

Capítulo III ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

El estudio de mecánica de suelos, como ya se mencionó sirve para determinar el conjunto de características que nos permitirán obtener una concepción razonable del comportamiento mecánico del suelo en estudio.

Las pruebas realizadas en este estudio de mecánica de suelos, fueron determinadas por tres factores principalmente. Las facilidades con que cuenta el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad de Las Américas. En segundo lugar, por el uso que se le dará a los terrenos donde se llevó a cabo el estudio, que es la construcción de una segunda nave. Y por último, el análisis de los puntos de discrepancia entre los estudios previamente realizados, puntos descritos en el capítulo anterior.

El procedimiento de prueba utilizado en los diferentes ensayos de laboratorio fue indicado por el personal del laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad de las Américas, Puebla. Dicho procedimiento se apega a la normativa del Instituto Mexicano del Transporte, adecuándolo a las instalaciones propias del laboratorio.

3.1 Características Geológicas y Geográficas del Sitio.

El terreno donde se localiza la planta procesadora de nopal, “Los Remedios” ubicada en la comunidad de San Bernardino Tlaxcalancingo, municipio de San Andrés Cholula, está ubicado al poniente de la ciudad de Puebla, la localización exacta se muestra en la figura 3.2. Se localiza en las coordenadas $98^{\circ}17'$ de longitud Oeste y $19^{\circ}02'$ latitud Norte. Esta situada en la provincia del eje neo volcánico, región que se caracteriza por ser una franja de rocas volcánicas de diferentes tipos.

Según la carta geológica E14B43 de INEGI (fig 3.3), el principal afloramiento de la zona es una Toba andesítica (Ta), de 40cm de espesor aproximadamente, originada en el terciario

superior, de fracturamiento escaso y baja permeabilidad. Es descrita como de textura arenosa y frágil y de color pardo claro.

El terreno, está ubicado en la parte posterior de la planta, sobre un terreno sensiblemente plano, que era utilizado anteriormente como tierra de labor.



Figura 3.1. Sitio en estudio, terreno aledaño a la nave industrial.

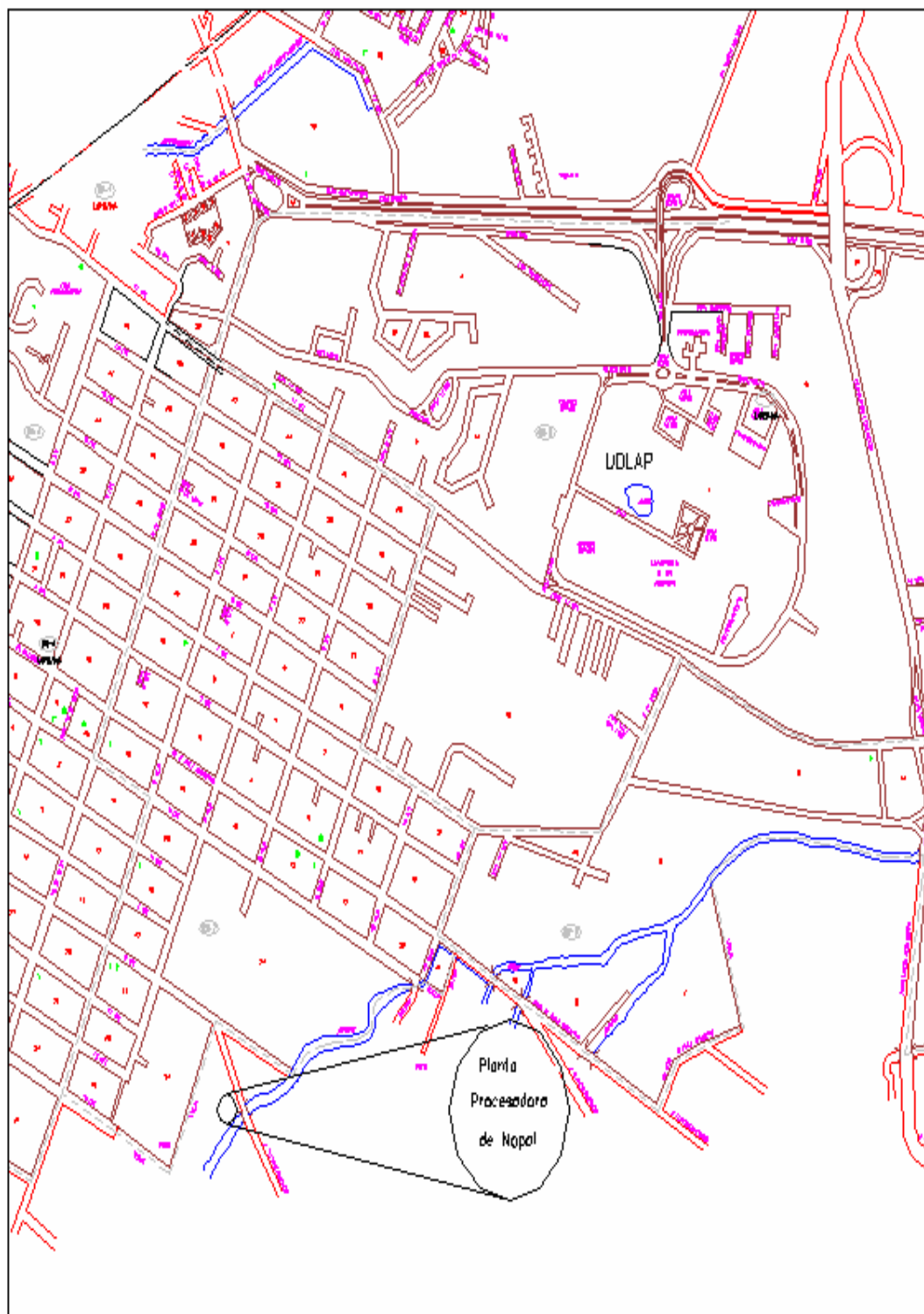


Figura 3.2. Localización de la planta procesadora de nopal Los Remedios.

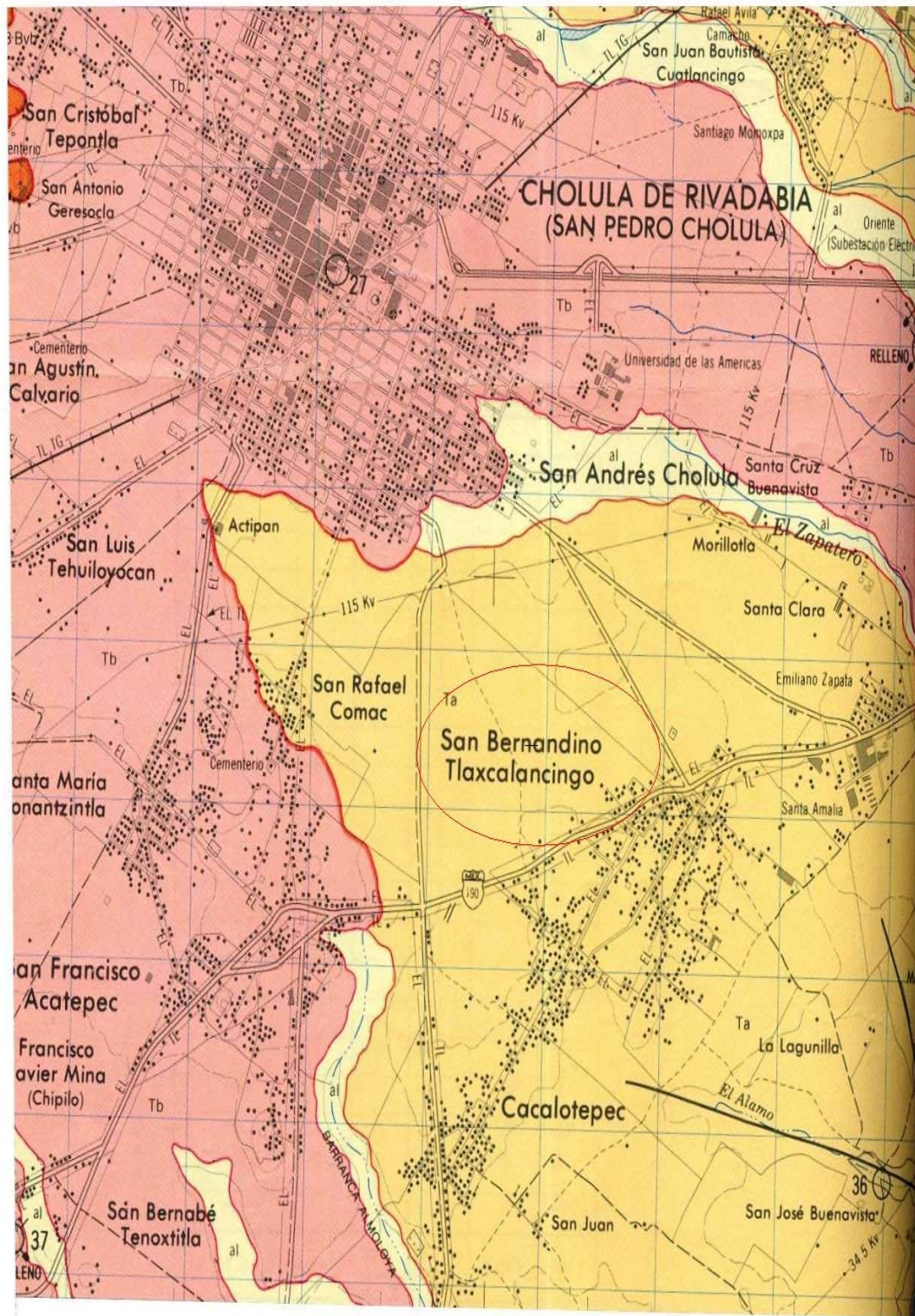


Figura 3.3. Principales afloramientos geológicos, carta E14B43, INEGI 1985.

3.2 Sondeo y Extracción de Muestras.

El objetivo de la investigaciones exploratorias es el de poder determinar información precisa de las características del suelo y de la roca en el lugar en que se investiga. Como pueden ser, la profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad de la roca; la profundidad del agua subterránea.

Como ya mencionamos los sondeos para la extracción de muestras se hicieron mediante pozos a cielo abierto. Se abrieron dos pozos de aproximadamente tres metros de profundidad en el terreno aledaño al la nave. En ambos pozos encontramos el perfil que se muestra en la figura 3.5, dichos espesores se describen a continuación:

- El terreno superficial se conformaba de una capa 12cm de espesor, constituida de balasto, seguido de una capa de entre diez y doce centímetros de material de mejora. Consideramos que ambas capas no pertenecen al terreno natural y que fueron colocadas posteriormente a la construcción, con la intención de mejorar la superficie natural del terreno, y evitar la formación de lodos en la superficie.
- El primer estrato que consideramos se encuentra aproximadamente a 30cm de la superficie del terreno, este corresponde al terreno de labor, presenta un color gris muy oscuro y un olor representativo de la inclusión de materia coloidal. Este estrato tiene un espesor aparentemente constante a lo largo del terreno de 40cm.
- El segundo estrato, se encuentra a 70cm de la superficie del terreno, es igualmente de color gris oscuro, pero de textura arenosa. No presenta olor característico como el primer estrato y tiene un espesor entre 35 y 40cm.
- El tercer estrato, se localiza a 1.1m de la superficie del terreno, es de color gris oscuro y de material más fino que el de los estratos superiores, presenta una alta

plasticidad y tenacidad, no presenta olor que indique la presencia de materia orgánica, su espesor es de 1.40 metros.

- El cuarto estrato, se localiza a 2.5m de la superficie del terreno, a simple vista se observa que tiene partículas mas grandes que el estrato tres, es de color café claro, no presenta gran plasticidad y se desmorona al ser manipulado y secarse. El espesor no esta definido puesto que la excavación alcanzo solamente 3.3m, presentándose el mismo suelo desde los 2.5m



Figura 3.4. Excavación de pozos a cielo abierto.

Se obtuvieron muestras inalteradas mediante tubo Shelby, estas muestras fueron llevadas al laboratorio en bolsas de plástico, etiquetadas y depositadas en baño María a temperatura ambiente hasta el momento en que fueron analizadas.

También se extrajeron muestras alteradas de los distintos estratos mediante herramientas manuales, las muestras fueron secadas al horno, disgregadas y almacenadas en un lugar seco, para posteriormente llevar acabo las distintas pruebas que se requirieron.

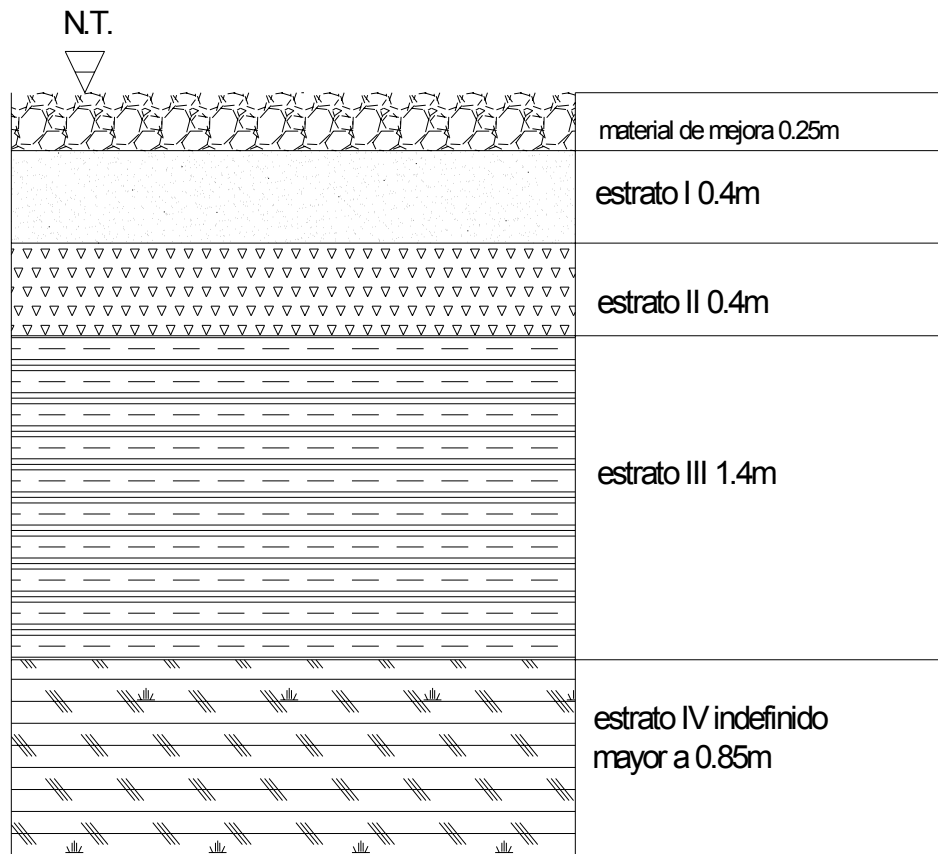


Figura 3.5. Estructura de los estratos en el sondeo.



a)



b)



c)

Figura 3.6. a) Obtención de muestras inalteradas. b) obtención de muestras alteradas. c) almacenamiento e identificación de muestras inalteradas.

3.3 Trabajos de Laboratorio.

3.3.1 Relaciones Gravimétricas y Volumétricas.

Todos los suelos se componen de tres fases, sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está constituida por las partículas minerales, la parte líquida está representada principalmente por agua, y la gaseosa por aire (Juárez y Rico, 2004). Todas las fases ocupan un determinado volumen, y representan un determinado peso, con respecto al total de una muestra. Las relaciones entre el peso de las distintas fases constituyentes del suelo y el volumen que estas ocupan, dan lugar a las relaciones gravimétricas y volumétricas.

Es posible determinar estas relaciones en el laboratorio mediante métodos relativamente sencillos y son de gran importancia dentro de la mecánica de suelos, ya que son necesarias para la correcta aplicación de las distintas teorías y brindan significado y sentido físico a las distintas propiedades mecánicas del suelo.

3.3.1.1 Peso Volumétrico

El peso volumétrico en estado natural del suelo o peso específico de la masa de suelo, es la relación entre el peso del mismo y el volumen que ocupa.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Donde : W_m : es la masa del suelo.

V_m : es el volumen total de la muestra de suelos.

El procedimiento de laboratorio que utilizamos para la determinación del peso específico, fue mediante el labrado de muestras de suelo, en forma de cuerpos bien

definidos, en este caso cilindros como los tubos muestreadores, para la determinación del volumen, midiendo físicamente todas sus dimensiones. Y pesándolas posteriormente.



Figura 3.7. a) labrado de muestras; b) medición de muestras labradas.

Los pesos volumétricos obtenidos para cada estrato se muestran en la tabla 3.1.

3.3.1.2 Determinación de la Humedad Natural

El contenido de agua de un suelo o contenido de humedad es la relación entre el agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida, y se expresa en forma de porcentaje. Este puede variar entre 0 e ∞ dependiendo de las condiciones de humedad del sitio donde se localice el suelo. (Juárez, Rico, 2004 p.54) La cantidad de agua se obtiene mediante la diferencia de peso entre el suelo en estado natural y el suelo secado en horno. La relación que expresa la humedad de un suelo es la siguiente.

$$w\% = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Donde: W_w : es el peso del agua.

W_s : es peso del suelo seco.

Los resultados que obtuvimos de esta prueba para los diferentes estratos se presentan en la siguiente tabla 3.1.

3.3.1.3 Peso específico relativo de sólidos S_s .

El peso específico relativo, se define como el peso específico del suelo con respecto al peso específico del agua a 4°C, destilada y sujeta a presión atmosférica (Juárez, Rico, 2004 p.53).

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\frac{W_o}{V_o}}$$

Donde: W_s : peso de los sólidos.
 V_s : volumen de los sólidos.
 W_o : peso del agua.
 V_o : volumen del agua.

Para determinar este parámetro se utilizó un procedimiento donde prácticamente se igualen los volúmenes de agua y de suelo, mediante un matrás de volumen definido, quedando la ecuación expresada en función de los pesos, de la siguiente forma.

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fsw}}$$

Donde : W_{fw} = peso del matrás + agua.

W_{fsw} = peso del matrás con agua y suelo.

El Procedimiento de prueba consiste en llenar un matrás cuyo volumen está bien definido mediante una marca de enrase, con agua destilada (W_{fw}), posteriormente llenar el mismo matrás con agua y 50gr. de suelo y agua destilada (W_{fsw}). A este matrás se le debe absorber el aire atrapado entre las partículas de suelo mediante una bomba de vacío.

La diferencia de peso entre los dos matraces es el peso del agua desplazada por el suelo, siempre y cuando no haya variación en la temperatura del agua, lo que afectaría su densidad.

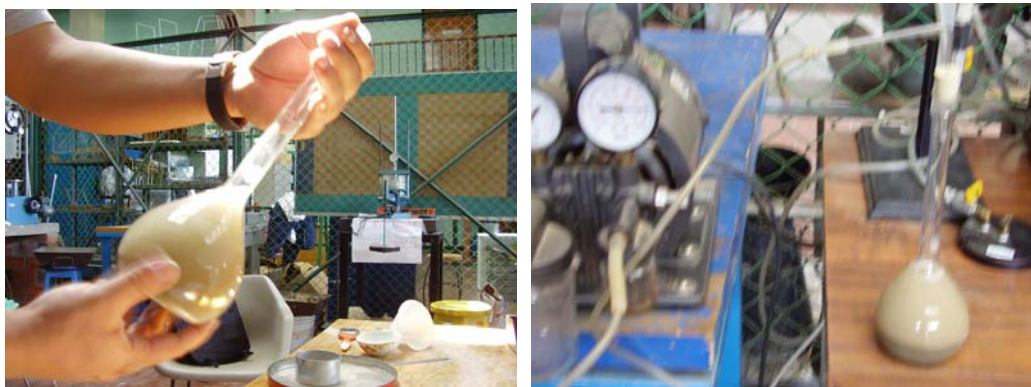


Figura 3.8. Determinación del peso específico relativo de sólidos S_s .

Este procedimiento lo aplicamos a los estratos 3 y 4, debido a que son los de mayor importancia para este proyecto, obteniendo los siguientes resultados, los resultados se reportan en la tabla 3.1.

3.3.1.4 Relación de Vacíos.

Otra de las relaciones que calculamos fue la relación de vacíos, oquedad o índice de poros, esta se define como la relación que existe entre el volumen de vacíos y el de sólidos del suelo (Juárez, Rico, 2004 p.54).

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

donde : e: es la relación de vacíos
 V_v : es el volumen de vacíos
 V_s : es el volumen de sólidos

Ya que
$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma}$$

y
$$V_v = V_m - V_s$$

Entonces pudimos determinar la relación de vacíos, de los estratos 3 y 4, los resultados se encuentran reportados en la tabla 3.1

Tabla 3.1. Relaciones volumétricas y gravimétricas para cada estrato.

Estrato	Peso volumétrico (ton/m ³)	Contenido natural de Agua (%)	Peso específico relativo de Sólidos S_s	Relación de vacíos e
1	1.412	10.11	--	--
2	1.399	27.13	--	--
3	1.716	50.25	2.4	1.102
4	1.495	36.73	2.7	1.468

Nota: Los cálculos realizados para la obtención de los parámetros anteriores se encuentran reportadas en el anexo 2-A.

3.3.2 Clasificación

La clasificación de los suelos fue uno de los primeros objetivos de la mecánica de suelos. Antiguamente dicha clasificación se hacía en base a criterios puramente descriptivos. Actualmente la clasificación de suelos esta basada en las propiedades mecánicas de los suelos.

El sistema que utilizamos para la clasificación de los distintos estratos, fue el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)*, el cual deriva directamente del Sistema de Clasificación de Aeropuertos, propuesto en 1942 por el Dr. Arturo Casagrande, en la universidad de Harvard, y orientado hacia obras aeroportuarias, (Juárez y Rico, 2004).

El SUCS, es actualmente el sistema más empleado en el mundo, y funciona dividiendo el suelo en dos grandes grupos. El primer grupo es la fracción “gruesa”, que esta conformada por las partículas mayores a la malla #200 (0.074mm). Y el segundo es la parte “fina”, la cual esta conformada por todas aquellas partículas menores a la malla 200.

Se considera un suelo grueso, cuando el 50% del peso de una muestra queda retenido en la malla 200. Los suelos gruesos se subdividen en:

- a) gravas de símbolo genérico *G*.
- b) arenas, de símbolo genérico *S*.

Las gravas y las arenas se separan con la malla #4 (4.76mm). Se considera como grava a todo el material retenido en dicha malla, El material que pasa la malla #4 y es retenido en la malla # 200, es una arena.

Estos grupos *G* y *S*, se subdividen en cuatro grupos más, en función de su gama de tamaños, de la presencia de finos y la plasticidad de los mismos. De esta forma a cada grupo formado se le asigna un símbolo conformado por dos letras mayúsculas.

Cuando el 50% del peso total de la muestra traspasa la malla # 200, se dice que el suelo es fino. De la misma forma que los suelos gruesos, los finos se subdividen en tres grupos, en función de su índice plástico (IP). Estos tres grupos son:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico *M*.
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo *C*.
- c) Arcillas y limos orgánicos de símbolo genérico *O*.

Al igual que los suelos gruesos, el símbolo consta de dos letras, esta segunda letra es asignada en función de su grado de compresibilidad, definida por el límite líquido (LL), esta segunda letra puede ser *H*, para una alta compresibilidad o *L*, para baja compresibilidad.

Las divisiones entre los grupos de suelos finos son claramente definidos en la carta de plasticidad.

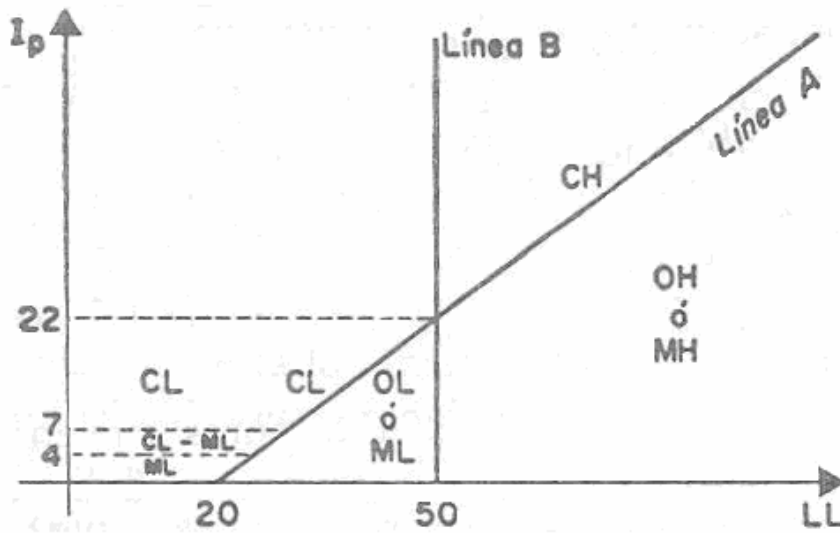


Figura 3.9. Carta de plasticidad, Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Tomo 1, capítulo VII Pp.155

3.3.2.1 Granulometría

Como ya hemos visto, la granulometría es muy importante en el proceso de clasificación de suelos, ya que permite en primera instancia separar la fracción gruesa de la fina. Además las características del tamaño de las partículas de un suelo, tienen gran importancia en su comportamiento mecánico, e influyen considerablemente en la compactación adecuada de los suelos. La estabilidad de un suelo depende de su cantidad de vacíos, mientras esta sea menor mejor será el comportamiento del mismo. Para lograr que los vacíos de un suelo sean reducidos al mínimo es necesario que el material tenga una gama de tamaños que permita que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores, sean ocupados por partículas mas pequeñas.

La forma de medir el tamaño de las partículas del suelo grueso es mediante el cribado, consiste en pasar el material a través de una sucesión de mallas de aberturas distintas, y pesar el material retenido en cada malla, expresándolo en forma de porcentaje respecto al peso total de la muestra.

Nosotros realizamos el análisis granulométrico simplificado, al cual nos permite eliminar una serie de mallas, cuyo tamaño es apreciablemente mayor al tamaño máximo del suelo. De esta forma utilizamos las mallas num.4, 8, 16, 30, 50, 100, y 200.

El procedimiento de cribado es aplicable solamente a las partículas gruesas del suelo, es decir a las mayores a 0.075mm, representada por la malla número 200. Debido a esta condición, primeramente separamos las partículas gruesas de las finas a través de un lavado, el cual consiste en mezclar el suelo con agua, permitiendo que las partículas finas queden suspendidas en el liquido y se filtren a través de la malla N° 200, el análisis granulométrico para las partículas finas se determinó por medio de la prueba del hidrómetro, el cual describiéremos mas adelante.



Figura 3.10. Lavado de muestras, a través de la malla #200.

Posteriormente, se sometió a un proceso de secado, el material retenido en la malla, para después pasar al proceso de cribado y pesado.

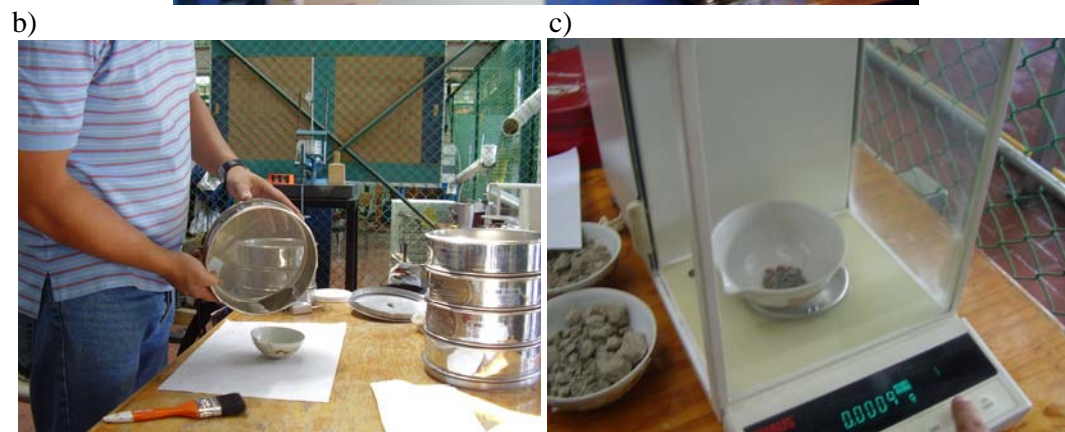
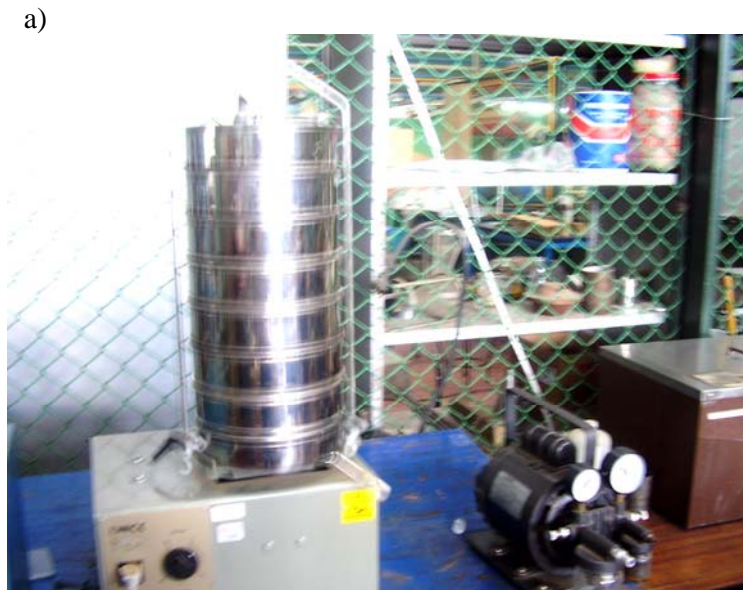


Figura 3.11. a–c proceso de cribado y pesado del material, en la prueba de granulometría.

Después del cribado obtuvimos las siguientes curvas granulométricas de los distintos estratos.

Tabla 3.2. Granulometria estrato 1.

Estrato 1					
Peso total (gr.)	# Malla	Peso retenido (gr.)	% Peso retenido	% Peso retenido acumulado	% Que pasa la malla
	4	4.87	1.218718719	1.219	98.78
399.6	8	2.23	0.558058058	1.777	98.22
	16	15.36	3.843843844	5.621	94.38
	30	87.49	21.89439439	27.515	72.48
	50	39.43	9.867367367	37.382	62.62
	100	29.57	7.3998999	44.782	55.22
	200	36.59	9.156656657	53.939	46.06
	<200	183.47	45.91341341	99.852	
	Σ	399.01	99.85		

Grava	1.2%
Arena	52.7%
Finos	46.1%

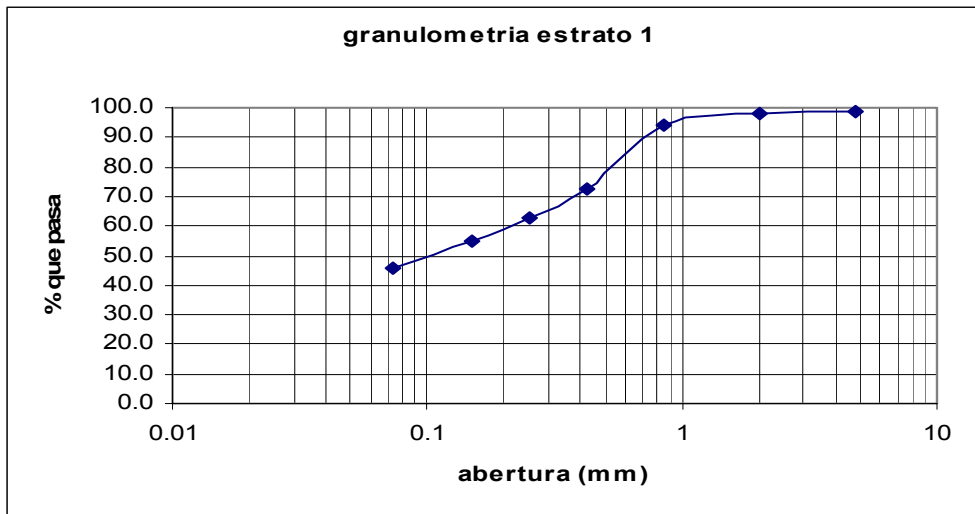


Tabla 3.3. Granulometría estrato 2

Estrato 2					
peso total (gr.)	# malla	peso retenido (gr.)	% peso retenido	% peso retenido acumulado	% que pasa la malla
	4	0.505	0.18	0.18	99.82
285.6	8	3.495	1.22	1.40	98.60
	16	24.398	8.54	9.94	90.06
	30	72.147	25.26	35.20	64.80
	50	65.881	23.07	58.27	41.73
	100	22.87	8.01	66.28	33.72
	200	16.201	5.67	71.95	28.05
	<200	80.02	28.02		
	Σ	285.517	99.97		

Grava	0.2%
Arena	71.8%
Finos	28.0%

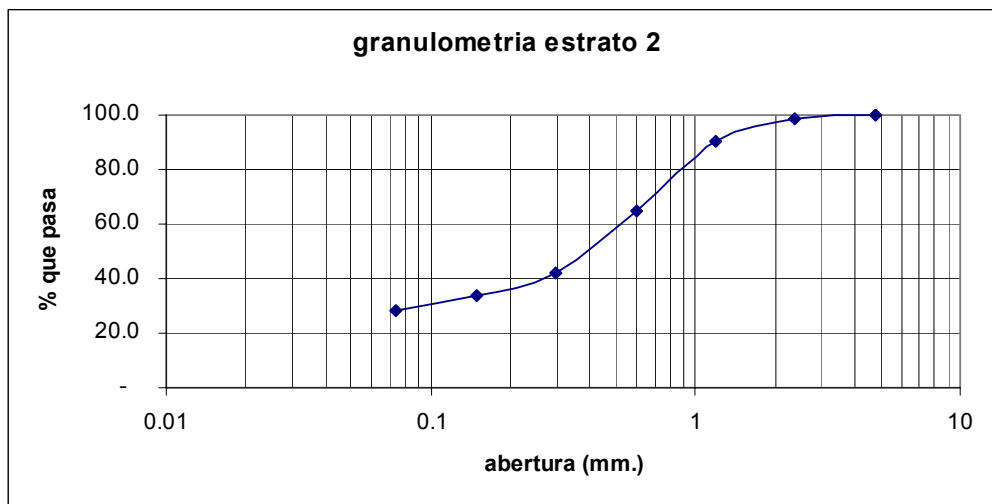


Tabla 3.4. Granulometría Estrato 3

Estrato 3					
peso total (grs)	# malla	peso retenido (grs)	% peso retenido	% peso retenido acumulado	% que pasa la malla
	4	0	0.00	0.00	100.00
428.4	8	0	0.00	0.00	100.00
	16	0.13	0.03	0.03	99.97
	30	1.267	0.30	0.33	99.67
	50	6.816	1.59	1.92	98.08
	100	20.84	4.86	6.78	93.22
	200	25.5	5.95	12.73	87.27
	<200	372.18	86.88		
	Σ	426.733	99.61		

Grava	0%
Arena	12.7%
Finos	87.3%

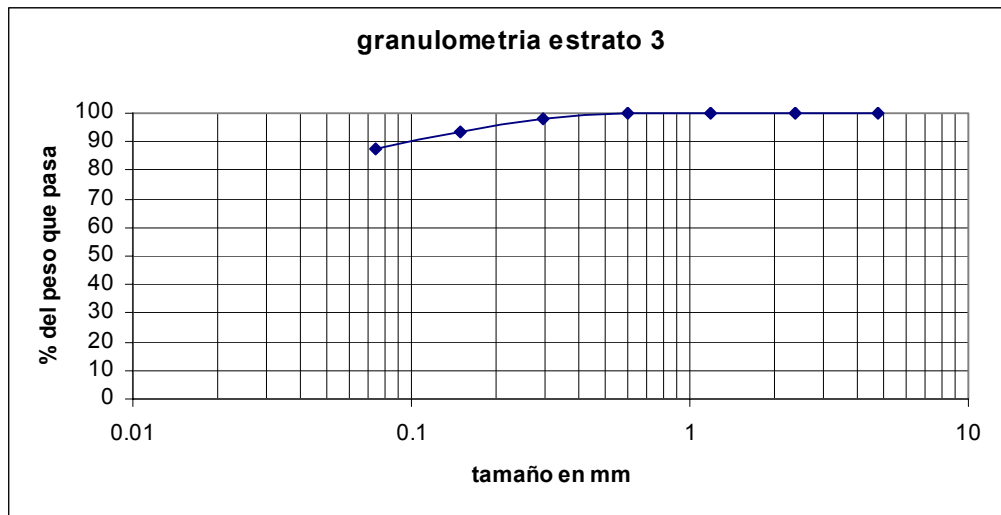
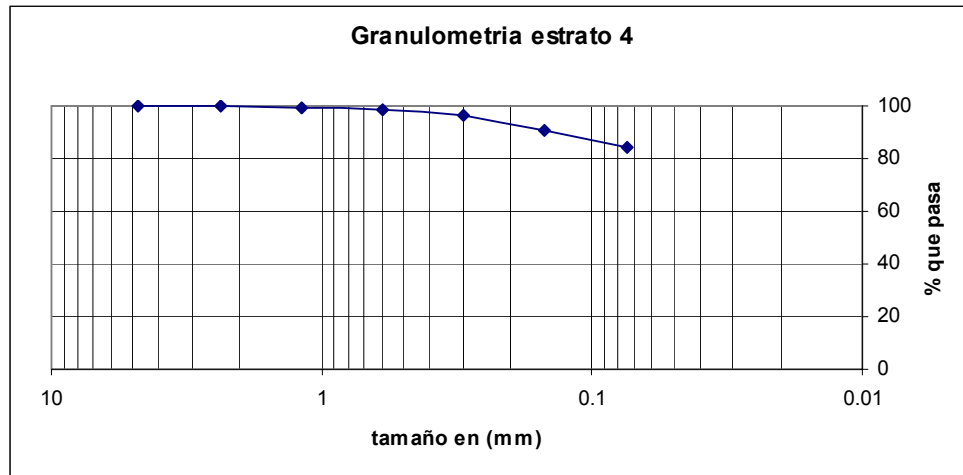


Tabla 3.5. Granulometría estrato 4

Estrato 4					
peso total (grs)	# malla	peso retenido (grs)	% peso retenido	% peso retenido acumulado	% que pasa la malla
	4	0	0.00	0.000	100.00
293.6	8	0.388	0.13	0.132	99.87
	16	0.934	0.32	0.450	99.55
	30	2.024	0.69	1.140	98.86
	50	6.121	2.08	3.224	96.78
	100	17.69	6.03	9.250	90.75
	200	19.77	6.73	15.983	84.02
	<200	246.65	84.01		
	Σ	293.577	99.99		

Grava	0%
Arena	16%
Finos	84%



3.3.2.2 Prueba del Hidrómetro.

La prueba del hidrómetro tiene como propósito determinar el tamaño de las partículas menores a 0.075mm (malla 200), esta prueba está basada en la ley de Stokes, que dice que la velocidad de sedimentación de las partículas disueltas en un fluido es función de su tamaño. Aplicando esta ley a la mecánica de suelos, podemos determinar el diámetro equivalente de una partícula de suelo, en función de la velocidad con la que esta se sedimenta en una suspensión. Dichas velocidades pueden obtenerse midiendo el peso específico relativo de una suspensión de suelo, a una misma profundidad y en distintos tiempos. (Juárez, Rico, 2004)

Se debe considerar que la teoría supone las partículas de suelo como equidimensionales, (esféricas), y por eso obtenemos el diámetro equivalente de la partícula, sin embargo en la mayoría de los suelos finos, la forma de las partículas es laminar, y el tamaño de la partícula puede variar considerablemente respecto al diámetro obtenido. No es raro obtener curvas granulométricas iguales para materiales completamente distintos. (Juárez y Rico, 2004). Por lo tanto la plasticidad del material es la que realmente identifica a los suelos finos tal como lo indica la clasificación SUCS en la tabla de plasticidad (fig.3.9).

De acuerdo con la clasificación internacional, el tamaño de grano de los limos, esta entre 0.02 y 0.002mm. y las arcillas se encuentran en el rango de .002 y .0002 mm.

Para la prueba se utiliza una suspensión de agua destilada y glicerina como defloculante, y una concentración de material de 50g/Lt. de solución, con esta concentración se evita que las partículas choquen entre si mientras se precipitan.

La prueba del hidrómetro se realizo a los estratos 3 y 4, en los cuales el contenido de partículas finas es mucho mayor que el de partículas gruesas.

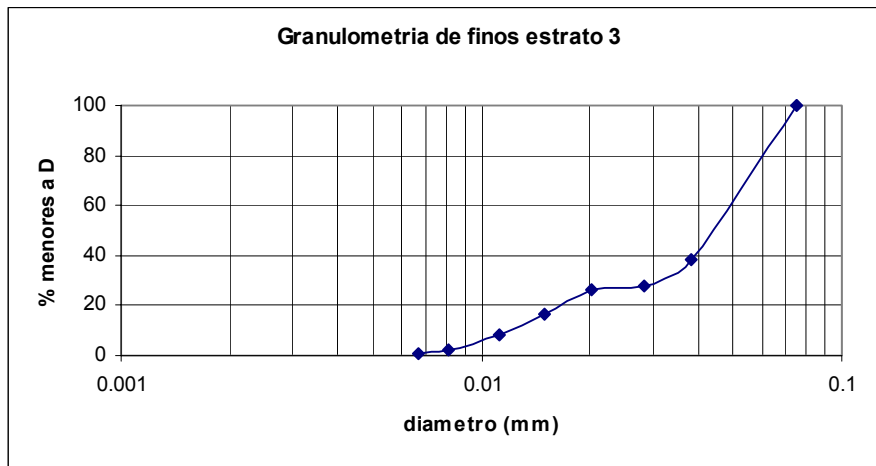


Figura 3.12. Prueba del hidrómetro.

Tabla 3.6. resultados de la prueba del hidrómetro estrato 3

Granulometría de Finos Estrato 3

t(min.)	V (m/min.)	% finos	D (mm.)
0		100	0.0750
1	8.600	17.028	0.0384
2	4.700	9.306	0.0284
4	2.400	4.752	0.0203
8	1.300	2.574	0.0149
15	0.740	1.4652	0.0113
30	0.383	0.759	0.0081
45	0.260	0.5148	0.00667972

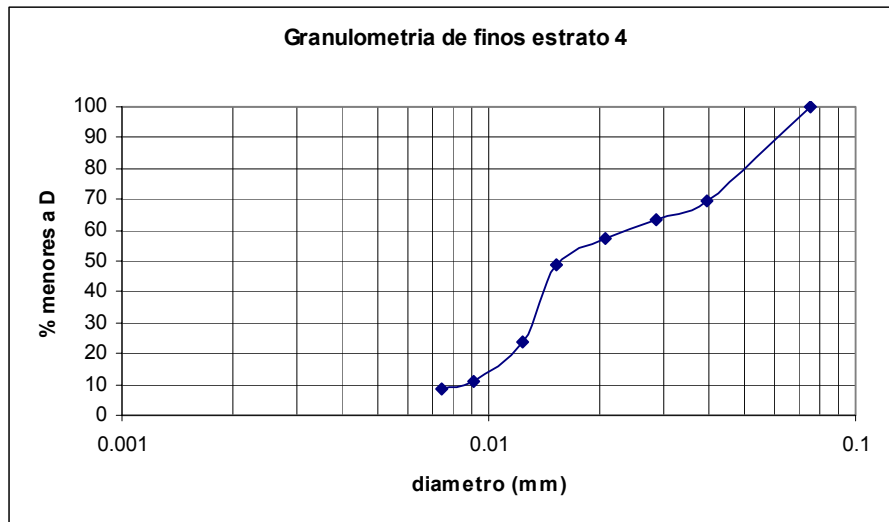


Para el estrato 3 podemos ver que prácticamente el 100% de sus partículas son mayores de .002mm por lo cual es posible que se trate de un limo, lo que debe ser comprobado mediante las pruebas índice.

Tabla 3.7. resultados de la prueba del hidrómetro estrato 4.

Granulometria de Finos Estrato 4

t(min)	% finos	V	D
0	100		0.075
1	2.1	7.3000	0.03917684
2	4.2	3.9000	0.02863521
4	8.4	2.0750	0.02088705
8	16.8	1.1125	0.01529389
15	31.5	0.7267	0.01236049
30	63	0.3967	0.00913231
45	94.5	0.2667	0.00748777



Al igual que el estrato 3, el 100% de las partículas del estrato 4 son mayores de .002mm, por lo que también entraría en la clasificación de limo, siempre y cuando las pruebas índice lo confirmen.

3.3.2.3 Plasticidad

En la mecánica de suelos la *plasticidad se puede definir como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse* (Juárez y Rico, 2004 p.127).

Atterberg determinó que la plasticidad de las arcillas es una propiedad circunstancial, que depende directamente de la cantidad de agua presente en el suelo. Es decir un mismo suelo puede pasar de un estado sólido con plasticidad nula, hasta un estado líquido donde el suelo se encuentre en forma de suspensión. El comportamiento plástico del suelo se da entre estos dos extremos. Atterberg determinó los siguientes estados de consistencia de un suelo acuerdo al contenido decreciente de agua. (Juárez y Rico, 2004).

- 1.- Estado Líquido. Tiene las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido. Tiene las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico . el suelo se comporta plásticamente.
- 4.- Estado semisólido. Tiene apariencia sólida pero presenta disminuciones de temperatura durante el secado.
- 5.- Estado sólido. El volumen del suelo ya no varía durante el secado.

La determinación de las fronteras entre estos estados se hace de forma convencional mediante lo que Atterberg llamo límites de consistencia.

Para nuestro estudio solo nos interesan el límite líquido, que es el límite entre los estados semilíquido, y plástico, y el límite plástico que es la frontera entre los estados

plástico y semisólido. A estos dos límites se le conoce como los límites de plasticidad, y existe la siguiente relación entre ellos.

$$I_p = LL - LP$$

Donde: I_p : es el Índice plástico.
LL: es el límite líquido.
LP: el límite plástico.

Determinación del Límite Líquido.

La determinación del límite líquido se hace mediante la copa de Casagrande, para la cual necesitaremos material cribado en la malla N° 40. Esta prueba consiste básicamente en depositar el material y ranurarlo, una vez ranurado se golpea la cápsula, dejándola caer desde una altura de 1cm, hasta que la ranura en el suelo se cierre en una longitud de 1.27cm. una vez que el material se haya cerrado se determinara el contenido de humedad de la muestra.

Esta prueba se realiza tres veces, con diferentes humedades, de tal forma que obtengamos valores entre los 6 y los 35 golpes. El objeto de estas pruebas es el de determinar mediante una gráfica el número de golpes, contra contenido de agua (W%), en la gráfica se ajustan los puntos obtenidos a una recta. A partir de esta recta, se busca la ordenada correspondiente a 25 golpes.



Figura 3.13. Determinación del límite líquido, mediante la copa de Casagrande.

Determinación del Límite Plástico e Índice Plástico

Para la determinación del límite plástico se hace formando rollitos de 3mm de espesor hechos de una pasta de suelo, estos se hacen una y otra vez hasta que este al alcanzar los 3mm se desmorone. En ese momento se dice que llegó a su límite plástico. De igual forma este proceso se realiza tres veces, de tal forma que el valor del límite plástico sea el promedio de estas tres pruebas.



Figura 3.14. Determinación del límite plástico.

El índice plástico es la diferencia entre el Limite líquido y el Limite plástico. Por lo que finalmente obtuvimos los siguientes valores, los cuales utilizaremos en la clasificación.

Además de los límites de plasticidad, determinamos el límite de contracción que es la frontera entre los estados semisólidos y sólidos.

Determinación del Limite de Contracción

Además de los límites de plasticidad, determinamos el límite de contracción que es la frontera entre los estados semisólidos y sólidos

El limite de contracción, el límite entre los estados semisólido y sólido, y es definido como el contenido de agua con que el suelo deja de disminuir su volumen al seguirse secando (Juárez y Rico, 2004, p. 129).

La determinación del límite de contracción se obtiene midiendo el peso y el volumen de una muestra de suelo, contenida en un recipiente de volumen definido. El límite de contracción está dado por la expresión

$$LC\% = \frac{W_1 - W_s - (V_1 - V_2)\gamma_w}{W_s} \times 100$$

Donde: W_1 : peso húmedo de la muestra
 W_s : peso seco de la muestra
 V_1 : volumen inicial de la muestra
 V_2 : volumen final de la muestra

Las tablas 3.8 a 3.11, muestran la determinación del límite plástico, límite líquido e índice plástico para cada estrato.

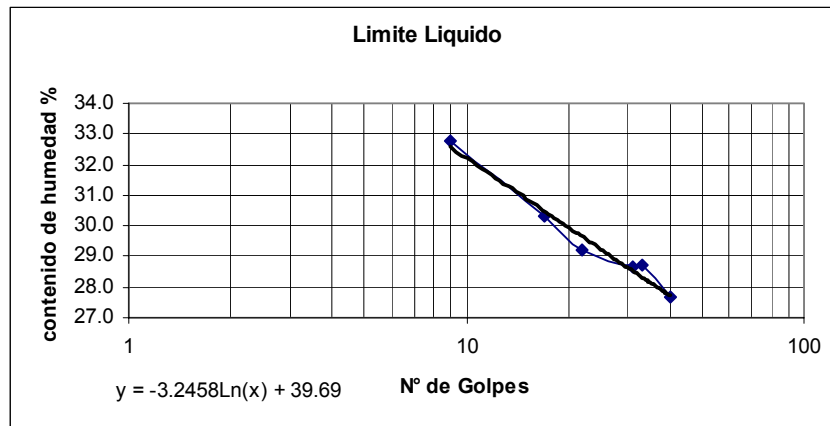
Tabla 3.8. Limites de consistencia, estrato 1.

Limite Liquido Estrato 1.

Prueba	Nº golpes	contenido de humedad %W
1	9	32.784
2	17	30.302
3	22	29.214
4	31	28.632
5	33	28.700

Limite Liquido Estrato 1

Prueba	Contenido de agua %W
1	17.329
2	18.609
3	16.589



L.L	17.51%
L.P	29.26%
I.P	11.75%

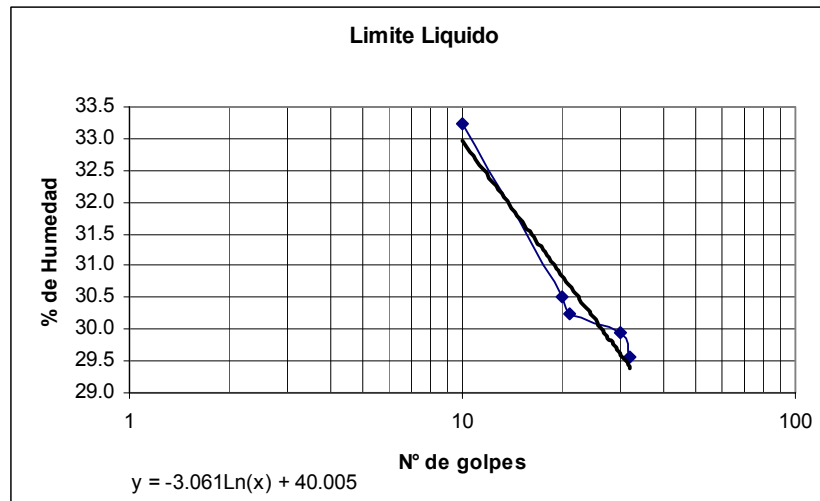
Tabla 3.9.Límites de consistencia Estrato 2

Limite Líquido Estrato 2

Prueba	Nº Golpes	Contenido de humedad %W
1	10	10.0000
2	20	10.0000
3	21	14.2857
4	30	13.3333
5	32	15.6250

Limite Plástico Estrato 2

Prueba	Contenido de humedad %W
1	19.46308725
2	20.2618359
3	18.76075731



L.L	30.15%
L.P	19.50%
I.P	10.66%

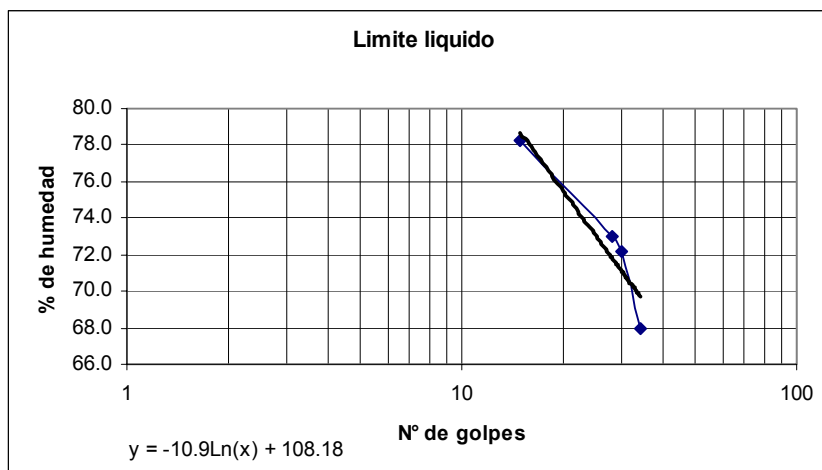
Tabla 3.10. Límites de consistencia, estrato 3.

Límite Líquido Estrato 3

Prueba	Nº golpes	Contenido de Humedad %W
1	15	78.2198
2	28	73.0379
3	30	72.1952
4	34	67.9291

Límite Plástico Estrato 3

Prueba	Contenido de Humedad %W
1	30.697
2	37.379
3	34.495



L.L	73.09%
L.P	34.19%
I.P	38.90%

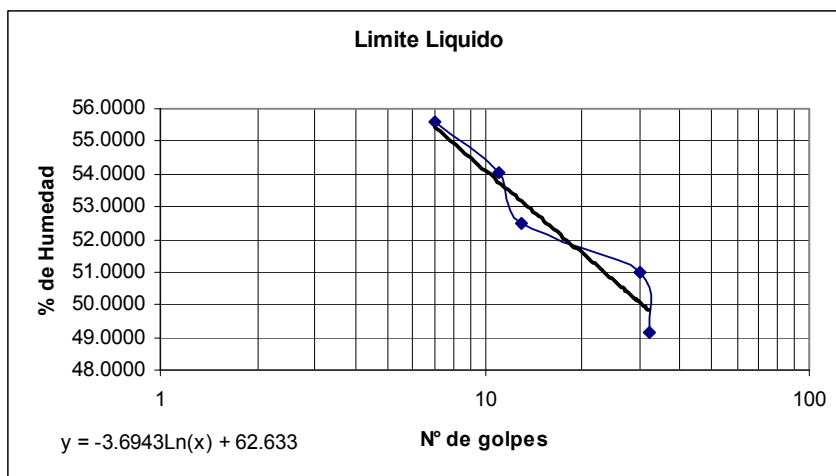
Tabla. 3.11.Límites de consistencia, estrato 4.

Limite Líquido Estrato 4

Prueba	Nº Golpes	Contenido de humedad %W
1	7	55.60
2	11	54.05
3	13	52.50
4	30	50.98
5	32	49.15

Limite Plástico Estrato 4

Prueba	Contenido de humedad W%
1	29.223
2	30.172
3	31.923



L.L	50.74%
L.P	30.44%
I.P	20.30%

Los resultados obtenidos de las pruebas índice se resumen en la tabla 3.12

Tabla 3.12. Resultados de pruebas índice de los distintos estratos.

Estrato	Limite Líquido	Limite Plástico	Índice Plástico	LC%
1	29.26	17.51	11.75	--
2	30.15	19.5	10.65	--
3	73.09	34.19	38.9	11.01
4	50.74	30.44	20.3	25.6

3.3.2.4 Clasificación de Estratos.

Con los datos que hemos obtenido hasta ahora, respecto a la granulometría y a la plasticidad de los diferentes estratos, es posible clasificar los diferentes materiales, en base a los parámetros establecidos en el SUCS.

Tabla 3.13. Datos para la clasificación SUCS, granulometría y límites de plasticidad

Estrato	% grava	% arena	% finos	L.L	I.P
1	1.21	52.72	46.06	29.26	11.75
2	0.18	71.78	28.05	30.15	10.65
3	0	12.73	87.265	73.09	38.9
4	0	15.98	84.0166	50.74	20.3

Clasificación del Estrato 1

El primer estrato se clasifico como una arena arcillosa **SC**, conteniendo 1.2% de grava, 52.7% de arena y 46.06% de finos. Su comportamiento mecánico-hidráulico esta definido por la parte fina del suelo debido a que representa mas del 12% del total de la muestra. Esta parte fina se ha clasificado como una arcilla de baja compresibilidad y mediana plasticidad **CL**, con L.L, de 29.26% e I.P de 11.75%, $IP_A = 6.75$. Su contenido de humedad natural **W%** fue de 10.12%.

Clasificación del Estrato 2

El segundo estrato fue clasificado de la misma manera **SC**, al tener un contenido de grava prácticamente nulo 0.1%, de arena 71.78% y una parte fina de 28.05%, La fracción fina determina el comportamiento mecánico-hidráulico al representar mas del 12% Igualmente la parte fina se clasifico como una arcilla de baja compresibilidad y plasticidad **CL**, al presentar in L.L de 30.15 y un I.P de 10.65% , $IP_A = 7.4$ la humedad natural que se determinó fue de 27.13%.

Puede ser que el estrato 1 y 2 sean el mismo suelo, sin embargo, al estar el estrato 2 a una mayor profundidad, se encuentra mas protegido de los efectos de la erosión, por lo que su contenido de arena es ligeramente mayor, sin embargo la fracción fina presenta características plásticas casi idénticas.

Clasificación del Estrato 3

En cuanto al tercer estrato, se determino que este era un suelo claramente fino al contener 87.26% de este material, y solamente 12.63% de arena. Se clasifico como una arcilla de alta compresibilidad y plasticidad media a alta **CH**, L.L de 73.09 e I.P de 38.90, $IP_A = 38.75$ el índice plástico de este material se encontraba prácticamente sobre la línea A , lo que implicaba que era un caso de frontera entre un CH y un MH, finalmente de clasifico como **CH** debido a sus características resistencia en estado seco, dilatancia y tenacidad, las cuales fueron muy alta, nula y alta respectivamente. Su contenido de humedad natural fue de 37.9 %.

Clasificación del Estrato 4

El cuarto estrato se clasificó como un limo de alta compresibilidad **MH**, el cual contenía 84.01% de finos, y 15.98% de arena, su L.L fue de 50.74% y su I.P de 20.30%, $IP_A = 22.44\%$ Su contenido de humedad natural fue de 25.82%.

3.3.3 Expansión Volumétrica

La expansión, volumétrica en los suelos, principalmente las arcillas, tiene lugar cuando la masa de suelo es aliviada de masas preactuantes en ella, cuando exista posibilidad de que adquiera agua y transcurra el tiempo necesario para que este fenómeno se lleve a cabo. (Juárez y Rico, Tomo 3, 1972).

Tradicionalmente la expansibilidad volumétrica de los suelos se ha estimado en base a la deformación unidimensional, mediante la prueba de consolidación estándar, es decir, ante esfuerzos normales, es importante mencionar también que los esfuerzos cortantes actuantes sobre la masa de suelo tienen influencia sobre la expansibilidad de un suelo. (Juárez , Rico, Tomo 3, 1972).

En nuestro caso particular, no fue posible, llevar a cabo la prueba de consolidación estándar, debido a diversos factores relacionados con la funcionalidad del consolidómetro, en pruebas donde se requiera un grado alto de precisión, específicamente, se detectó ficción en el mecanismo de transmisión de carga, impidiendo el correcto balanceo de la viga de carga.

Debido a esta situación, el método utilizado para medir la expansión volumétrica fue a partir del incremento de volumen, de un espécimen de volumen definido, compactado al 100% de su peso volumétrico seco máximo, sometido a un proceso de saturación.

Primeramente se determino la humedad óptima de compactación del material mediante la prueba Próctor estándar, las cuales fueron de 10 y 20% para los estratos 3 y 4 respectivamente.

Una vez que se determinó la humedad óptima de compactación, se colocó el material en un molde de acero de 3211.8cm³ de capacidad, con base perforada, se compacto, y se enrazó, para que tomara el volumen del molde.



Figura 3.15. llenado y compactado del material en el molde.

Después se colocó una pesa de 6.6kg, sobre el material y se midió el desnivel entre la pesa y la orilla de la extensión del molde.



Figura 3.16. Enrase del material y medición inicial.

Por último se sumergió la muestra en agua, manteniendo un tirante mínimo de 4cm por encima del molde. Se midió el desnivel a las 24, 48 y 96 horas.



Figura 3.17. Proceso de saturación de la muestra, mediante inmersión en agua.

Con los resultados obtenidos de las mediciones se hicieron las siguientes gráficas deformación-tiempo.

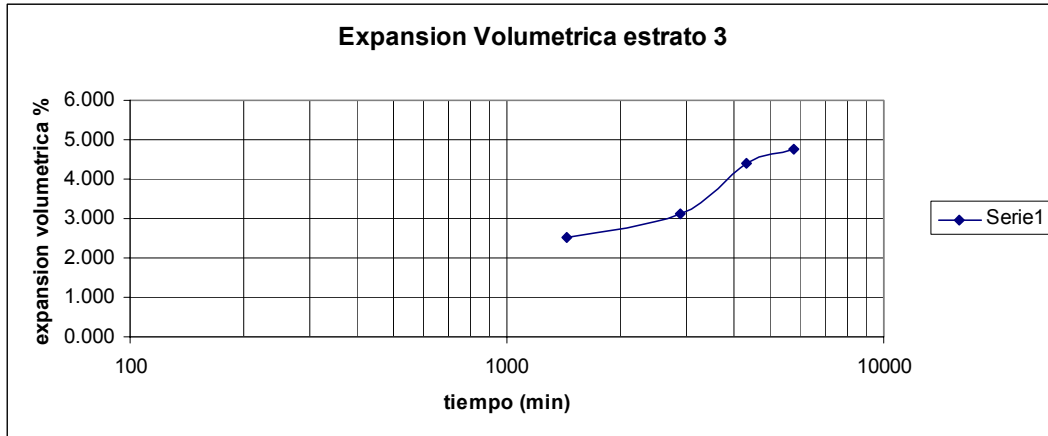


Figura 3.18. Expansión volumétrica estrato 3.

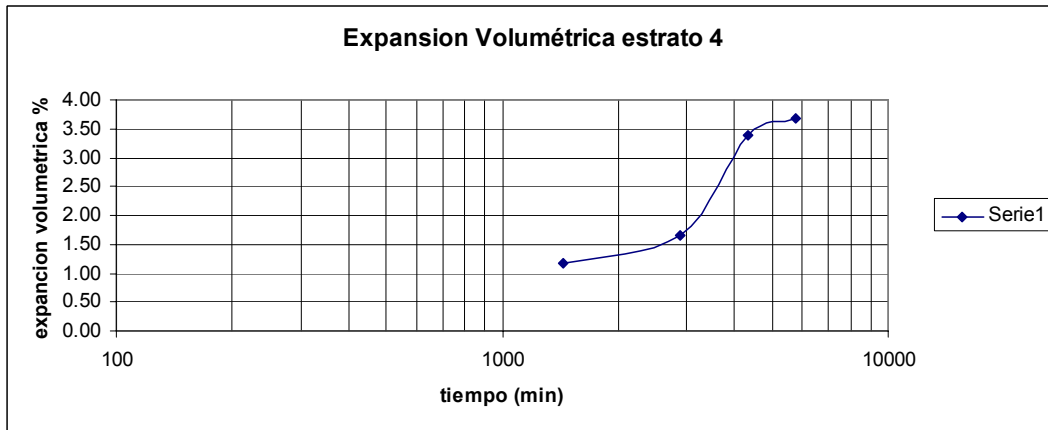


Figura 3.19. Expansión volumétrica estrato 4.

Podemos ver que la expansión volumétrica final, de acuerdo con las graficas anteriores es la siguiente.

Tabla 3.14. Expansión volumétrica estratos 3 y 4

Estrato	% Expansión Volumétrica
3	4.77
4	3.7

3.3.4 Resistencia al Esfuerzo Cortante y Capacidad de Carga.

3.3.4.1 Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Uno de los puntos fundamentales de la mecánica de suelos es la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Es imprescindible contar con este concepto al tratar de aplicar la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de obras civiles.

En teoría la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos esta dada por, el ángulo de fricción interna ϕ en los materiales 100% granulares y por la cohesión c , en los suelos puramente cohesivos (arcillas homogéneas), la cual depende de la humedad del suelo, sin embargo en la mayoría de los suelos la resistencia al esfuerzo cortante esta dada por la combinación de ambos parámetros.

Existen principalmente dos métodos experimentales para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, las pruebas de *compresión (triaxial y simple)* y de *corte directo*.

Las pruebas triaxiales, son actualmente la más utilizadas, ya que permiten controlar y medir las presiones actuantes en tres direcciones, El espécimen es colocado en una cámara hermética y confinado mediante una membrana plástica, Las presiones laterales se ejercen mediante un líquido a presión que llena la cámara, y la presión axial mediante un vástago metálico que comprime la muestra a velocidad constante. Las pruebas se dividen en tres tipos, que tratan de representar los distintos factores circunstanciales que influyen en la resistencia al corte del suelo.

La prueba consolidada-drenada o lenta (L), la prueba consolidada no drenada o consolidada rápida (Rc), y la prueba no consolidada-no drenada o rápida (R). En nuestro estudio llevamos acabo la prueba rápida en los estratos tres y cuatro.

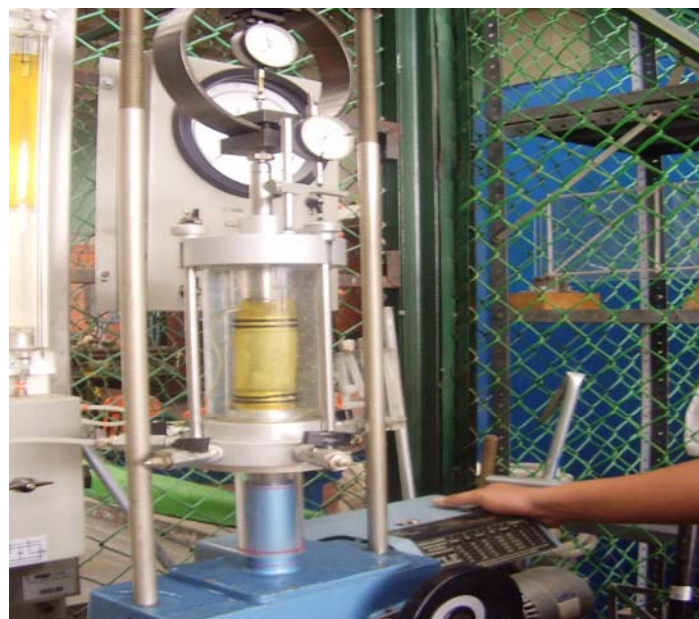


Figura 3.20. Prueba triaxial rápida R, no consolidada no drenada.

En los siguientes diagramas el radio de los círculos representan la cohesión

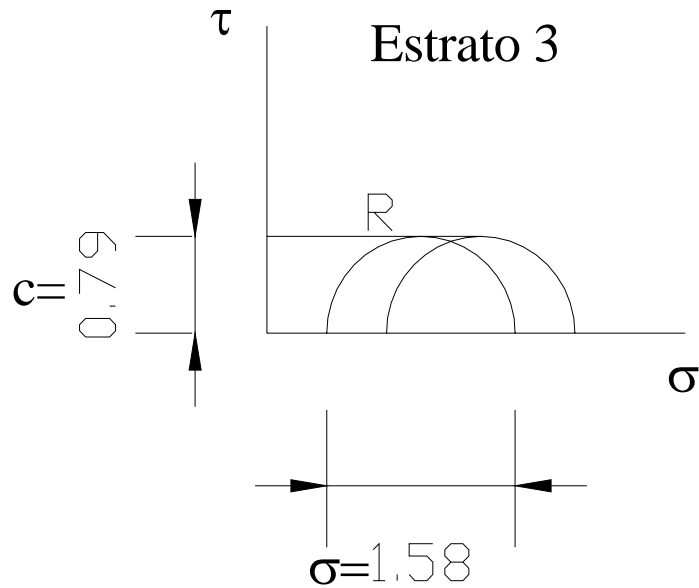


Figura 3.21. Diagrama de Mohr, para la prueba rápida, estrato 3.

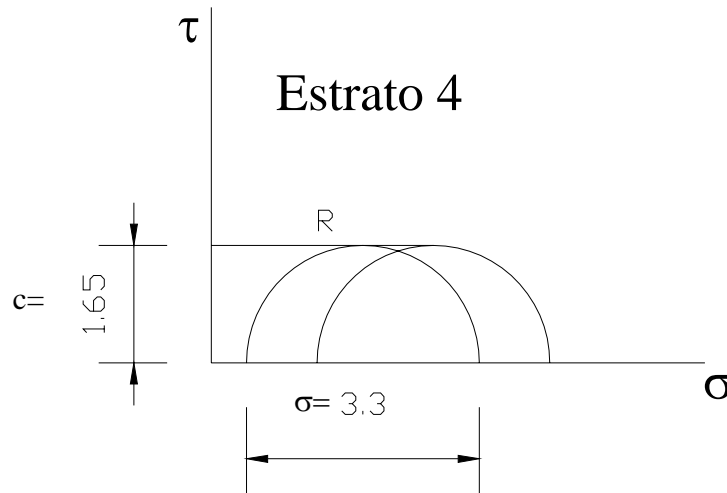


Figura 3.22. Diagrama de Mohr, para la prueba rápida, estrato 4.

Debido a la naturaleza de la prueba, la envolvente de falla R , es completamente horizontal, por lo que solamente podemos conocer la cohesión del suelo c y no así el ángulo de fricción ϕ . Los valores para la cohesión, obtenidos en la prueba rápida, son de 0.79 y 1.65kg/cm^2 , para los estratos 3 y 4 respectivamente.

La prueba de corte directo, se realizó solamente al estrato 4, con la intención de obtener el ángulo de fricción interna ϕ , que es uno de los parámetros para la determinación de la capacidad de carga.

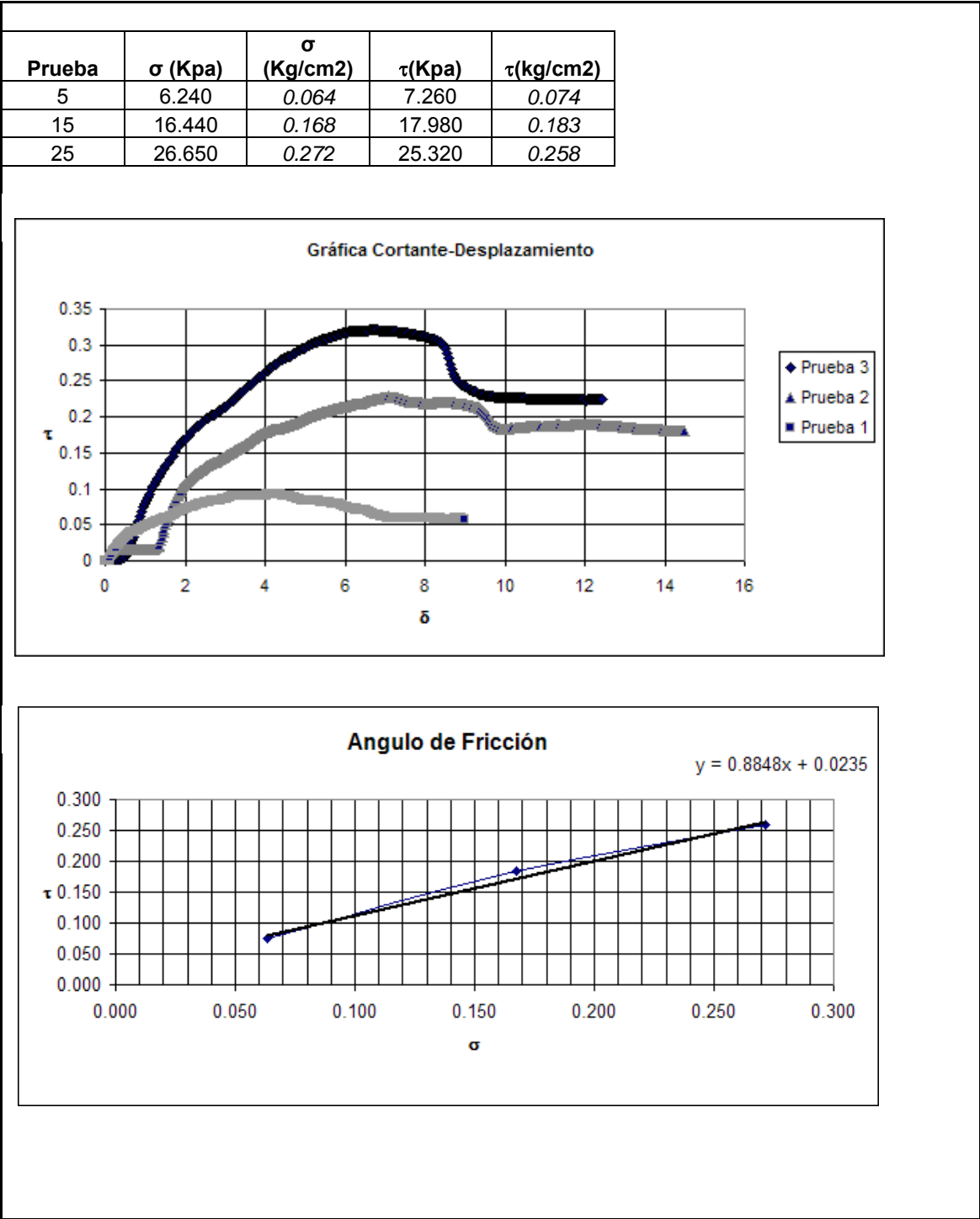
La prueba de corte directo funciona básicamente con dos marcos, uno móvil y uno fijo, la muestra de suelo se coloca dentro de los marcos y es confinada mediante una placa donde se aplica una fuerza normal σ . La parte móvil deslaza a una velocidad constante, aplicando una fuerza rasante, que induce en el material un esfuerzo cortante τ , que provoca la falla del material sobre un plano bien definido.



Figura 3.23. Mecanismo para la prueba de corte directo

Se realizaron distintas pruebas, con distintas cargas normales. La línea de falla del material se define por la gráfica $\sigma-\tau$ de las diferentes pruebas.

Tabla 3.15. Resultados de la Prueba de corte directo.



La ecuación de la envolvente de falla de la prueba de corte directo es $y=0.8848x+0.0235$, obteniendo el ángulo a partir de la pendiente de la recta obtenemos un ángulo de fricción $\phi=41.5^\circ$.

3.3.4.2 Cálculo de la Capacidad de Carga.

Como sabemos el suelo recibe la carga total de una estructura, a través de la cimentación, La capacidad de carga del suelo es la carga máxima que este puede soportar por unidad de área. Una vez rebasada la capacidad de carga el suelo sufre asentamientos o fractura, lo que implica daño a la estructura. Una cimentación bien diseñada transmite las cargas al suelo, sin llegar a solicitar la capacidad máxima del mismo. (Das, 1993)

Utilizando la teoría de la elasticidad, al igual que los estudios previos, la capacidad de carga última está definida por la ecuación, la cual fue calculada por Prandtl, como la presión límite que puede aplicarse sobre una determinada superficie.

$$q_u = (2 + \pi) * c$$

Donde: q_u : es la carga última o admisible.
 c : es la cohesión.

Aplicando entonces la fórmula anterior, considerando el valor de la cohesión de 1.65kg/cm^2 obtenido en la prueba de compresión triaxial, y un factor de seguridad, igual al utilizado en el estudio 1 de 4, obtenemos el siguiente valor:

$$q_u=8.48\text{ Kg/cm}^2 \text{ ó } 84.8\text{Ton/m}^2$$

Nota: Las hojas de cálculo, gráficos y demás parámetros considerados en el cálculo de los anteriores resultados pueden consultarse en la sección de anexos del capítulo III.