

ESTUDIO GEOTECNICO

ACUEDUCTO LAS PIRQUITAS-CAPITAL

Tramo: Planta Potabilizadora Quebrada de Moreyra - Planta N°1 Capital

## **ESTUDIO GEOTECNICO**

### **I. OBJETO:**

La presente investigación, tiene por objeto, establecer, con carácter preliminar, las características geotécnicas del subsuelo como material de fundación para el emplazamiento de una cañería de 800 mm para el transporte de agua potable entre la Planta Potabilizadora ubicada en la Quebrada de Moreyra y la Planta N° 1 ubicada en la Avda. Enrique Ocampo de la Ciudad de San Fernando del Valle de Catamarca, en la Provincia de Catamarca.-

### **II. TRABAJO DE CAMPAÑA Y LABORATORIO:**

Se han practicado en el terreno sondeos de exploración, hasta los cinco (5) metros de profundidad, mediante la utilización de un barreno manual. En los sectores donde no fue posible la realización de estos sondeos se efectuaron calicatas a cielo abierto. En todos los casos la toma de muestras se ha efectuado en cada METRO o en cada cambio de la capa, que luego fueron guardadas en recipientes herméticos para los ensayos de laboratorio.-

De las muestras obtenidas en todos los sondeos se efectuaron los siguientes ensayos:

- a) Determinación del contenido de humedad natural.-
- b) Análisis granulométrico y clasificación del material según sistema unificado.-
- c) Determinación de los límites de Atterberg.-
- d) Sales soluble totales

También se efectuó la determinación del Peso de la Unidad de Volumen Seco (PUVS).

Se ha realizado la toma de una muestra inalterada mediante anillo y collar de 110 mm recubierta con parafina para el estudio de la colapsibilidad.

Cada uno de los análisis se pueden ver en el Anexo.

### **III. DESCRIPCION DE LOS SUELOS ENCONTRADOS:**

La traza de la obra se materializa, en su comienzo en la quebrada de Moreyra, con una pendiente importante en la proximidad de la planta, luego traviesa el valle, para posteriormente atravesar la falda de los cerros

próximos, y el cono de deyección del río de El Tala. Ello significa que se encontrará una diversidad de suelos originados por los ataques de diferentes agentes de intemperización.

Los suelos deben su origen a una gran variedad de causas, pero los mecanismos de acción del aire y el agua, principales agentes, se encuadra en dos grupos; desintegración mecánica y descomposición química. El primero de ellos se refiere a la intemperización por agentes físicos, temperatura, agua, aire, plantas y los segundos por la acción de agentes, siendo el principal el agua por el efecto de oxidación, que atacan la roca modificando su constitución mineralógica o química.

La combinación del escurrimiento de aguas en las laderas de las colinas y/o montañas y de la fuerza de la gravedad, forman depósitos de talud, en las faldas de las elevaciones, originando depósitos heterogéneos, sueltos predominantemente formado por material grueso. El escurrimiento de agua superficial produce el arrastre de material de gran tamaño, congruente con una mayor velocidad, depositándose en forma gradual a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos su depósito en la zona plana del valle.

Los vientos, pueden arrastrar partículas cuyo tamaño van desde las arenas a los limos. De esta manera se forman depósitos con mezclas uniformes de arenas finas cuarzosas, y limo, estructurado en forma abierta y algo cohesivo. dando lugar a dos depósitos, los medanos y el loess.

En la zona del valle las características de los suelos encontrados son provenientes de la disgregación de las rocas, mezclados con deposiciones de partículas finas producto de efectos eólicos lo que le brinda, en algunos casos, una pequeña dosis de plasticidad. Esta pequeña cohesión se puede deber a la existencia de pequeñas porciones de partículas arcillosas envolviendo los granos depositados, u en otros casos la presencia de carbonatos solubles que puede otorgar un efecto cementante. En los suelos de grano muy fino, su comportamiento está condicionado por las fuerzas electromagnéticas que se desarrollan en la superficie de los compuestos mineralógicos.

En las faldas de las pequeñas estribaciones montañosas, se encuentra la presencia de suelos gruesos donde resulta predominantemente la fuerza gravitatoria por sobre cualquier otra implicando que su comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por la compactación y por la orientación de las partículas, por lo que la constitución mineralógica es un tanto secundaria hasta cierto punto. La tipología de suelos encontrados responden básicamente a las siguientes características:

- **GW y SW : gravas y arenas bien graduadas**: son suelos bien graduados con pocos finos o prácticamente sin finos. La pequeña presencia de finos que pudiese contener no afecta las características en cuanto a su comportamiento mecánico ni en su capacidad de drenaje. Su graduación se determina en laboratorio. Bien graduadas significa que se encuentran presente todos los tamaños de granos, lo que potencialmente le

otorga un buen comportamiento mecánico. Las gravas varían entre tamaños de partícula de 70 mm a 2 mm y las arenas desde 2 mm.

- **GM y SM: Gravas y arenas Limosas:** en estos grupos si bien se corresponden con las gravas y las arenas, el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa. Esta clase de suelo que en primera instancia el comportamiento mecánico e hidráulico quedaba definido por sus dos características principales que son la compactación y la orientación de las partículas, en este caso particular, cuando el porcentaje de finos supera el 12%, en peso, la fracción fina afecta las características de esfuerzo de deformación ya que al esqueleto de grano grueso se intercalan masas de partículas limosas y en menor medida masas coloidales de flóculos.
- **ML: limos inorgánicos:** son suelos con nula o con muy poca plasticidad, de baja compresibilidad, cuyas partículas van entre las 2  $\mu$  a 0.074 mm, la forma de sus granos y sus propiedades se asemejan a las arenas finas cuando se trata de limos gruesos y a las arcillas cuando se tienen elementos más finos. En los limos inorgánicos al no contener partículas orgánicas son estables en el tiempo.
- **ML –CL: Limos con componentes arcillosos:** Son suelos que responden básicamente a limos pero que contienen una mayor proporción de componentes arcillosos caracterizado por su mayor Índice Plástico comprendido entre 4 % y 7%.

### **Geología**

El valle inter montano en donde se desarrolla la traza de la obra está constituida litológicamente por sedimentos cuaternarios (holocénicos) del tipo depósitos aluviales y de retransporte eólico de carácter limo – arenoso con intercalaciones de grava fina.

### **Geomorfología**

La unidad geomorfológica, en la que se sitúa la traza, corresponde a planos fluviales de superficie topográfica regular de suave pendiente extendida del sector pedemontano de la sierra Los Colorados al interior del valle, pasando sin solución de continuidad a formas correspondientes a las fajas fluviales del curso principal del área (arroyo Fariñango).

### **Descripción**

Desde la planta de la Quebrada de Moreyra siguiendo la traza tentativa, se observa la constitución del suelo por material rocoso, formado por rocas metamórficas, hasta la desembocadura de la misma, donde se comienza a detectar la presencia de suelos, la distancia aproximada desde la planta es de 640 m. El material encontrado corresponde a gravas con finos y el material fino es limo, este manto se encuentra en toda la profundidad explorada.



Detalle formación rocosa de la Quebrada



Quebrada de Moreyra

En toda la extensión de la actual avda. Los Terebintos el material observado son limos que abarca toda la profundidad explorada -5.00 m., en los últimos 1000 mts de la avenida, al aproximarse al cauce del arroyo Fariñango.

Los primeros 2000 mts de la avenida, a contar desde la intersección con la avenida Virgen del Valle en suelo encontrado corresponde a las arenas que en algunos casos se encuentra con material fino lo que da lugar a una arena limosa, y en otros casos con arena mas limpia, este perfil se registra en todo los sondeos realizados hasta esa intersección.



Sondeo N° 2 Sobre Avda Los Terebintos



Sondeo N° 5 Sobre Avda Los Terebintos

A partir de dicha intersección, desde el sondeo N° 7, estando en la proximidad de las estribaciones del primer cordón montañoso se encuentran dos afloramiento rocosos en una extensión de 300 mts sobre la traza. En un punto intermedio se ejecuto un sondeo hasta dicho afloramiento



Afloramiento rocoso



Afloramiento rocoso

Entre los sondeo N° 10 y N° 11 se encuentra una arena gruesa, hasta la profundidad de 1.00 m y luego comienza un potente manto de grava. A los efectos de visualizar dicho manto de grava observar la fotografía, que muestra el perfil obtenido en una barranca a 50 mts de la traza.



Perfil de Barranca



Perfil de barranca

A partir del Sondeo N° 11 se mantiene este manto de grava en toda su profundidad



Perfil entre Sondeo N°12 y N°13.

#### **IV. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS:**

La observación del perfil estratigráfico permite analizar que los suelos encontrados responden a tres tipos básicos bien diferenciados, limos, arenas y gravas.

Las gravas, aún con una mayor o menor cantidad de proporción de material fino, pueden tratarse como materiales homogéneos debido a que la diferencia de comportamiento mecánico no será tan marcada ya que en lo que respecta a sus características mecánicas dependen de la compactación, y la orientación de las partículas, y la plasticidad que le otorga el material fino no produce modificaciones sustanciales.

En las arenas se espera un comportamiento similar al de las gravas ya que a pesar de la mayor o menor cantidad de proporción de material fino, pueden tratarse como materiales homogéneos debido a que la diferencia de comportamiento mecánico depende de sus características mecánicas que dependen de la compactación, y la orientación de las partículas,

En el caso del limo loessico, el comportamiento mecánico de la masa de suelo es claramente dependiente de la resistencia de las uniones y contactos entre partículas. La alteración de los contactos disminuye la resistencia y aumenta la deformabilidad de la masa de suelo. Cuando se produce esta falla local entre los contactos de los granos se produce el colapso de la estructura del loess. Usualmente se atribuye este colapso a dos factores: a) un incremento en el estado tensional, en donde las tensiones entre partículas exceden la resistencia de los contactos, y b) una disminución de la resistencia de los contactos debido a la saturación del suelo, el cual solubiliza las uniones salinas y produce una expansión de los puentes de arcilla, produciendo un aumento notable

en la deformabilidad. Este fenómeno se manifiesta en una disminución notable de la rigidez y del módulo de deformación del mismo.

## V. MODELIZACION DEL PROBLEMA

La estructura mas frecuentemente utilizada para soportar los esfuerzos de empuje hidráulico de una tubería con presión son los anclajes. Aparecen fuerzas de empuje hidráulico en cada cambio de dirección, en cada cambio de diámetro y en cada extremidad. Se pueden diseñar diferentes tipos de anclajes dependiendo de la configuración de la tubería, la resistencia y el tipo de suelo, y la presencia o ausencia de la napa freática

El anclaje soporta los esfuerzos debidos al empuje hidráulico por medio de dos fuerzas:

- el rozamiento con el suelo
- el apoyo en el terreno

Para asegurar el equilibrio las fuerzas de rozamiento y de apoyo en la pared del terreno sean mayores que el empuje hidráulico, y debe verificarse que la tensión vertical no supere la admisible por el terreno

En los análisis convencionales, la fricción estática máxima es proporcional a la fuerza normal entre las superficies que proporcionan la fricción.

La constante de proporcionalidad, en este caso llamada el coeficiente de fricción, depende de la naturaleza de las superficies.

El trabajo empírico de Potyondy indica que para la fricción entre tuberías y suelos, la fuerza también depende de la cohesión del suelo.

$$\text{Entonces: si } F_s = A_p C + W \tan d,$$

Donde  $A_p$  es el área de superficie del exterior del tubo,  $C$  es la cohesión en  $\text{kg/m}^2$ , y  $d$  es el ángulo de fricción del tubo y el suelo en grados. El término  $d$  está definido por la ecuación  $d = \arctan \frac{F}{F}$ .

La unidad de fuerza normal  $W$  es dada por  $W = 2W_e + W_p + W_w'$  donde la carga de tierra ( $W_e$ ) es tomada como la carga del prisma sobre el tubo en  $\text{kg/m}$ . Está definida por la ecuación  $W_e = g H D'$ , donde  $g$  es la densidad del suelo en  $\text{kg/cm}^3$  y  $H$  es la profundidad de cubierta en metros.  $W_p$  es la unidad de peso del tubo y  $W_w$  es la unidad de peso del agua.



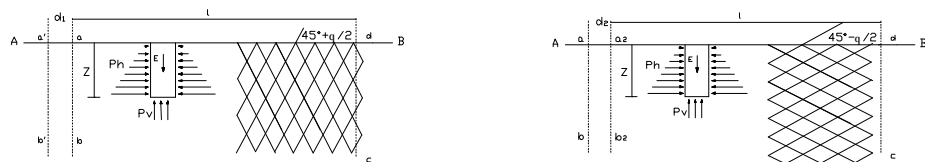
La carga de tierra es duplicada para considerar las fuerzas actuantes en ambas partes superior e inferior de la tubería.. La cohesión de la tubería (C) es definida por la fórmula  $C = f_c \cdot C_s$ .

Entonces 
$$F_s = \frac{p \cdot D \cdot C}{2} + (2 W_e + W_p + W_w) \tan \delta$$

La determinación de las fuerzas de apoyo se basa en la modelización del suelo según la teoría de Rankine.

Una masa de suelo está en estado de equilibrio plástico si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Cuando el estado de equilibrio plástico de una masa de suelo se debe a su propio peso, ellos se denominan estados de equilibrio plástico de Rankine y corresponde a los casos más sencillos de equilibrio plástico.

Los estados de equilibrio plástico de Rankine se representan en la figura de diagrama de estado activo y pasivo de Rankine. En ella, AB corresponde a la superficie horizontal de una masa semi-infinita de arena sin cohesión de peso unitario  $\gamma$ , E un prisma de arena de base unitaria y altura Z.



En donde:

$$\sigma_v = \gamma Z \text{ (presión normal a la base)}$$

Es una tensión principal y las presiones  $\sigma_h$ , normales a las caras verticales, también son tensiones principales.

En un material sin cohesión, la relación entre las dos tensiones principales no puede exceder el valor:

$$\sigma_1 / \sigma_3 = N_\phi$$

$$\sigma_1 / \sigma_3 = N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

Para un material sin cohesión:  $\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi$

Como  $\sigma_v$  puede ser tanto la presión principal mayor, como la presión principal menor, es decir, que la relación:

$$K = \sigma_h / \sigma_v,$$

Puede adquirir cualquier valor entre los límites:

$$K_A = \sigma_h / \sigma_v = 1 / N_\phi = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2)$$

$$K_P = \sigma_h / \sigma_v = N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

Cuando la masa se comprime, la relación  $K = \sigma_h/\sigma_v$  aumenta y cuando K alcanza el valor  $K_p$ , se llega al estado pasivo. A profundidad z:

$$\sigma_h = K_p \sigma_v = K_p \gamma Z = \gamma Z N_p$$

El valor  $K_p$  es el coeficiente del empuje pasivo de las tierras. Los estados activos y pasivo de Rankine constituyen los dos estados límites del equilibrio de las arenas. Todo estado intermedio, incluido el de reposo, se denomina estado de equilibrio plástico.

La formula a utilizar estaría dada por

$$E = s \cdot s + v \cdot \gamma \cdot \mu$$

en la que

E = empuje que debe absorber el anclaje

S = superficie del anclaje en contacto con el lateral de la zanja

s = capacidad de soporte del terreno

v = Volumen del hormigón necesario

$\gamma$  = peso específico del hormigón

$\mu$  = coeficiente de rozamiento

Para la determinación de la capacidad de carga es necesario analizar la interacción suelo estructura.

Los suelos al someterlos a estados tensionales sufren deformaciones como resultados de cambios de forma y de volumen. Por ello se tiene problemas de rotura y deformación.

Con respecto al primer caso, es sabido que las fallas se producen cuando la resultante de las tensiones tangenciales que ocurren a lo largo de superficies potenciales de deslizamiento o fractura supera la resistencia al corte a lo largo de las mismas.

Siguiendo la formula de Coulomb la resistencia al corte de en un elemento plano de un suelo esta dado por:

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

Donde :  $\tau$ : resistencia al corte

C : cohesión

$\sigma$ : tensión normal actuante

$\phi$ : Angulo de fricción interna

Para el calculo de la capacidad de carga se ha tomado la formula de Terzaghi, de falla general, correspondiente a faja larga, cargada uniformemente, con superficie de contacto rugosa:

$$Q_c = C \cdot N_c + \gamma \cdot z \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

$Q_c$  = capacidad de carga

$C$  = cohesión

$Z$  = Profundidad de desplante

$B$  = ancho de la zapata

$\gamma$  = densidad del suelo seca por arriba de la profundidad de desplante

$N_c, N_q, N_\gamma$  factores de carga

## VI. DEFINICION DE LOS PARAMETROS DE CALCULO:

La fijación de los parámetros se determinara para cada tipología de suelo y corresponderá al calculista la adopción de cada uno de ellos en función de la ubicación de las estructuras tanto altimetricamente como planimetricamente.

### Limos:

- El valor determinado de la densidad in situ es  $\gamma = 1.155 \text{ kg/cm}^3$ , se tomara un valor de calculo de  $1.2 \text{ kg/cm}^3$ ,
- El valor estimado para  $\phi$  se determina de los sugeridos por R.B.Peck deducidos del promedio de la resistencia a la compresión simple en Mpa estimada en  $0.094 \text{ MPa}$  con un  $\phi = 18^\circ$ .
- La tensión admisible a utilizar es  $s_{adm} = 0.49 \text{ kg/cm}^2$  en arenas limosas. La profundidad de desplante es de  $2.00 \text{ mts}$ .
- El valor del coeficiente de empuje pasivo es  $K_p = 1.894$

### Arenas:

- El valor determinado de la densidad in situ es  $\gamma = 1.702 \text{ kg/cm}^3$ , se tomara un valor de calculo de  $1.7 \text{ kg/cm}^3$ ,
- El valor estimado para  $\phi$  se establece con los valores de la densidad relativa determinada por Terzaghi y Peck de acuerdo a la siguiente formula

$$Dr = \frac{\gamma_{\max} - \gamma}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}$$

Los valores estimados para el ángulo de fricción interna  $\phi$  se establecen con las expresiones dadas por Meyeroff para arenas con mas y menos del 5% de arena fina y silt.

Para las arenas limosas se establece  $\phi = 25,5^\circ$

Para las arenas bien graduadas y limpias se establece  $\phi = 31^\circ$

- La tensión admisible a utilizar es  $s_{adm} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$  en arenas limosas. La tensión admisible a utilizar es  $s_{adm} = 3,6 \text{ kg/cm}^2$  en arenas bien graduadas y limpias. La profundidad de desplante es de 2,00 mts.
- El coeficiente de empuje pasivo, para las arenas limosas se establece en  $K_p = 2.511$ . El coeficiente de empuje pasivo en las arenas bien graduadas y limpias se establece en  $K_p = 3.110$

### Gravas:

- El valor determinado de la densidad in situ es  $\gamma = 1.833 \text{ kg/cm}^3$ , se tomara un valor de calculo de  $1.85 \text{ kg/cm}^3$ ,
- El valor estimado para  $\phi$  se establece con los valores de la densidad relativa determinada por Terzaghi y Peck de acuerdo a la siguiente formula

$$Dr = \frac{\gamma_{\max} - \gamma}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} = 47\%$$

Los valores estimados para el ángulo de fricción interna  $\phi$  se establecen con las expresiones dadas por Meyeroff para arenas con mas y menos del 5% de arena fina y silt.

Para las gravas limosas se establece  $\phi = 32,5^\circ$

Para las gravas bien graduadas y limpias se establece  $\phi = 38^\circ$

- La tensión admisible a utilizar es  $s_{adm} = 4,8 \text{ kg/cm}^2$  en gravas limosas. La tensión admisible a utilizar es  $s_{adm} = 6,4 \text{ kg/cm}^2$  en arenas bien graduadas y limpias. La profundidad de desplante es de 2,00 mts.
- El coeficiente de empuje pasivo, para las arenas limosas se establece en  $K_p = 3.322$ . El coeficiente de empuje pasivo en las arenas bien graduadas y limpias se establece en  $K_p = 4.203$ .

## VII. ANALISIS DE LAS DEFORMACIONES

El análisis de los asentamientos en los anclajes y o fundaciones de dados soporte se realizó por el método de Schleicher (1926); Steinbrenner (1936) para cimentaciones rígidas y flexibles. Los asientos se dan el total en el caso de una estructura rígida y en los bordes y centro en el caso de una estructura flexible.

La tensión transmitida al suelo se supuso que es la tensión admisible determinada en cada caso y los anchos y longitudes se tomo unitaria. Los valores resultante ase detallan en los cuadro siguientes.

### limos

Carga admisible (q):	0,49	kg/cm <sup>2</sup>	0,49	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	150	kg/cm <sup>2</sup>	150	kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson (v):	0,15		0,15	
Ancho cimentación (b):	1,00	m	100	cm
Largo cimentación (l):	1,00	m	100	cm
m:			1,00	
Ip:			0,56	
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida (cm)	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
0,34	0,22	0,43	0,36	4,9

### arenas limosas

Carga admisible (q):	1,90	kg/cm <sup>2</sup>	1,90	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	250	kg/cm <sup>2</sup>	250	kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson (v):	0,25		0,25	
Ancho cimentación (b):	1,00	m	100	cm
Largo cimentación (l):	1,00	m	100	cm
m:			1,00	
Ip:			0,56	
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida (cm)	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
0,76	0,48	0,96	0,81	19,00

**arenas limpias**

Carga admisible (q):	3,60	kg/cm <sup>2</sup>	3,60	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	290	kg/cm <sup>2</sup>	290	kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson (v):	0,30		0,30	
Ancho cimentación (b):	1,00	m	100	cm
Largo cimentación (l):	1,00	m	100	cm
m:			1,00	
Ip:			0,56	
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida (cm)	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
1,20	0,76	1,52	1,29	36,00

**gravas limosas**

Carga admisible (q):	4,80	kg/cm <sup>2</sup>	4,80	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	400	kg/cm <sup>2</sup>	400	kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson (v):	0,30		0,30	
Ancho cimentación (b):	1,00	m	100	cm
Largo cimentación (l):	1,00	m	100	cm
m:			1,00	
Ip:			0,56	
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida (cm)	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
1,16	0,74	1,47	1,25	48,00

**gravas limpias**

Carga admisible (q):	6,40	kg/cm <sup>2</sup>	6,40	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	650	kg/cm <sup>2</sup>	650	kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson (v):	0,28		0,28	
Ancho cimentación (b):	1,00	m	100	cm
Largo cimentación (l):	1,00	m	100	cm
m:			1,00	
Ip:			0,56	
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida (cm)	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
0,96	0,61	1,22	1,04	64,00

## **VIII. ANALISIS DE LA COLAPSIBILIDAD DEL SUELO**

En los suelo con estructura macroporosa, en que los granos mas grandes se encuentran unidos por puentes de material arcilloso y/o sales, se produce el colapso cuando los esfuerzos en los puentes de unión superan su resistencia. Los componentes que intervienen en el fenómeno de colapso son dos: el estado tensional y la interacción química entre el liquido saturante y el material arcilloso y/ sales que forman el vínculo.

Para determinar la susceptibilidad al colapso de los suelos limosos que se encontraron a lo largo de la traza de la obra, en el tramo que se estudia, se realizó dos ensayos de compresión confinada. El primero con la humedad natural de suelo en el momento del ensayo y posteriormente el ensayo saturado. Se puede observar en el ensayo de compresión confinada que en el instante de la saturación se produce una deformación del 1,4%.-

La tensión de fluencia en estado saturado se encuentra a los 0.381 kg/cm<sup>2</sup> mientras que en el estado natural la tensión de fluencia se encuentra a los 0.62 kg/cm<sup>2</sup>. La determinación de la fluencia saturada suministra la información necesaria para conocer la susceptibilidad del colapso del suelo en estudio.

La susceptibilidad del colapso estará dada según la siguiente condición:

- a.-  $P_o > T_{fs}$  = suelo verdaderamente colapsible
- b.-  $P_o < T_{fs}$  = suelo condicionalmente colapsible
- $T_{fs} - P_o$  = sobrecarga limite

Para el caso que se trata:  $P_o = \gamma \cdot z = 1.155 \text{ kg/cm}^3 \cdot 1.00 \text{ cm} = 1.155 \text{ kg/cm}^2$ .

**$P_o > T_{fs}$  = = suelo verdaderamente colapsible**

En el Anexo se detalla los respectivos gráficos de Tensión-deformación.

## **IX. AGRESIVIDAD AL HORMIGON**

De todas las muestras extraídas se realizo el ensayo de sales totales dando como resultado que NO FLOCULA, ello significa que si existe la presencia de sales esta sería menor a un valor de 0.1%.-

## **X. COMPORTAMIENTO SISMICO:**

Bajo este título se analiza la posibilidad de licuefacción del suelo de fundación bajo la acción de una excitación sísmica.- La licuefacción es la pérdida instantánea de la resistencia al corte del suelo por aumento de la presión intersticial bajo ciertas condiciones de compacidad granulométrica y acción sísmica.-

Dicho análisis está basado en los límites y criterios establecidos por el reglamento Cirsoc 103 que establece los siguientes grados de riesgos:

**a) *licuefacción muy probable:***

Si se presentan todas estas condiciones:

- existen mantos o lentes de arena saturada a menos de 25 mts de profundidad.-
- el diámetro medio (D50) está entre 0,070 y 1,2 mm.-
- el N° de golpes de S.P.T. es igual o menor que:  
p/zona sísmica  $26 + 0,6 Z$   
z: profundidad considerada.-

**b) *licuefacción improbable:***

Cuando se presentan algunas de estas condiciones:

- no existen mantos o lentes de arenas saturadas a una profundidad de 25 mts.-
- el D50 es mayor que 3,5 mm o menor de 0,01 mm.-
- el N° de golpes de S.P.T. es mayor de:  
p/zona sísmica  $212 + 1,2 Z$

**c) *probabilidad intermedia de licuefacción:***

Cuando se presentan mantos de arena o lentes saturados hasta 25 mts. De profundidad y además:

$$0,07 < D50 < 1,2 \text{ mm}$$

$$6 + 0,6 Z < N_{ro} < 12 + 1,2 Z$$

o también:

$$0,05 < D50 < 0,07 \text{ mm} \quad \text{o} \quad 1,2 \text{ mm} < D50 < 3,5 \text{ mm} \quad N < 12 + 1,2 Z$$

Analizando lo acotado por el reglamento, las densidades relativas, y las granulometrías de los suelos se obtiene el siguiente cuadro de situación:



- El sondeo no ha detectado hasta la profundidad de exploración la presencia de lentes de arena saturadas. Como lo especificado por el reglamento es hasta 25 mts, quedan 20 mts que no se conoce la tipología de suelos.
- De acuerdo a lo apuntado arriba **y únicamente de detectarse manto de arena saturadas** a una profundidad menor a 25 mts, se podría concluir que el manto entre los 1.00 y 5.00 m de profundidad se clasifica como de licuefacción muy probable.
- El fenómeno de licuefacción es complejo y aún no totalmente dilucidado. Estos son criterios prácticos los aquí usados que permiten una aproximación al problema pero sería necesario un estudio mas detallado para tomar una decisión, y el mismo escapa a las posibilidades del presente trabajo.

## XI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos y al alcance del trabajo se concluye que:

- Se podrá tomar los parámetros de cálculo para las estructuras de fijación de acuerdo a lo especificado para cada suelo.
- En el caso de saturación del limo es susceptible de colapso por lo tanto se deberá tener en cuenta, en función del tipo de material las deformaciones de la interacción suelo estructura en las fases de operación lleno y vacío y en la construcción. Es importante la compactación del suelo al su alrededor o el mejoramiento del mismo con suelo cemento. “(ANÁLISIS DE TUBERÍAS ENTERRADAS EN SUELOS LOÉSSICOS: EFECTO DE LA SATURACIÓN DEL SUELO. Franco M. Francisca, Emilio R. Redolfi y Carlos A. Prato)”.
- De acuerdo a lo especificado por el Reglamento Cirsoc solamente se clasifica como de licuefacción muy probable el manto entre los 1.00 y 5.00 m de profundidad, si se detecta un manto de arena saturadas a una profundidad menor a 25 mts, lo cual con los antecedentes de la zona es poco probable que pueda ocurrir.

# ANEXO