	2.429	7.953	10.382	0.64	1.56×10^{-3}	0.02447
D	4.108	2.429	8.864	11.293	0.69	1.48×10^{-3}	0.02588
A	6.419	3.796	9.319	13.115	0.84	1.25×10^{-3}	0.02298
B	6.419	3.796	7.752	11.548	0.77	1.35×10^{-3}	0.02064
C	6.419	3.796	5.211	9.007	0.64	1.56×10^{-3}	0.01603
D	6.419	3.796	5.806	9.602	0.69	1.49×10^{-3}	0.01706
A	8.729	5.162	5.263	10.425	0.78	1.33×10^{-3}	0.01380
B	8.729	5.162	4.362	9.524	0.73	1.43×10^{-3}	0.01230
C	8.729	5.162	2.921	8.083	0.66	1.53×10^{-3}	0.00882
D	8.729	5.162	3.281	8.443	0.68	1.51×10^{-3}	0.00977

Tabla 6.5.9 Asentamientos parciales bajo los puntos respectivos de la planta de cimentación (suelo de la prueba B).

Los asentamientos totales (δ) en cada punto se presentan en la tabla 6.5.10.

prof. (z) m	δ (m) Punto A	δ (m) Punto B	δ (m) Punto C	δ (m) Punto D
0.58	0.031999890	0.030100086	0.024479069	0.025882800
1.75	0.022983399	0.020646733	0.016037890	0.017067000
2.92	0.013809872	0.012305660	0.008825065	0.009775516
δ total m	0.068793161	0.063052479	0.049342024	0.052725501

Tabla 6.5.10. Asentamientos totales bajo cada punto (suelo de la prueba B).

Los asentamientos diferenciales en este caso son los siguientes:

$$\Delta \delta_{AB} = 0.000383$$

$$\Delta \delta_{AD} = 0.001004$$

$$\Delta \delta_{BC} = 0.0008569$$

$$\Delta \delta_{CD} = 0.00022556$$

Este suelo, como se puede observar, cumple con las limitaciones de asentamientos que el proyecto establece, por lo que el suelo de la prueba B, es el

adecuado para construir dicho proyecto.

Si ahora se revisa la capacidad de carga con los datos del material B se tiene lo siguiente:

Según Terzaghi:

Al emplear la ecuación (B) con los siguientes datos se tiene:

$$c = 9.55 \text{ Tf/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.975 \text{ Tf/m}^3$$

$$\text{F.S.} = ? ; D_f = 1.5 \text{ m}$$

$$\phi = 37.82^\circ$$

$$N_\gamma = 70$$

$$N_q = 60$$

$$N_c = 65$$

$$Q_{ult}/Q_{zapata} = \text{F.S.}$$

$$Q_{ult} = q_{ult} A = 10355.625 \text{ Tf}$$

$$\begin{aligned} Q_{zapata} &= \text{Peso zapata} + \text{Peso suelo sobre la zapata} + \text{Peso que descarga} \\ &= 805.111875 \text{ Tf} \end{aligned}$$

$$\text{F.S.} = 12.86$$

Según Meyerhof:

Al sustituir los siguientes valores correspondientes al suelo B en la ec. de Meyerhof se obtiene lo siguiente:

$$c = 9.55 \text{ Tf/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.975 \text{ Tf/m}^3$$

$$\text{F.S.} = ? ; D_f = 1.5 \text{ m}$$

$$\phi = 37.82^\circ$$

$$N_\gamma = 90$$

$$N_q = 60$$

$$N_c = 125$$

$$Q_{ult}/Q_{zapata} = \text{F.S.}$$

$$Q_{ult} = q_{ult} A = 13143.375 \text{ Tf}$$

$$\begin{aligned} Q_{zapata} &= \text{Peso zapata} + \text{Peso suelo sobre la zapata} + \text{Peso que descarga} \\ &= 805.111875 \text{ Tf} \end{aligned}$$

$$\text{F.S.} = 16.32$$

Puede observarse que sin llegar a compactar al suelo con la modalidad Proctor modificada, se pueden tener condiciones adecuadas para un proyecto determinado, atendiendo a la resistencia del suelo y a su deformabilidad. En este ejemplo se obtuvo una capacidad del suelo bastante holgada, por lo que el F.S. es mayor que 3.

El porcentaje de compactación (que tanto interesa a quienes se desempeñan en campo) puede ocasionar un gasto innecesario de recursos humanos, técnicos y económicos, si se le ve como un fin en sí mismo. Este porcentaje de compactación es un parámetro que está ligado a la energía de compactación que se aplique al suelo.

Por lo anterior deberá especificarse la energía de compactación o el tipo de prueba, cuando se reporte este dato.

Se puede afirmar que para diferentes energías de compactación, y para un suelo

dato, existen un número infinito de curvas de compactación Proctor, de modo que para cada una de ellas se puede definir el valor del porcentaje de compactación en función del peso específico seco (γ_d).

7. CONCLUSIONES:

Se puede concluir, que es importante tener presente el objetivo de aprovechar algún fenómeno físico cualquiera. Así, la compactación se debe ver como un medio para lograr un fin (lograr las propiedades mecánicas adecuadas) y no como una acción independiente de las características de la estructura por construir.

La compactación es un medio que sirve para reducir la deformabilidad, mejorar la resistencia al esfuerzo cortante y disminuir la permeabilidad de los suelos, por lo que si se realizan pruebas de resistencia, deformabilidad y de permeabilidad del suelo por compactar, se tendrán más datos que en determinado momento pudieran evitar hacer gastos de recursos innecesarios en algún proyecto determinado.

En este trabajo no se realizaron pruebas de permeabilidad, debido a que no se consideró como parte de esta tesis.

Cabe mencionar, que se recomienda utilizar membranas de hule látex comerciales, ya que estas tienen un diámetro estándar, facilitando los cálculos de volúmenes. En esta tesis las membranas fueron hechas en el laboratorio (por cuestión de economía) y no se pudo conseguir un espesor uniforme, por lo que resultó tedioso considerar este factor en los cálculos realizados.

En el campo, la energía específica de compactación es función del número de pasadas del equipo sobre el suelo (habiendo definido los espesores de las capas),

aumentando esta cuando se incrementa el número de pasadas y haciendo que el suelo compactado aumente cada vez más su resistencia y vaya disminuyendo su deformabilidad. El costo aumenta debido al uso extraordinario de la maquinaria.

Por lo tanto, poder definir una energía específica de compactación que cubra los requerimientos de proyecto permite economizar recursos, al no exceder las condiciones que se van a exigir al suelo.

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- ANDERSON L.R. FUNDAMENTALS OF GEOTECHNICAL ANALYSIS, 1980
- 2.- COSTET J. Y G. SANGLERAT. CURSO PRACTICO DE MECANICA DE SUELOS, EDITORIAL OMEGA. BARCELONA, 1975
- 3.- HEAD K. H. MANUAL OF SOIL LABORATORY TESTING. EDITORIAL PENTECH PRESS LTD.
- 4.- HOLTZ D. AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING, EDITORIAL PRENTICE HALL INTERNATIONAL, INC. E.U.A. 1981
- 5.- FARIAS, RAFAEL. MUROS DE CARGA. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, 1987.
- 6.- JUAREZ, EULALIO. MECANICA DE SUELOS, EDITORIAL LIMUSA. MEXICO 1990. VOL. I Y II
- 7.- SOWERS. INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, EDITORIAL LIMUSA, MEXICO 1983.
- 8.- ZEEVAERT L. FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, EDITORIAL VAN NOSTRAND REINHOLD. NEW YORK, 1973.