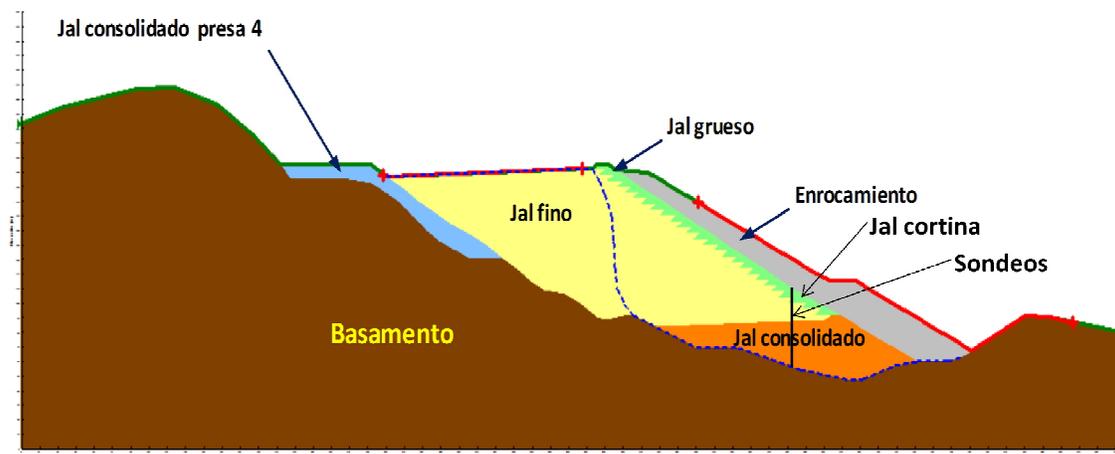


## CAPÍTULO 4

### TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Antes de abordar este capítulo es importante aclarar que los jales son suelos obtenidos por procesos de trituración y molienda.

En la figura siguiente se muestra una de las secciones del modelo tridimensional del depósito de jales con los elementos que lo conforman. A lo largo de este capítulo se darán a conocer las propiedades de estos.



**FIGURA. 4.1.** Elementos que conforman el modelo del depósito de jales y los muestreos

#### 4.1. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Tiene como objetivo reconocer geológica y geotécnicamente el terreno que se verá afectado por la disposición de los jales. La exploración geotécnica debe incluir:

- Un reconocimiento geológico y geotécnico del lugar.
- Pruebas en el lugar.
- Ensayes de laboratorio.
- Datos de lugares similares.

#### 4.1.1. Reconocimiento geológico y geotécnico del lugar

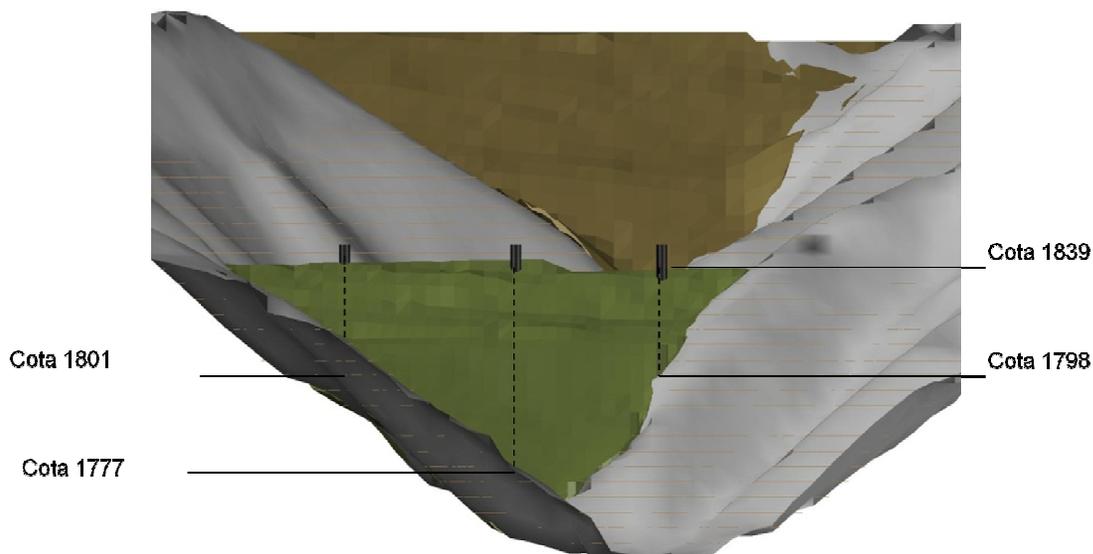
Las inspecciones realizadas por el proyectista permiten establecer el tipo de estudios necesarios a realizar en el lugar; además, le permite realizar un reconocimiento de la geología del lugar.

#### 4.1.2. Pruebas en el lugar

Estas pruebas se llevan a cabo, cuando menos parcialmente, durante el programa de perforación y comprenden: determinación del contenido de agua con la profundidad y pruebas de penetración estándar, para obtener parámetros de resistencia del terreno.

Las pruebas llevadas a cabo se complementan de manera útil con los resultados de las pruebas de laboratorio, la información suministrada por las personas que trabajan en el lugar, así como la información sobre los métodos de construcción y equipo utilizado.

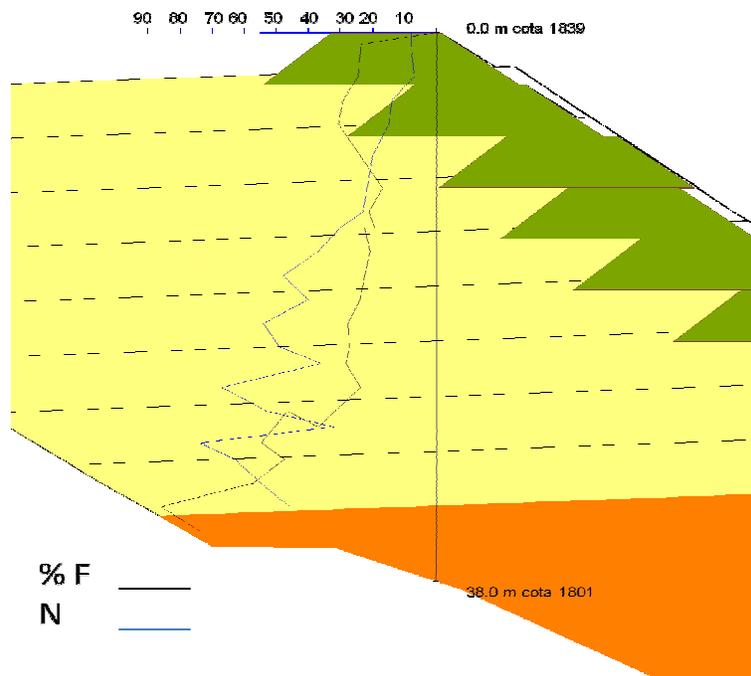
Se realizaron tres sondeos mixtos, con obtención de muestras alteradas e inalteradas y muestras de jales, tomados de la cortina (figura 4.2.).



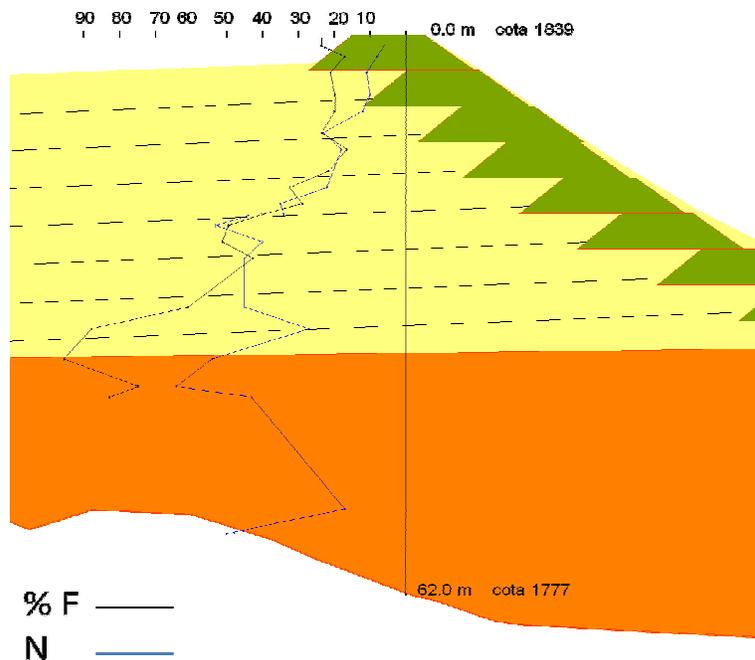
**FIGURA. 4.2.** Ubicación de los sondeos realizados en el depósito (Vista frontal)

La prueba de penetración estándar (SPT) se llevó a cabo en los tres sondeos mencionados, el equipo para llevar a cabo la prueba consta de un muestreador partido en media caña, en el extremo inferior las dos piezas van unidas mediante una rosca a una zapata de acero de punta cónica filosa; el otro extremo se enrosca a un cabezal que tiene en su interior una esfera de acero para hacer succión a la hora de extraer la muestra y evitar que salga del muestreador. En el extremo superior de la tubería de perforación se enrosca un aditamento especial para que en su interior corra un martinete hueco. La prueba consiste en introducir dentro del suelo el penetrómetro estándar por medio de golpes dados por el martinete al dejarlo caer libremente, se cuentan el número de golpes necesarios para penetrar 60 cm (Zea, 2004).

El equipo SPT debe hincarse en el terreno 60 cm, contando el número de golpes (N) necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpeo para hincar se realiza con una masa de 63.5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre un cabeza de golpeo. Las lecturas del número de golpes del primer y último tramo no se consideran (figura 4.3), por la alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo, solo se considera la suma de los golpes de los dos tramos centrales (González *et al.*, 2002).



a) SM 1



b) SM 2

**FIGURA 4.3.** Perfil del sondeos a) SM 1 y b) SM 2, con porcentaje de finos (% F) y número de golpes (N).

El amplio uso de la prueba SPT ha permitido establecer correlaciones con parámetros geotécnicos, como los mostrados en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1.** Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares (González *et al.*, 2002).

| *N (SPT) | Compacidad         | $\phi'$ grados |
|----------|--------------------|----------------|
| 0-4      | Muy floja          | 28             |
| 4-10     | Floja              | 28-30          |
| 10-30    | Medianamente densa | 30-36          |
| 30-50    | Densa              | 36-41          |
| >50      | Muy densa          | >41            |

\* Número de golpes

En el SM 1 se aprecia que el número de golpes (N) parte de 10 para el primer metro de prueba y se incrementa con la profundidad, hasta llegar a 50 golpes a 19 m y de ahí se mantiene entre 40 y 75 golpes hasta la profundidad máxima de la prueba, que fue de 38 m. Respecto al porcentaje de arena, de las muestras extraídas, se mantiene entre 70 y 80 % desde el inicio del sondeo hasta 26 m, luego disminuye con la profundidad, hasta llegar a 10 % a 38 m. El contenido de agua (w) está es de 5 % hasta los 12 m, luego aumenta a 10 % hasta llegar a 25 m y posteriormente se incrementa con la profundidad, hasta llegar a 20 %.

El SM 2 se llevó a una profundidad de 61.5 m. El número de golpes se incrementa de prácticamente cero en la superficie a 50 golpes a 22 m de profundidad; entre 22 m y el final del sondeo se mantiene en promedio en 40 golpes. El porcentaje de arena se mantiene cercano a 80 % hasta 22 m, luego disminuye con la profundidad hasta llegar a 20 % a 40 m de profundidad. El contenido de agua aumenta de 5 % en las muestras superficiales hasta 20 % al llegar 21 m de profundidad; se mantiene en este valor hasta llegar a los 51 m y oscila entre 20 y 35 % hasta 62 m de profundidad. A esta profundidad no se encontró el basamento, pero no fue posible continuar con el sondeo por problemas en las barras de la herramienta del equipo.

Para el sondeo SM 3, al igual que los dos anteriores, los números de golpes se incrementan de valores cercanos a cero en la superficie a 40 golpes a 22 m de profundidad, los cuales se mantienen prácticamente constante hasta 40 m y luego aumenta a 60 golpes hasta el fin del sondeo. Similar a los dos sondeos anteriores, los jales tienen 80 % de arena hasta 22 m, disminuye con la profundidad hasta llegar a 10 % a 32 m de profundidad y luego aumenta a 60 % entre 34 y 42 m, profundidad a la que finalizó el sondeo. Respecto al contenido de agua, similar a los dos sondeos anteriores, aumenta de 5 a 20 % del jal superficial a 20 m de profundidad, se mantiene entre 15 y 25 % hasta 37 m y luego paulatinamente disminuye a 10 % hasta la profundidad máxima.

En los tres sondeos se aprecia que entre cero y 20 m de profundidad del sondeo, los tres parámetros graficados son muy parecidos y la variación de la resistencia aumenta con la profundidad, lo que puede dar indicios de que a partir de esta cota se define una etapa de uso de la presa, después de un periodo en la que no se operó, en el que el material se consolidó y en el que tanto la resistencia como el contenido de agua se uniformizaron.

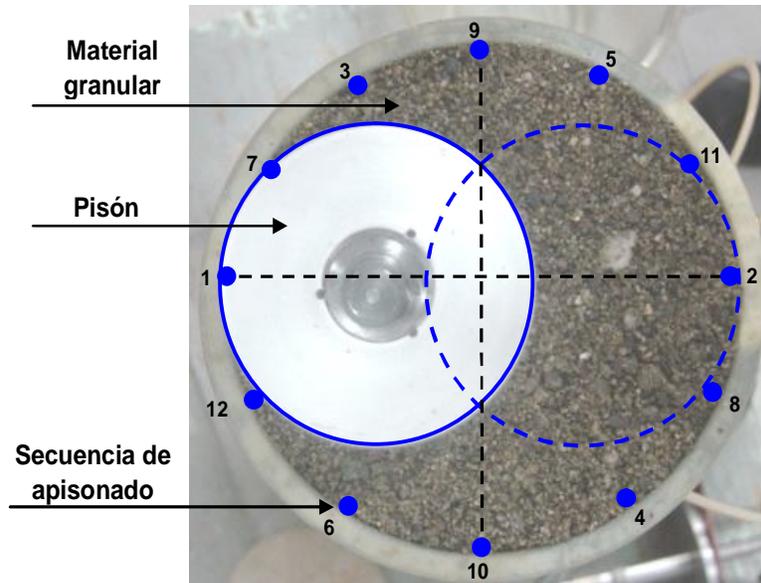
En cuanto al jal también se marca una diferencia, entre 0 y 20 m tiene porcentajes de arenas cercanos a 80 y para profundidades mayores baja de manera considerable.

#### **4.1.3 Ensayes de laboratorio**

Además de las pruebas en terrenos de cimentación, los estudios de laboratorio deberán incluir a los jales mismos. Para determinar los parámetros mecánicos fue necesario formar las probetas, para lo cual se utilizó un método de compactación estática, el cual consiste en homogeneizar el material integral con contenidos de agua ( $w$ ) que varían entre 5 y 12 %, y formar la probeta en 10 capas de igual cantidad de material, aplicando 10 apisonadas por capa con un pisón de diámetro un poco mayor al radio de la probeta y una secuencia como la que se muestra en la figura 4.4. Se utilizan pesos de pisón ( $W_p$ ) que varían entre 150 y 825 g, con lo cual se logran relaciones de vacíos ( $e$ ) en condiciones medianamente sueltas a densas.

Para definir las relaciones de vacíos que se pueden reproducir en laboratorio, para fines de determinar sus propiedades mecánicas, se utilizó un molde de 3.6 cm de diámetro y 9 cm de altura en el que se formaron probetas con el procedimiento descrito en el párrafo anterior. La variación en la relación de vacíos se da con el incremento del peso de pisón utilizado, ésta disminuye al incrementar el peso del pisón.

Los resultados se muestran en la tabla 4.2 y en la figura 4.4. Como ilustración, también se indica la compacidad,  $C$  (Orozco, 1978), definida como la concentración de sólidos o relación entre el volumen de sólidos y el volumen total de la masa de suelo,  $C = [1/(1+e)]$ .



**FIGURA. 4.4.** Secuencia de apisonado para formar probetas  
(Flores *et al.*, 2002)

**Tabla 4.2.** Probetas utilizadas para la prueba de compactación

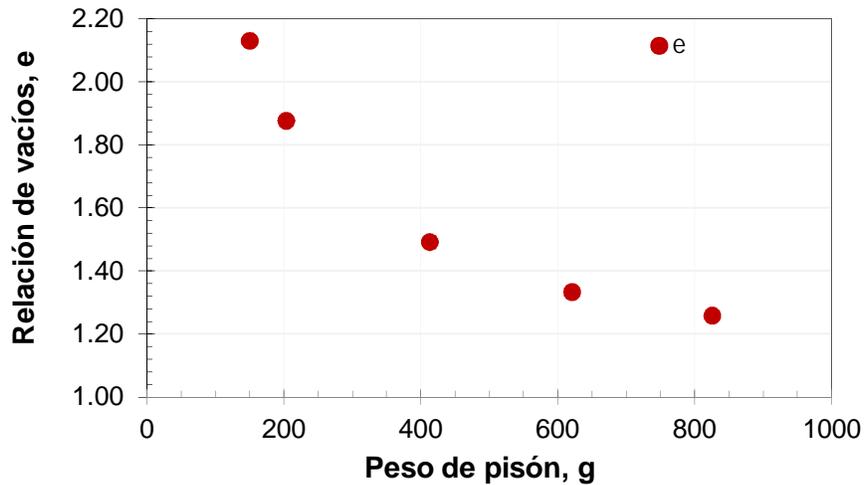
| $W_p$<br>g | $W_{capa}$<br>g | Capas<br>No. | Golpes<br>No. | $W_{molde+W_m}$<br>g | $W_m$<br>g | $\gamma_m$<br>$g/cm^3$ |
|------------|-----------------|--------------|---------------|----------------------|------------|------------------------|
| 149.90     | 13.25           | 10.00        | 10.00         | 1157.93              | 118.59     | 1.259                  |
| 203.18     | 13.25           | 10.00        | 10.00         | 1159.99              | 120.65     | 1.281                  |
| 412.68     | 13.25           | 10.00        | 10.00         | 1178.63              | 139.29     | 1.479                  |
| 620.70     | 13.25           | 10.00        | 10.00         | 1188.10              | 148.76     | 1.580                  |
| 825.37     | 13.25           | 10.00        | 10.00         | 1193.03              | 153.69     | 1.632                  |

| $W_s$<br>g | $W_w$<br>g | $V_s$<br>$cm^3$ | $V_w$<br>$cm^3$ | $V_a$<br>$cm^3$ | $V_v$<br>$cm^3$ | e    | Cc   | Gw<br>% |
|------------|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------|------|---------|
| 113.15     | 5.44       | 32.18           | 5.44            | 56.55           | 61.99           | 2.13 | 0.32 | 8.77    |
| 115.12     | 5.53       | 32.74           | 5.53            | 55.90           | 61.43           | 1.88 | 0.35 | 9.01    |
| 132.90     | 6.39       | 37.79           | 6.39            | 49.99           | 56.38           | 1.49 | 0.40 | 11.33   |
| 141.94     | 6.82       | 40.36           | 6.82            | 46.98           | 53.81           | 1.33 | 0.43 | 12.68   |
| 146.64     | 7.05       | 41.70           | 7.05            | 45.42           | 52.47           | 1.26 | 0.44 | 13.44   |

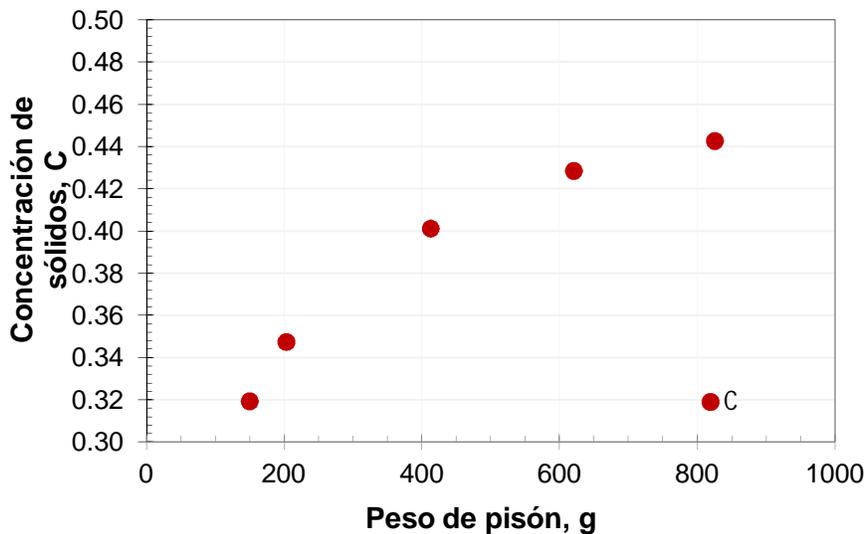
\* Los ensayos se realizaron con una mezcla de los tres materiales proporcionados (norte, centro, sur) de los jales tomados de la cortina.

Donde:

- $W_p$  Peso del pisón, en g
- $W_w$  Peso de la muestra, en g
- $W_s$  Peso de la fase sólida, en g
- $V_m$  Volumen de la muestra, en  $\text{cm}^3$
- $V_s$  Volumen de la fase sólida, en  $\text{cm}^3$
- $V_v$  Volumen de vacíos, en  $\text{cm}^3$
- $V_w$  Volumen de agua, en  $\text{cm}^3$
- $V_a$  Volumen de aire, en  $\text{cm}^3$
- e Relación de vacíos
- $G_w$  Grado de saturación de agua, en %
- $\rho_m$  Peso específico de la muestra, en  $\text{g/cm}^3$
- C Concentración de sólidos



a) Relación de vacíos



b) Concentración de sólidos

**FIGURA. 4.5.** Intervalo de la relación de vacíos y concentración de sólidos posibles de reproducir en laboratorio

### Propiedades índice de los jales

Una propiedad es un atributo o cualidad de algo y un índice, lo define el diccionario, como un indicio o señal de algo. Esto nos lleva a definir una propiedad índice como aquella cualidad del material en estudio que nos proporciona una idea del comportamiento del material en comparación con otro; por ejemplo la densidad o la porosidad.

Los desechos y los suelos son medios de tres fases: grano sólido, líquido y gases en los poros, de ahí se desprende la definición del diagrama de fases (figura 4.6.).

| VOLUMENES |       |       | PESOS   |       |       |
|-----------|-------|-------|---------|-------|-------|
| $V_m$     | $V_v$ | $V_s$ | AIRE    | = 0   | $W_m$ |
|           |       | $V_w$ | AGUA    | $W_w$ |       |
|           | $V_s$ | $V_s$ | SÓLIDOS | $W_s$ |       |

**FIGURA 4. 6.** Diagrama de fases

|                         |                       |
|-------------------------|-----------------------|
| <b><math>V_m</math></b> | Volumen de la muestra |
| <b><math>V_v</math></b> | Volumen de vacíos     |
| <b><math>V_s</math></b> | Volumen de sólidos    |
| <b><math>V_a</math></b> | Volumen de aire       |
| <b><math>V_w</math></b> | Volumen de agua       |
| <b><math>V_s</math></b> | Volumen de sólidos    |
| <b><math>W_m</math></b> | Pesos de la muestra   |
| <b><math>W_w</math></b> | Peso del agua         |
| <b><math>W_s</math></b> | Peso de sólidos       |

Del anterior diagrama de fases (figura 4.6) se derivan las definiciones y correlaciones de las siguientes tablas (tablas 4.3 y 4.4).

**Tabla 4.3.** Definiciones fundamentales (Zea, 2004)

| CONCEPTO                   | FÓRMULA   | RANGO DE VALORES TEÓRICOS    |
|----------------------------|---|------------------------------|
| Peso específico            | $\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$                            | Mayor que cero               |
| Peso específico seco       | $\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$                            | Mayor que cero               |
| Peso específico saturado   | $\gamma_{sat} = \frac{W_s + Vv\gamma_w}{V_m}$           | Mayor que cero               |
| Peso específico sumergido  | $\gamma'_m = \frac{W_s + Vv\gamma_w - Vm\gamma_w}{V_m}$ | Mayor que cero               |
| Peso específico de sólidos | $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$                            | Mayor que cero               |
| Densidad de sólidos        | $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$                       | Mayor que cero               |
| Contenido de agua          | $w(\%) = \frac{W_w}{W} \times 100$                      | Mayor o igual a cero         |
| Relación de vacíos         | $e = \frac{V_v}{V_m}$                                   | Mayor que cero               |
| Porosidad                  | $n = \frac{V_v}{V_m}$                                   | Entre cero y uno             |
| Grado de saturación        | $G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$                  | Entre cero y cien por ciento |

**Tabla 4.4.** Correlaciones (Zea, 2004)

|  |
|--|
| $\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$ |
| $\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$    |
| $\gamma'_m = \gamma_{sat} - \gamma_w$    |
| $e = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} s_s - 1$  |
| $n = \frac{e}{1 + e}$                    |
| $G_w (\%) = \frac{\omega s_s}{e} 100$    |

Para comprender mejor el comportamiento de los jales en estudio, es importante conocer la clasificación de los suelos y las propiedades de sus granos.

**a) Clasificación de los suelos**

La primera pregunta que se hace el proyectista, es con qué tipo de material va a trabajar, para ello el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) creó un sistema que emplea símbolos, para clasificar a los suelos, según su tipo y características.

**Tabla 4.5.** Clasificación de los suelos (SUCS)  
(Zea, 2004).

| Por tipo         | Por característica        |         |
|------------------|---------------------------|---------|
| G Grava          | W Bien graduado           | Gruesos |
| S Arena          | P Mal graduado o uniforme |         |
| M Limo           | L Baja compresibilidad    | Finos   |
| C Arcilla        | H Alta compresibilidad    |         |
| O Suelo orgánico |                           |         |

Los suelos pueden ser clasificados como gruesos o finos; un suelo se considera grueso si más del 50 % de sus granos son gruesos y en caso contrario es un suelo fino.

El SUCS recomienda conocer el porcentaje de finos en el material y en función de este decidir que símbolo o símbolos le corresponden al suelo (tabla 4.6).

**Tabla 4.6.** Recomendaciones para clasificar un suelo de acuerdo a el SUCS (Zea, 2004).

| % F   | Proporcionar:                                 |
|-------|---|
| <5    | Tipo de grueso + Característica               |
| 5-12  | Tipo de grueso+ Característica + Tipo de fino |
| 12-50 | Tipo de grueso + Tipo del fino                |
| >50   | Tipo de fino + Característica                 |

De los jales que se tomaron de la parte superior de la cortina (cota 1839, aproximadamente), con porcentajes de finos cercanos entre 11 y 18 %. Con estos resultados, la clasificación del suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es **SC-Arena arcillosa**.

Del las pruebas que se llevaron a cabo en los sondeos se detectaron tres tipos de materiales: uno con porcentaje de finos entre 17 y 30 %, otro con porcentaje de fino entre 17 y 74%, y un tercero con porcentaje de finos mayor al 74 %, la clasificación del suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es para el primer material **SC-Arena arcillosa**; y para el segundo y tercer material **CL Arcilla baja compresibilidad**.

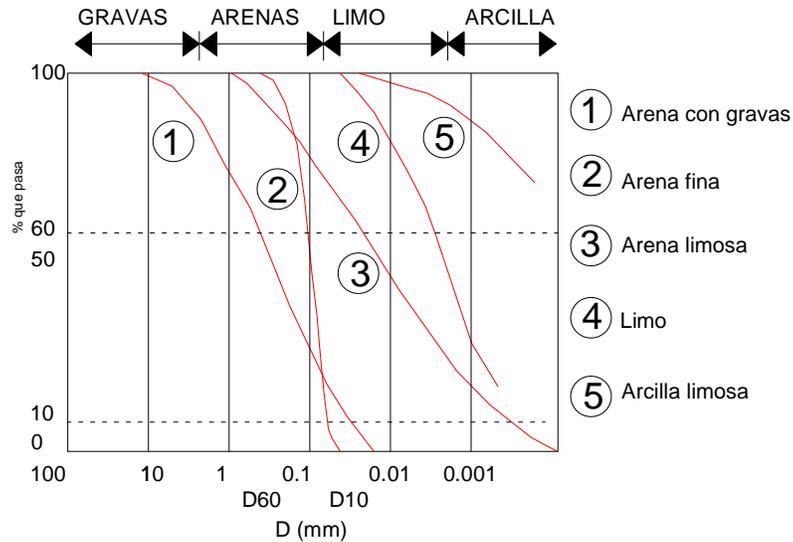
#### **b) Propiedades de los granos**

*1-Distribución granulométrica.* Para llevarla a cabo se emplean un juego de tamices con filamentos de acero inoxidable, identificados por el tamaño de la abertura en pulgadas o por el número de hilos por pulgada cuadrada (tabla 4.7).

**Tabla 4.7.** Malleo para la prueba de granulometría (Zea, 2004).

|               |        |      |      |      |      |      |      |    |        |      |      |       |       |
|---------------|--------|------|------|------|------|------|------|----|--------|------|------|-------|-------|
| Malla #       | 3"     | 2"   | 1"   | 3/4" | 1/2" | 3/8" | 4    | 10 | 20     | 40   | 60   | 100   | 200   |
| Abertura (mm) | 76.2   | 50.8 | 25.4 | 19.1 | 12.7 | 9.52 | 4.76 | 2  | 0.84   | 0.42 | 0.25 | 0.149 | 0.074 |
|               | Gravas |      |      |      |      |      |      |    | Arenas |      |      |       |       |

Para separar los granos se deben colocar las mallas de mayor a menor abertura y por medio de agitación se hace pasar el material por las diferentes mallas. Posteriormente se pesa el material retenido en cada malla, se registra y se grafican los resultados obtenidos contra el diámetro de grano correspondiente, a este gráfico se le denomina *curva de distribución granulométrica*. La forma de la curva indica si se trata de un suelo grueso o uno fino (figura 4.7). Se definen dos coeficientes para saber si se trata de un suelo bien o mal graduado, son el coeficiente de uniformidad,  $C_u$ , y el de curvatura,  $C_c$ .



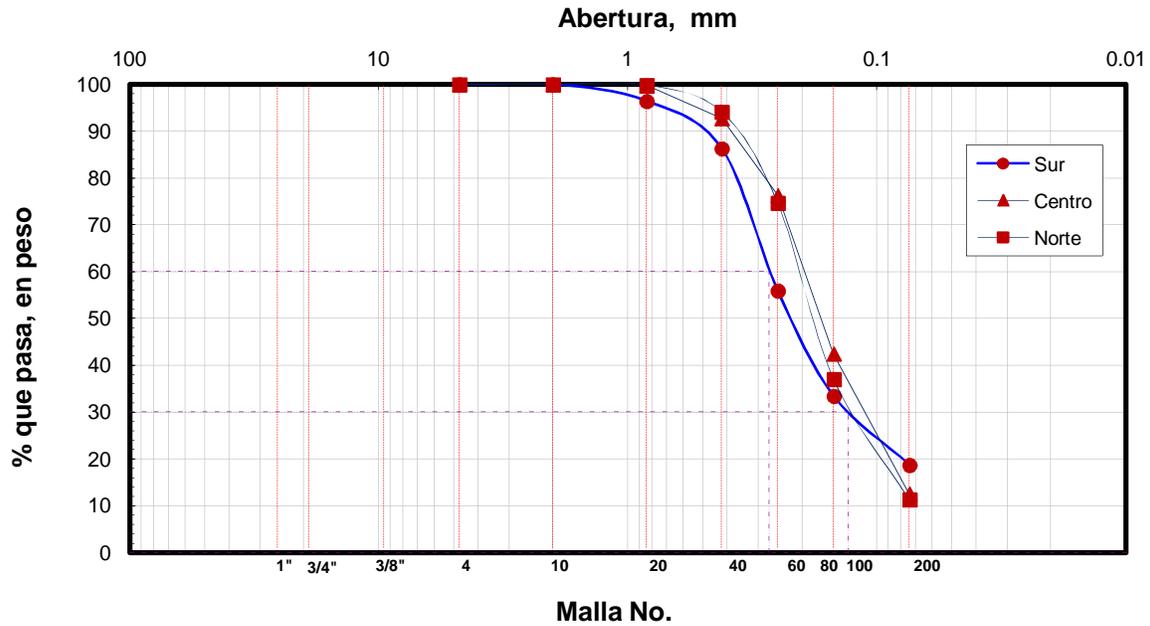
**FIGURA. 4.7.** Granulometría de partículas (González *et al.*, 2002).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}}$$

$D_i$ : Diámetro del grano

En la figura 4.8 se muestra la curva de distribución granulométrica de los jales tomados de la cortina, para esta curva se encontró un  $D_{10}$  menor a 0.074 mm, un  $D_{30}$  promedio de

0.12 mm y un  $D_{60}$  promedio de 0.22. Puesto que estos jales son de granulometría muy fina, los conceptos  $C_u$  y  $C_c$ , no aplican.



**FIGURA 4.8.** Curva de distribución granulométrica de los jales tomados de la cortina

*2-Plasticidad.* Esta define la consistencia de suelo en función del contenido de agua, a través de la determinación de la humedad: peso del agua del suelo dividido por el peso del suelo seco. Atterberg definió tres límites estos dependiendo del contenido de agua en el suelo remoldeado (tabla 4.8.).

**Tabla 4.8.** Estados de suelo remoldeado haciendo variar su contenido de agua (Zea, 2004)

| Estado   | SÓLIDO | SEMISÓLIDO | PLÁSTICO | SEMILÍQUIDO | LÍQUIDO |
|----------|--------|------------|----------|-------------|---------|
| Frontera | $w_c$  | $w_p$      |          | $w_L$       |         |

De la tabla anterior podemos observar tres estados intermedios:  $w_c$ , límite de contracción;  $w_p$ , límite plástico;  $w_L$ , límite líquido. El límite de contracción se define como el contenido de agua para el cual la muestra remoldeada deja de contraerse al irse

secando, y a partir de este momento se hace constante. En la tabla 4.9 se indican las técnicas empleadas para la obtención de éstos límites.

**Tabla 4.9.** Técnicas para la obtención de los límites (Zea, 2004)

|       |   |
|-------|---|
| $w_C$ | El suelo preparado en el límite líquido se introduce dentro de un anillo, se pesa y se deja secar fuera del horno para evitar el agrietamiento, después se termina de secar en el horno. El porcentaje de agua perdido en el proceso de secado es el límite de contracción. |
| $w_P$ | Un fragmento de suelo, se rola entre las manos hasta convertirlo en un cilindro que se desmorona y agrieta, justamente en el momento en que el cilindro alcanza un diámetro de 1/8 " es cuando se alcanza ese límite.   |
| $w_L$ | Copa de Casagrande<br>Método de Cono  |

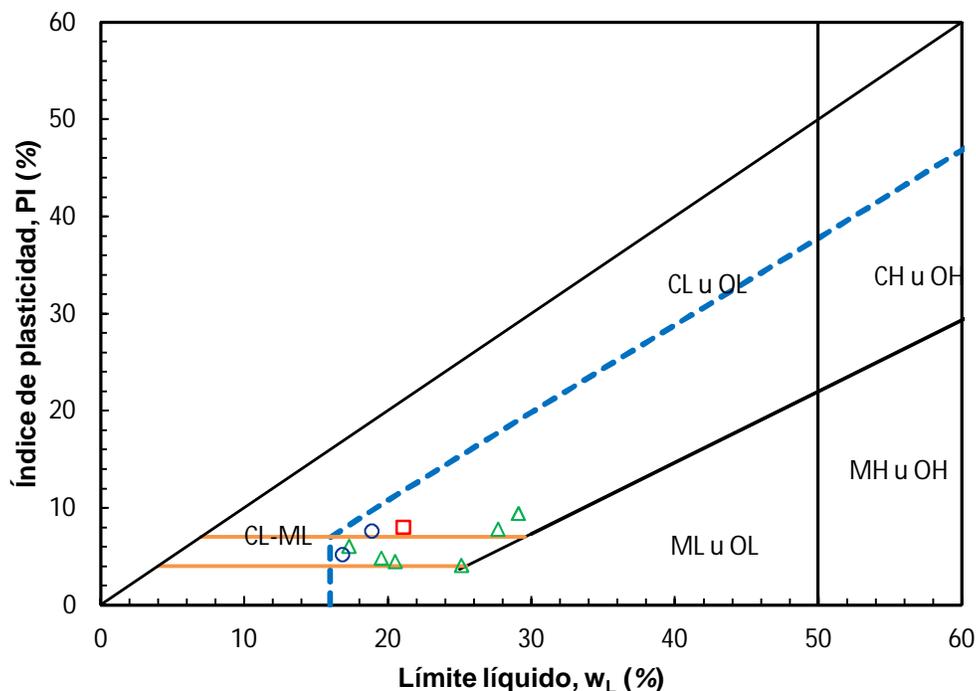
A la diferencia del límite líquido menos el plástico, se le denomina índice plástico ( $I_p$ ). Al graficar el límite líquido contra el índice de plasticidad en la carta de plasticidad obtendremos el tipo de suelo M, C y O (Limo, arcilla y suelo orgánico) y su posible compresibilidad: L-baja y H-alta. Casagrande definió que los suelos con  $w_L > 50$  son de alta plasticidad y los que están por debajo de este valor como de baja plasticidad (Zea, 2004).

En la tabla 4.10 se muestran los resultados de los límites líquidos, los plásticos e índices de plasticidad de los sondeos realizados en los jales y en figura 4.9 se muestra su ubicación en la Carta de plasticidad de Casagrande.

**Tabla 4.10.** Sondeos realizados

|           | SM1  | SM2 | SM3  |
|-----------|------|-----|------|
| $w_L$ (%) | 21.1 | 23  | 16.9 |
| $w_P$ (%) | 13.1 | 17  | 11.7 |
| $I_p$ (%) | 8    | 6   | 5.2  |

Valores promedio



**FIGURA 4.9.** Carta de plasticidad para los jales obtenidos de los sondeos

De los ensayos de plasticidad de los sondeos (límites líquidos y plástico) se determinó que la plasticidad de los jales corresponde a arcilla de baja plasticidad (CL), o bien arcilla o limo de baja plasticidad (CL-ML). Si se consideran los primeros 20 m donde se tienen 20 % de finos, el material se clasifica, según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) como: **SC-Arena arcillosa** o **SM-Arena limosa** (cuando tiene doble símbolo, CL-ML).

**3-Densidad de sólidos.** La densidad de sólidos es un parámetro que además de funcionar como una propiedad índice también interviene dentro de los cálculos para la determinación de las relaciones volumétricas del suelo. De las muestras extraídas de los sondeos mixtos, se determinó la densidad de sólidos ( $G_s$ ) para cinco muestras. Se encontró que, en promedio, el valor de  $G_s$  es del orden de 3.37, muy alto para materiales térreos (tabla 4.11); de los jales tomados de la cortina, se realizó un mezcla y se obtuvo un valor de  $G_s$  de 3.52 (tabla 4.12).

**Tabla 4.11.** Densidad de sólidos de muestras extraídas de los sondeos

| Identificación de la muestra | Muestra No. | Temperatura Grados | Matraz No. | Peso del matraz Wm g | Peso del matraz + sólidos Wms g | Peso del matraz + sólidos Wmws g | Peso del matraz a la temperatura medida Wmw g | Peso del material Ws g | Peso del matraz + peso del matraz con sólidos + peso del matraz aforado con sólidos Ws + Wmw - Wmws g | Densidad de sólidos Gs | Promedio |
|------------------------------|-------------|--------------------|------------|----------------------|---------------------------------|----------------------------------|---|------------------------|---|------------------------|----------|
| SM - 1B                      | 21          | 24.50              | 1          | 192.45               | 252.45                          | 733.26                           | 690.67  | 60.00                  | 17.41   | 3.45                   | 3.45     |
| SM - 1B                      | 21          | 24.00              | 2          | 197.91               | 257.91                          | 739.06                           | 696.43  | 60.00                  | 17.37   | 3.45                   |          |
| SM - 2                       | 57          | 27.50              | 3          | 185.05               | 245.05                          | 724.48                           | 683.00  | 60.00                  | 18.52   | 3.24                   | 3.25     |
| SM - 2                       | 57          | 27.00              | 4          | 187.9                | 247.90                          | 727.41                           | 685.86  | 60.00                  | 18.45   | 3.25                   |          |
| SM - 2                       | 62          | 25.30              | 5          | 190.06               | 250.06                          | 730.93                           | 688.32  | 60.00                  | 17.39   | 3.45                   | 3.46     |
| SM - 2                       | 62          | 28.00              | 6          | 190.71               | 250.71                          | 731.15                           | 688.44  | 60.00                  | 17.29   | 3.47                   |          |
| SM - 2                       | 75          | 26.00              | 1          | 192.4                | 252.40                          | 732.04                           | 690.46  | 60.00                  | 18.42   | 3.26                   | 3.25     |
| SM - 2                       | 75          | 25.50              | 2          | 197.91               | 257.91                          | 737.77                           | 696.25  | 60.00                  | 18.48   | 3.25                   |          |
| SM - 2                       | 86          | 27.00              | 3          | 185.05               | 245.05                          | 724.35                           | 683.08  | 60.00                  | 18.73   | 3.20                   | 3.20     |
| SM - 2                       | 86          | 26.50              | 4          | 187.9                | 247.90                          | 727.15                           | 685.92  | 60.00                  | 18.77   | 3.20                   |          |

**Tabla 4.12.** Densidad de sólidos de mezcla de los jales tomados de la parte superior de la cortina (norte, centro y sur)

| Ensaye No. | Matraz No. | Peso matraz + agua + suelo g | T °C  | Peso matraz + agua a T °C g | Cápsula No. | Peso de cápsula g | Peso suelo + cápsula g | Ws g                      | Densidad sólidos Gs |
|------------|------------|------------------------------|-------|-----------------------------|-------------|-------------------|------------------------|---------------------------|---------------------|
| 1          | 10-S       | 751.1                        | 27.00 | 674.25                      | 1           | 762.45            | 869.70                 | 107.25                    | 3.52                |
| 2          | 5-S        | 751.1                        | 27.00 | 673.05                      | 2           | 762.41            | 871.56                 | 109.15                    | 3.51                |
|            |            |                              |       |                             |             |                   |                        | Gs <sub>prom</sub> = 3.52 |                     |

De las muestras inalteradas se labraron probetas cilíndricas y se obtuvieron su peso y volumen, con éstos se determinó el peso volumétrico, con valores entre 2.23 y 2.43 t/m<sup>3</sup>, sumamente alto para un material granular (tabla 4.13.). Si se considera que el peso volumétrico del concreto es del orden de 2.4 t/m<sup>3</sup>, y que para la mayoría de los suelos granulares densos este valor suele estar entre 1.65 y 1.8 t/m<sup>2</sup>, se puede tener una idea clara de las diferencias que se tienen con este material, debido a su valor tan alto de Gs.

**Tabla 4.13.** Peso volumétrico de muestras inalteradas obtenidas de los sondeos

| MUESTRA    | Peso de la muestra<br>g | Peso muestra + cera<br>g | Volumen Muestra + cera<br>cm <sup>3</sup> | Peso de la cera<br>g | P. V. de la cera<br>g/cm <sup>3</sup> | Volumen de la cera<br>cm <sup>3</sup> | Volumen de la muestra<br>cm <sup>3</sup> | P. V. de la muestra<br>g/cm <sup>3</sup> | Promedio |
|------------|-------------------------|--------------------------|---|----------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|--|----------|
| SM 1B M 21 | 79.92                   | 93.41                    | 48.40                                     | 13.49                | 1.01                                  | 13.36                                 | 35.04                                    | 2.28                                     | 2.23     |
| SM 1B M 21 | 118.92                  | 137.31                   | 72.80                                     | 18.39                | 1.01                                  | 18.21                                 | 54.59                                    | 2.18                                     |          |
| SM 1B M 21 | 46.93                   | 60.39                    | 34.16                                     | 13.46                | 1.01                                  | 13.33                                 | 20.83                                    | 2.25                                     |          |
| SM 2 M62   | 206.29                  | 235.15                   | 117.12                                    | 28.86                | 1.01                                  | 28.57                                 | 88.55                                    | 2.33                                     | 2.36     |
| SM 2 M62   | 172.28                  | 191.46                   | 91.28                                     | 19.18                | 1.01                                  | 18.99                                 | 72.29                                    | 2.38                                     |          |
| SM 2 M 57  | 227.01                  | 251.99                   | 125.91                                    | 24.98                | 1.01                                  | 24.73                                 | 101.18                                   | 2.24                                     | 2.31     |
| SM 2 M 57  | 87.80                   | 101.76                   | 50.77                                     | 13.96                | 1.01                                  | 13.82                                 | 36.95                                    | 2.38                                     |          |
| SM 2 M 57  | 67.85                   | 76.69                    | 37.77                                     | 8.84                 | 1.01                                  | 8.75                                  | 29.02                                    | 2.34                                     |          |
| SM 2 M 75  | 139.07                  | 149.42                   | 70.26                                     | 10.35                | 1.01                                  | 10.25                                 | 60.01                                    | 2.32                                     | 2.34     |
| SM 2 M 75  | 119.78                  | 128.71                   | 59.75                                     | 8.93                 | 1.01                                  | 8.84                                  | 50.91                                    | 2.35                                     |          |
| SM 2 M 86  | 135.38                  | 143.96                   | 62.21                                     | 8.58                 | 1.01                                  | 8.50                                  | 53.71                                    | 2.52                                     | 2.43     |
| SM 2 M 86  | 179.37                  | 186.73                   | 84.11                                     | 7.36                 | 1.01                                  | 7.29                                  | 76.82                                    | 2.33                                     |          |

Es clara la diferencia de pesos volumétricos que se tienen en los materiales consolidados obtenidos de muestras inalteradas, cercanos a 2.4 t/m<sup>3</sup>, y los obtenidos en laboratorio por medio de un procedimiento de compactación estática, máximo de 1.63 t/m<sup>3</sup> (tabla 4.2). Esta diferencia implicará que los parámetros mecánicos obtenidos de las muestras reconstituidas serán conservadores respecto a los que se pudieran obtener de las muestras inalteradas correspondientes al jal consolidado.

### Propiedades mecánicas de los jales

Las características mecánicas de los jales dependen de la manera en que son depositados. El depósito de los jales por medio de espigas permite que las partículas más gruesas se depositen primero, seguidas por depósitos acordes con el tamaño de partícula con sedimentación en la presa. La separación natural de los jales aumenta la estabilidad del depósito ya que el material más grueso se deposita en las zonas más exteriores, asegurando la estabilidad.

#### a) Permeabilidad

La permeabilidad de un suelo se refiere a su capacidad para permitir el paso de una corriente de agua a través de su masa.

Cuando se presenta un flujo de agua dentro de la masa del suelo, es conveniente garantizar que el agua fluya bajo un régimen laminar a velocidades relativamente pequeñas y evitar un flujo turbulento caracterizado por la generación de vórtices que se

presentan por la fricción de las moléculas cuando rebasan cierta velocidad de desplazamiento; este comportamiento puede generar el arrastre de granos de jal que tiene como consecuencia la formación de tubos dentro de la masa de jal, efecto conocido como tubificación.

**Tabla 4.14.** Permeabilidades para varios tipo de suelo (Zea, 2004).

| <b><i>k</i></b> | <b>TIPO DE JAL</b>                             |                    | <b>DRENAJE</b>               |
|-----------------|--|--------------------|------------------------------|
| $10^{+2}$       | GRAVAS LIMPIAS                                 |                    | MUY BUEN DRENAJE             |
| $10^{+1}$       |  |                    |                              |
| $10^0$          |  |                    |                              |
| $10^{-1}$       |  |                    |                              |
| $10^{-2}$       | ARENAS LIMPIAS<br>MEZCLAS                      | ARCILLAS FISURADAS | BUEN DRENAJE                 |
| $10^{-3}$       |  |                    |                              |
| $10^{-4}$       | GRAVA-ARENA                                    | Y ALTERADAS        | MAL DRENAJE                  |
| $10^{-5}$       | ARENAS MUY FINAS,<br>LIMOS Y ARENAS<br>LIMOSAS |                    |                              |
| $10^{-6}$       |  |                    |                              |
| $10^{-7}$       | LIMOS ARCILLOSOS                               |                    |                              |
| $10^{-8}$       | ARCILLAS NO FISURADAS                          |                    | PRÁCTICAMENTE<br>IMPERMEABLE |
| $10^{-9}$       |  |                    |                              |

### **b) Deformabilidad**

Se conocen tres tipos de comportamiento mecánico esfuerzo-deformación y son: elástico, plástico y viscoso.

Elástico es aquel que al aplicarle un sistema de cargas, se deforma, pero que al retirarle las cargas el material regresa a su configuración geométrica inicial.

Plástico se caracteriza porque el cuerpo permanece deformado aún cuando se retiran todas las cargas que lo deformaron.

Viscoso no solo depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados, sino también del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga; a este tipo de respuesta se le conoce como diferida.

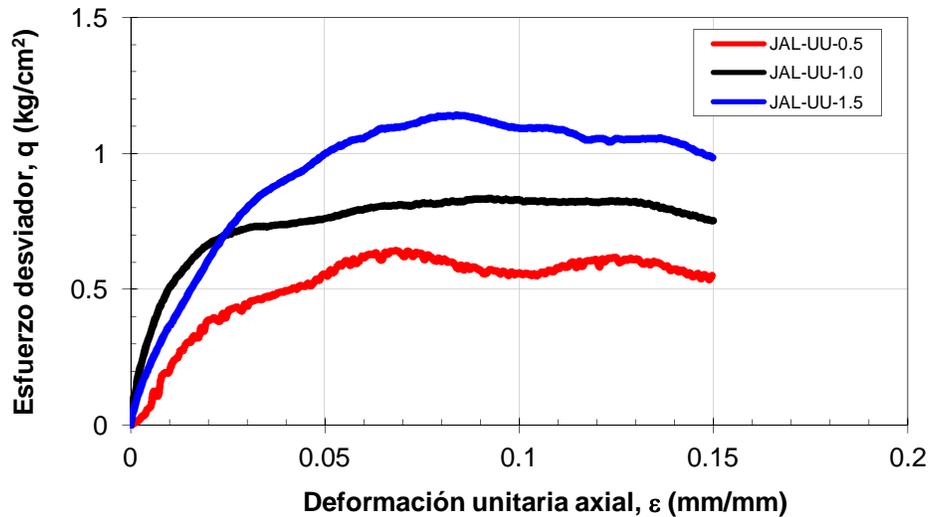
Se pueden identificar dos maneras en que se deforman los suelos:

a) Por compresibilidad

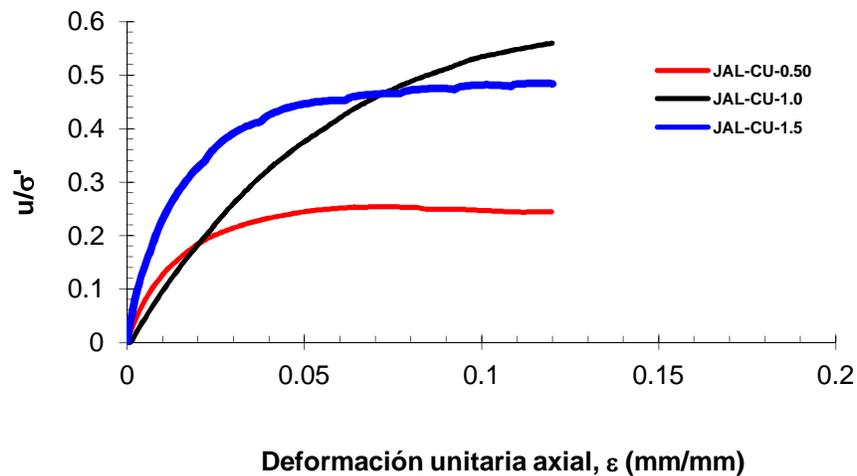
Cambios de volumen sin cambios de forma en la masa del suelo.

b) Por deformabilidad

Cambios en forma y en menor medida cambios de volumen



**FIGURA 4.10.** Curva esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial, obtenida con la prueba tipo UU del ensaye 1.



**FIGURA 4.11.** Curva  $u/\sigma'$  vs  $\epsilon$ , obtenida con la prueba tipo CU del ensaye 1.

### c) Resistencia al esfuerzo cortante

En 1776 Coulomb propone un mecanismo para estudiar la resistencia del suelo, observó que dicho material falla por esfuerzo cortante a través de un plano de deslizamiento, y que la resistencia al esfuerzo cortante ( $\tau$ ) es proporcional al esfuerzo normal ( $\sigma$ ); para quitar el signo de proporcionalidad introdujo el término  $\tan\phi$ , donde  $\phi$ , representa el ángulo de fricción interna; también observó que algunos suelos parecían tener una resistencia al esfuerzo constante, denominado cohesión ( $c$ ), independiente del esfuerzo normal aplicado; y es así como se define la ley de Coulomb:

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

Para 1882 Otto Mohr define el plano Mohr ( $\tau$  vs  $\sigma$ ), y en él gráfica los esfuerzos normales en el momento de la falla del material. A la curva tangente a los círculos que representan dicho estado de esfuerzos se le denomina *Envolvente de Mohr*, cuya ecuación viene dada por  $\tau = f(\sigma)$ .

El equipo más empleado actualmente es la cámara triaxial, es una cámara de compresión de forma cilíndrica llena con agua, que se encarga de aplicar presión al interior de la cámara a través de un compresor. La cámara consta de una base metálica, una camisa, una tapa metálica y tornillos de sujeción. Concéntrica a la base se encuentra otra de menor diámetro donde se coloca la muestra cilíndrica que se va a ensayar. El sistema cuenta con dos piedras porosas que se colocan abajo y sobre la muestra. La piedra de encima va dentro del cabezal que reparte las cargas verticales. Estas piedras se comunican a las vías de drenaje mediante mangueras de poliuretano (no capilar).

La carga axial puede aplicarse por medio de un vástago que atraviesa la tapa de la cámara triaxial al centro, o a través de alambres que se desplazan verticalmente y atraviesan la base de la cámara.

Las pruebas que pueden llevarse a cabo en la cámara triaxial son:

- Prueba de compresión simple.
- Prueba no consolidada no drenada (UU).
- Prueba consolidada no drenada (CU)
- Prueba CU con medición de presión de poro
- Prueba consolidada drenada (CD).

Se ejecutaron seis series de ensayos triaxiales en los jales gruesos para determinar los parámetros mecánicos del suelo (ángulo de fricción,  $\phi$ , y cohesión,  $c$ ):

- Tipo UU (no consolidada no drenada). Se forma la probeta, se monta en la cámara triaxial, se aplica presión de confinamiento, sin permitir el drenaje, y se lleva a la falla a velocidad de desplazamiento controlado.
- Tipo CU (consolidada no drenada). Se forma la probeta, se monta en la cámara triaxial, se satura por contrapresión, aplicando un esfuerzo efectivo entre 0.50 y 1.50 kg/cm<sup>2</sup>, se aplica un esfuerzo efectivo, correspondiente a la diferencia entre la presión de confinamiento y contrapresión, se permite que expulse agua hasta dar oportunidad a que se consolide y se lleva a la falla a velocidad de desplazamiento controlado. En este tipo de ensaye la velocidad de deformación en la etapa de falla es mucho menor que en ensaye anterior, aproximadamente 18 mm en 6 a 8 horas.

Para determinar el rango de valores del ángulo de fricción y la cohesión es necesario ensayar tres especímenes; por tanto, para este juego de ensayos se tienen tres curvas esfuerzo desviador,  $q$ , vs deformación unitaria axial,  $\varepsilon$ , y tres círculos de Mohr. De los círculos de Mohr se determina el ángulo de fricción y la cohesión.

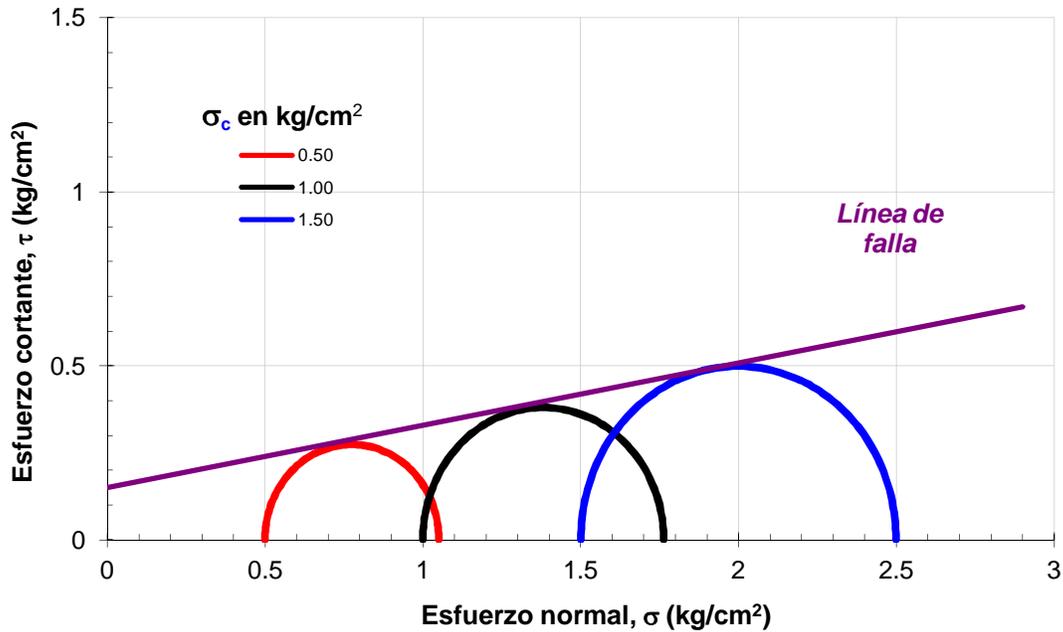


FIGURA 4.12. Círculos de Mohr, obtenidos con la prueba tipo UU del ensaye 1.

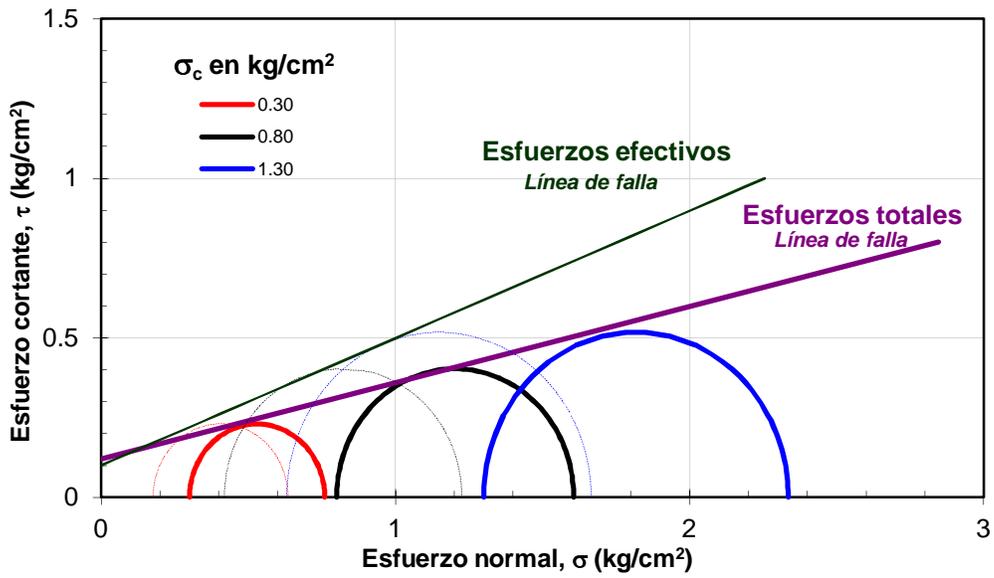


FIGURA 4.13. Círculos de Mohr, obtenidos con la prueba tipo CU del ensaye 1.

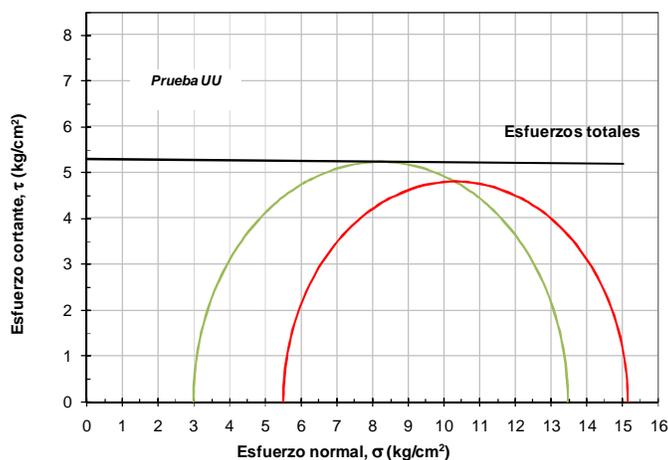
La serie que se ensayó en condiciones parcialmente saturada se obtuvo un ángulo de fricción de 10.17 a 19.56° y una cohesión de 0.16 kg/cm<sup>2</sup>. Para las probetas ensayadas en condiciones saturadas, se obtuvieron ángulos de fricción entre 12.94 y 13.64° y cohesión entre 0.12 y 0.19 kg/cm<sup>2</sup>, en condiciones de esfuerzos totales y ángulos entre 16.42° y 21.97°, con cohesiones entre 0.10 y 0.14 kg/cm<sup>2</sup>, en condiciones de esfuerzos efectivos (tabla 4.15).

**Tabla 4.15.** Parámetros mecánicos en muestras reconstituidas de jales tomados de la cortina

| Ensaye tipo UU          |             | Ensaye tipo CU          |             |                          |              |
|-------------------------|-------------|-------------------------|-------------|--------------------------|--------------|
| Esfuerzos totales       |             | Esfuerzos totales       |             | Esfuerzos efectivos      |              |
| c<br>kg/cm <sup>2</sup> | ∅<br>grados | c<br>kg/cm <sup>2</sup> | ∅<br>grados | c'<br>kg/cm <sup>2</sup> | ∅'<br>grados |
| 0.15                    | 10.17       | 0.12                    | 13.43       | 0.10                     | 21.76        |
| 0.16                    | 17.11       | 0.19                    | 12.94       | 0.14                     | 18.23        |
| 0.15                    | 19.56       | 0.13                    | 13.64       | 0.14                     | 16.42        |

∅ Ángulo de fricción interna  
c Cohesión

Desafortunadamente únicamente fue posible ensayar una serie de dos probetas inalteradas de suelo en la que se determinó el valor de cohesión. Este valor, es muy alto para tratarse de un suelo granular con finos, del orden de 5.3 kg/cm<sup>2</sup>.



**FIGURA 4.14.** Círculos de Mohr, SM2 de 51.50-52.50 m, ensayo tipo UU. De muestra inalterada

**Tabla 4.16.** Parámetros mecánicos de los jales consolidados en muestra inalterada

| Sondeo mixto | Profundidad | Ensaye tipo UU            |                  | Ensaye tipo CU            |                  |                            |                   |
|--------------|-------------|---------------------------|------------------|---------------------------|------------------|----------------------------|-------------------|
|              |             | Esfuerzos totales         |                  | Esfuerzos totales         |                  | Esfuerzos efectivos        |                   |
|              |             | $c$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $\phi$<br>grados | $c$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $\phi$<br>grados | $c'$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $\phi'$<br>grados |
| SM           | $m$         |                           |                  |                           |                  |                            |                   |
| SM2          | 51.50-52.50 | 5.3                       | ---              |                           |                  |                            |                   |

$\phi$  Ángulo de fricción  
 $c$  Cohesión

#### 4.1.4. Datos de lugares similares

##### Basamento

En campo se observaron como rocas de basamento las calizas y un conglomerado brechoide de origen sedimentario polimíctico, a estas rocas se les asignaron las siguientes propiedades, según tablas y resultados obtenidos en lugares con un basamento similar, ya que no se llevaron a cabo pruebas.

**Tabla 4.17.** Parámetros de lugares con basamento similar al lugar de estudio

| Roca:                          |   | Caliza               | Conglomerado brechoide | Valores empleados |
|--------------------------------|---|----------------------|------------------------|-------------------|
| $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | = | 592                  | 1153                   |                   |
| w (%)                          | = | 0.3                  | 0.19                   |                   |
| $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> ) | = | 2.3-2.6              | 3.28                   | 2.3               |
| $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )   | = | 9.5                  | 9.5                    |                   |
| $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )      | = | 3.3                  | 7.25                   | 1.1               |
| $\alpha$ (grados)              | = | 45-50                | 45-50                  | 60                |
| $k$ (cm/s)                     | = | $6.8 \times 10^{-8}$ | $3 \times 10^{-6}$     |                   |

Para tener una idea de la capacidad de carga del basamento se proporcionan los siguientes datos: la resistencia máxima de una caliza es de 592 kg/cm<sup>2</sup> y la carga máxima a la que podemos someter a la roca es 200 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia máxima de un conglomerado brechoide es de 1153 kg/cm<sup>2</sup> y la carga máxima a la que podemos someter a la roca es 400 kg/cm<sup>2</sup> y con los valores de permeabilidad para dichas rocas se puede considerar al basamento como impermeable.

El producto  $\gamma * h = \sigma_v$  (peso volumétrico\*altura=Esfuerzo vertical) permite conocer para el espesor máximo de jal el esfuerzo que ejerce sobre el basamento y si resiste la roca al peso que está sometido.

Para concluir este capítulo se muestran los parámetros que se alimentaron al modelo con el que se llevo a cabo el análisis de estabilidad (tabla 4.18), mismos que fueron obtenidos con base en el análisis de los datos obtenidos de las pruebas en campo y ensayos de laboratorio.

**Tabla 4.18.** Parámetros para alimentar los modelos geotécnicos para el análisis de estabilidad

| Parámetro        | Unidades                 | Terraplén                        |                   |                 |                  |                     |
|------------------|--------------------------|----------------------------------|-------------------|-----------------|------------------|---------------------|
|                  |                          | <i>Jal presa 4 y consolidado</i> | <i>Jal grueso</i> | <i>Jal fino</i> | <i>Basamento</i> | <i>Enrocamiento</i> |
| <b>Ángulo</b>    | <i>grados</i>            | 32                               | 20                | 15              | 60               | 55                  |
| <b>Cohesión</b>  | <i>kg/cm<sup>2</sup></i> | 0.99                             | 0.14              | 0.10            | 1.10             | 0.00                |
| <b>Peso Vol.</b> | <i>kg/m<sup>3</sup></i>  | 2345                             | 1529              | 1529            | 2345             | 2345                |
| <b>Ángulo</b>    | <i>grados</i>            | 32                               | 20                | 15              | 60               | 55                  |
| <b>Cohesión</b>  | <i>kN/m<sup>2</sup></i>  | 90                               | 13                | 9               | 100              | 0                   |
| <b>Peso Vol.</b> | <i>kN/m<sup>3</sup></i>  | 23                               | 15                | 15              | 23               | 23                  |