

DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS Y TECNOLOGICAS
DE LA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

PUBLICACION N.º 8

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS
DEL SUELO FINO DEL ORIENTE DE SANTIAGO

ANTONIO LUQUE y GASTON MAHAVE
INGENIEROS CIVILES

SANTIAGO DE CHILE
EDITORIAL UNIVERSIDAD CATOLICA
Carmen 360 — Teléfono 397765
1959

DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS Y TECNOLOGICAS
DE LA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

PUBLICACION N.º 8

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS
DEL SUELO FINO DEL ORIENTE DE SANTIAGO

ANTONIO LUQUE y GASTON MAHAVE
INGENIEROS CIVILES



SANTIAGO DE CHILE
EDITORIAL UNIVERSIDAD CATOLICA
Carmen 360 — Teléfono 397765
1959

ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DEL SUELO FINO DEL ORIENTE DE SANTIAGO

Este trabajo se hizo dentro del programa de investigaciones aprobadas con cargo al Art. 36 de la Ley 11575. Fue realizado por los Ings. Antonio Luque y Gastón Mahave bajo la dirección del Jefe del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Ing. D. Arturo Morales.

1.— INTRODUCCION

El suelo, con sus características de material no homogéneo, y su gran compresibilidad, debe ser objeto de un estudio especial en relación con las deformaciones que puede sufrir al ser sobrecargada con estructuras rígidas como las de hormigón armado, usadas en Chile en forma casi exclusiva. En estos casos, una **desnivelación diferencial** de los apoyos en uno de los elementos de fundación puede sobrecargar o fatigar extraordinariamente alguno de los elementos resistentes, e incluso producir su rotura, con el consiguiente peligro para la estabilidad de la estructura entera. De aquí la importancia de un estudio concienzudo del suelo que aporte los datos necesarios para la construcción de cualquiera obra de Ingeniería, estudio que en ciertos casos especiales puede llegar a desechar un terreno y elegir otro.

Bajo la capa vegetal de Santiago se pueden delimitar ciertas zonas de suelo fino y otras en que predomina el suelo grueso. Este suelo grueso,

que se presenta en la zona de mayor edificación de la ciudad (Centro y Sur), y que forma un terreno bastante apropiado para fundaciones, ha sido objeto de otros trabajos, por lo que el presente estudio está dirigido en especial a delimitar una zona de finos correspondiente al sector Oriente, clasificar sus componentes y encontrar sus propiedades físicas y mecánicas. El estudio de estos finos tiene especial interés por ser en terrenos de esta naturaleza donde se presentan las mayores dificultades de fundación, y además porque el sector Oriente es potencialmente el que mayor densidad de futuras construcciones tiene como perspectiva inmediata.

2.— FORMACION GEOLOGICA

La ciudad de Santiago se encuentra sobre el terreno de acarreo que ha rellenado la fosa tectónica limitada por las líneas de fallas de la Cordillera de los Andes y la Cordillera de la Costa.

Haciendo abstracción de la capa vegetal, en el

material superficial de este relleno se distinguen tres clases bien definidas de constituyentes: a) las morrenas con piedra pómez, al oeste de la ciudad; b) los rodados, ya sea de los aluviones fluvio-glaciales o provenientes de los ríos, que rellenan el centro, norte y sur de la ciudad, y c) una tierra fina de carácter limoso que abarca un área grande de la comuna de Ñuñoa y que prácticamente no aparece en otras partes, sino que en la parte oriental de la zona.

La homogeneidad de este suelo fino, llamado vulgarmente polvillo, y la ausencia de piedras en él, hace suponer que es el viento el agente acarreador. Los vientos predominantes en la zona tienen dirección sur-oeste, y pierden velocidad al encajonarse entre la Cordillera de los Andes (San Ramón) y la cadena del San Cristóbal, permitiendo de esta manera el depósito del polvo en suspensión, cuya fuente estaría en el material fino dejado por los ríos en sus crecidas, ya que un origen propiamente fluvial o lacustre queda descartado por la ausencia de rodados en él, y porque se encuentra en la parte más alta de un valle inclinado que tiene su desagüe natural 400 mts. más abajo del nivel de este depósito.

3.—LÍMITES Y ESPESOR

La línea que limita la zona de suelo fino corre paralelamente a la Av. Francisco Bilbao; al llegar al conal San Carlos dobla hacia el Sur por detrás de la Av. Ossa, atravesando la Av. Irarrázaval a la altura de la plaza de Los Guindos. Se continúa en seguida por la calle Castillo Velasco hasta la Av. J. P. Alessandri (ex Macul), comenzando entonces una curva que pasa por los alrededores de la Av. P. de Valdivia, y que vuelve de nuevo hasta la Av. J. P. Alessandri, algo al Sur de Punta de Rieles. Desde aquí sigue paralelamente al Norte del Zanjón de la Aguada, atravesando el canal San Carlos a una distancia intermedia entre la Viña Macul y la quebrada del mismo nombre. Como límite oriental puede darse aproximadamente la curva de nivel de 700 metros que prácticamente coincide con el desarrollo del canal "Las Perdices". En el plano los límites quedan bien determinados. (Fig. 1).

No es posible decir nada definitivo sobre el espesor del fino, por su variabilidad, dándose el caso de encontrar un espesor de 6 metros en un punto distante sólo 50 metros de otro en que era de 17 metros. Se puede afirmar en general que los mayores espesores se encontrarán en la

parte central de la zona, alcanzando hasta unos 35 metros, y que disminuye hacia la periferia.

4.— EXPLORACIONES

Las visitas al terreno se hicieron aprovechando, por lo general, pozos sépticos en construcción, pues en gran parte de la zona no existe aún alcantarillado. Se supuso que el espesor del suelo fino disminuía hacia las zonas de mayor perturbación por los ríos. Esta suposición quedó comprobada, ya que hacia el lado de los límites de los conos de deyección de los ríos Mapocho y Maipo, el suelo fino desaparece prácticamente. Por el lado Sur la exploración fue más dificultosa por la falta de construcciones que impidió la obtención de datos. En todo caso, en las cercanías de la quebrada Macul y el canal San Carlos existen cortes en que es posible observar los perfiles de tipo errático donde se mezclan grava de tipo fluvial con rodados, algunos muy grandes de canto agudo, mezclados algunas veces con suelo fino de carácter limoso y otras con arcilla pura. Entre la Cordillera y el canal San Carlos se encuentra grava en gran cantidad, lo que permite suponer que la quebrada de Macul tiene su propio cono de deyección, que en la parte Sur se confunde con el río Maipo. Más al Norte, en las inmediaciones de la Viña Macul, se presenta el suelo fino estudiado con espesores cercanos a los 15 metros.

5.— PERFILES LONGITUDINALES

Para el estudio de fundaciones sobre el suelo estratificado, es de importancia esencial comprobar si los materiales que lo forman se encuentran en bolsones aislados o constituyen estratos longitudinales extensos. Para comprobarlo, se trazaron 2 perfiles longitudinales uniendo los pozos 9 — 1 — 3 — 13 — 23 y 9 — 18 — 31 — 24 — 23.

Como puede observarse en la Fig. 2, el suelo fino y la grava forman estratos horizontales bien marcados. A la capa vegetal de espesor medio 1 metro, la sigue una capa de fino de unos 4,5 metros, con un estrato de grava intermedio de 1,20 metros aproximados de espesor, mientras el fino se continúa todavía en unos 3,70 metros. Como el río no ha alcanzado todos los lugares, en las zonas más alejadas del Mapocho deja de presentarse en ocasiones la capa de grava. En cuanto a la capa de agua, ella no apareció en los pozos observados, por lo que en esta zona debe encontrarse por debajo de los 40 metros.

Fig. 1



límites aproximados de la zona de suelos finos. El límite norte está algo más al norte de lo que se muestra en este plano, según exploraciones realizadas con posterioridad a la preparación de este trabajo.

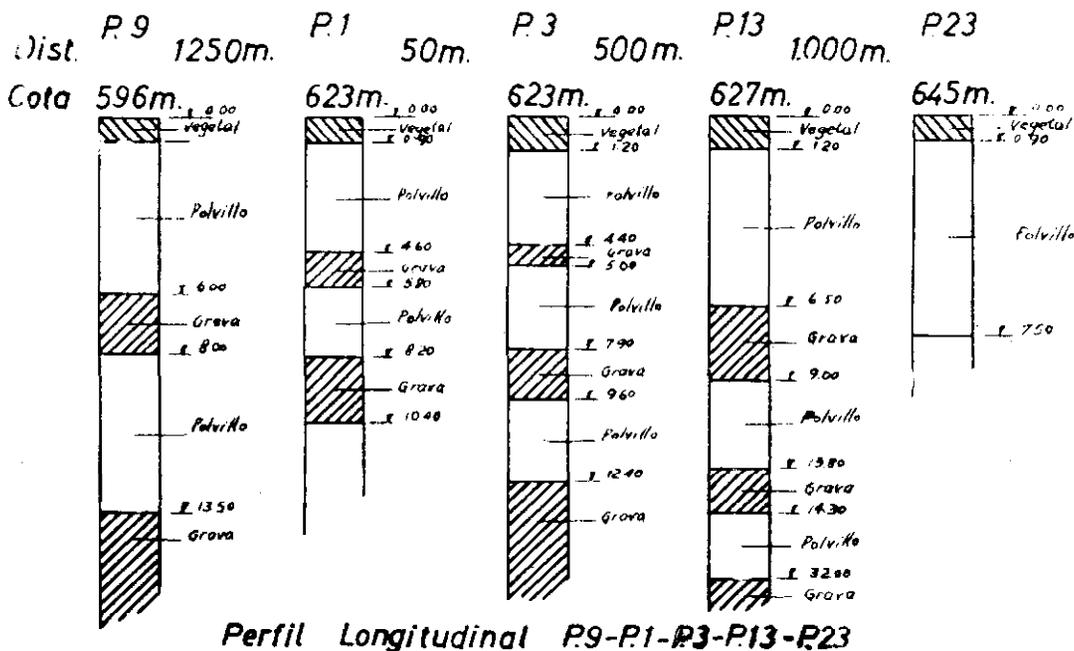
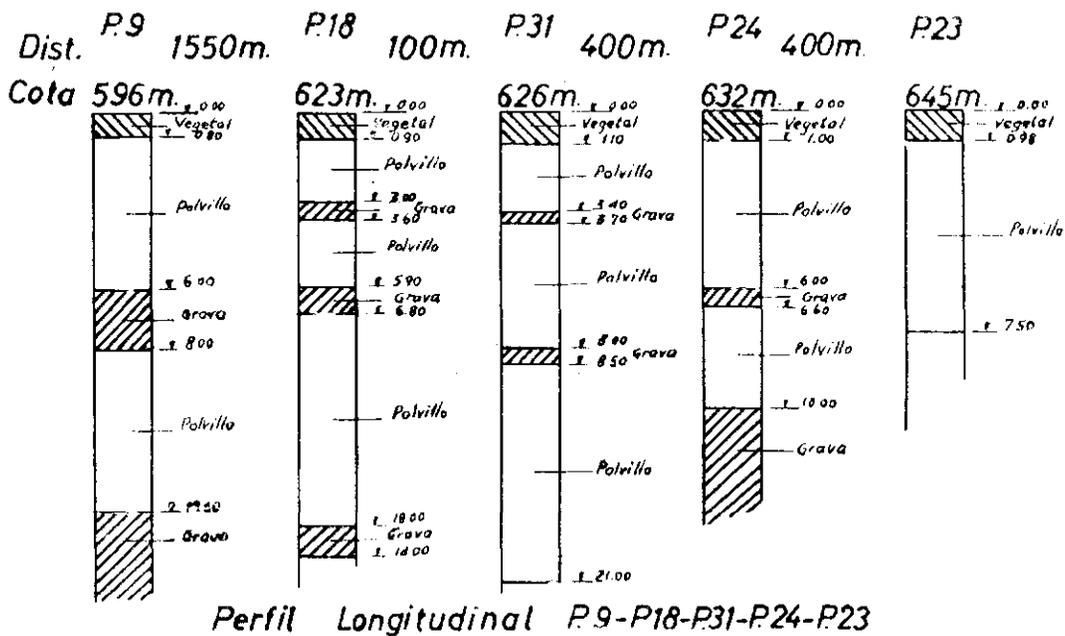


FIG. N.º 2

6.— PROPIEDADES DEL SUELO

Color: café amarillento cuando seco; café obscuro húmedo. Humedad natural: cercana al 25%. Grado de saturación: 60 a 70%. Olor: no tiene en estado natural. Textura: seco es harinoso y

suave al tacto entre las manos. Materias orgánicas: contenido nulo, de acuerdo a los ensayos. Compresibilidad: Normalmente cargado hasta la primera capa de grava (± 5 mts.) de acuerdo a los ensayos.

Se ha avanzado que este suelo, originariamen-

te un limo de procedencia eólica, estaría transformándose gradualmente en arcilla, por lo que presentaría un carácter intermedio entre los dos. Naturalmente que esta hipótesis es difícil de comprobar.

Este depósito de finos se encuentra en toda su extensión sobre rodados de río.

7.— EXPERIMENTACION

En las exploraciones que se realizaron para determinar la depositación del polvillo y sus límites, pudo observarse que las características generales del material resultaban semejantes en diversos puntos de la zona. Por lo tanto, y en vista de las dificultades encontradas para la extracción de muestras en los pozos entre los dueños o encargados de ellos, y no se disponía de elementos mecánicos de sondeo, se estimó apropiado para la investigación usar el mínimo de pozos posibles, lo que no resta generalidad a las conclusiones, pues la clasificación efectuada en gran número de puntos ubicados en toda la zona indica que el material es virtualmente el mismo.

La determinación de las propiedades mecánicas del suelo se realizaron en muestras no perturbadas extraídas hasta una profundidad de 3,60 metros y excepcionalmente a profundidades superiores, ya que solamente en caso de estructuras excesivamente grandes es necesario conocer las propiedades del subsuelo a mayor hondura.

A.— HUMEDAD NATURAL Y GRADO DE SATURACION

Se hicieron ensayos en diversas muestras de diferentes pozos, extraídas a profundidades hasta de 7,40 metros. La humedad natural w_n tiende a disminuir con la profundidad. Se presume que la mayor humedad en la superficie está condicionada a una influencia mayor de las condiciones atmosféricas. A mayores profundidades debe estabilizarse en un valor inferior. Eso sí, es preciso considerar las circunstancias de drenaje (estratos intermedios de grava, etc.).

La humedad más alta se presenta en el pozo N° 1, con 29,1% a 1,20 metros, y la más baja, en el mismo pozo, es de 18,36%, a 2,60 metros. Como ejemplo, pondremos los valores encontrados en él:

Pozo N° 1		Calle Drina 330
Cota m	w_n %	S %
1,20	29,1	—
1,60	26,05	63,3
2,60	18,36	61,7
3,60	27,5	73,8
7,40	18,5	74,1

Puede hablarse, en general, de una humedad media del 25%, mientras que los grados de saturación S varía de 61,7% a 87,5%, con un promedio de 70%.

B.— PESOS ESPECIFICOS, INDICES DE HUECOS, POROSIDADES Y LIMITES DE CONTRACCION

gr/cm³

Peso Específico absoluto (ζ_s); promedio 2,71.— Valores normales.

Peso Específico aparente (ζ_a); promedio 1,43.— Aunque estos valores debieran lógicamente aumentar con la profundidad, hay algunos que discreparon en los ensayos. Esto se explicaría porque, como sucede por ejemplo en la cota 3,60 del pozo N° 1, el índice de huecos e , que debe disminuir con la profundidad, es mayor que en la cota 2,60, debido a que a 3,60 metros se determinó una humedad de 27,2%, superior a la del **límite de contracción** L. C., que es de 24%. De esta manera, a 3,60 metros de profundidad, el suelo está esponjado, siendo e , por lo tanto, mayor, y como consecuencia, disminuye el valor de ζ_a .

Porosidad.— Su alto valor, 47,5%, se explica por los huecos dejados por la materia orgánica (raicillas) que desapareció totalmente por descomposición química.

C.— GRANULOMETRIA

Se ensayaron cinco muestras del pozo N° 1 y una del N° 3.

Las experiencias realizadas se resumieron en cuadros y gráficos, y cuyos resultados pueden resumirse de la siguiente manera:

Los coeficientes de uniformidad $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, en

que D_{10} es el diámetro de las partículas que corresponden al 10% más fino, y D_{60} a las de diámetro tipo 60%, tienen un valor creciente con la profundidad, lo que corresponde a un aumento en el porcentaje de arena. Los valores de C_u van

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
 Departamento de Investigaciones Científicas y Tecnológicas
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

GURVA GRANULOMÉTRICA

Proyecto
 Muestra N° 3
 Ubicación DRINA 330

Obra Pozo N° 1
 Cota 2,60 mts.
 Observaciones

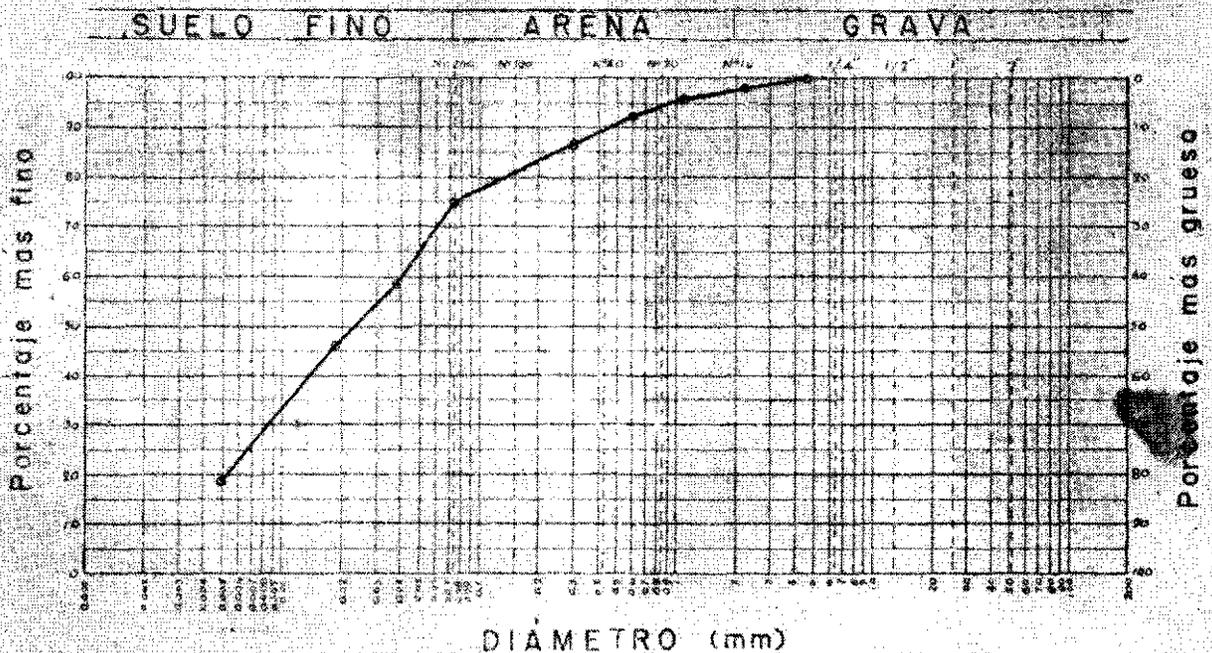


Fig. N.º 3

desde 6,90 para un porcentaje de arena del 5,2% (a 1,20 mts.) hasta 17,70 para 28,1% de arena (a 7,40 mts.).

Como dato ilustrativo, se incluyen los cuadros N.os 1 y 2, con los resultados a diferentes cotas y el resumen de propiedades granulométricas, respectivamente, y la Fig. 3, con el gráfico de la curva granulométrica a la cota de 2,60 mts. en el Pozo N° 1.

D.— CLASIFICACION DEL SUELO

Esta se hizo con la ayuda de la "Clasificación Unificada". En casi todos los pozos se realizaron ensayos de sacudida, pero la resistencia seca se hizo únicamente en las muestras del pozo N° 1, y puede describirse como ligera.

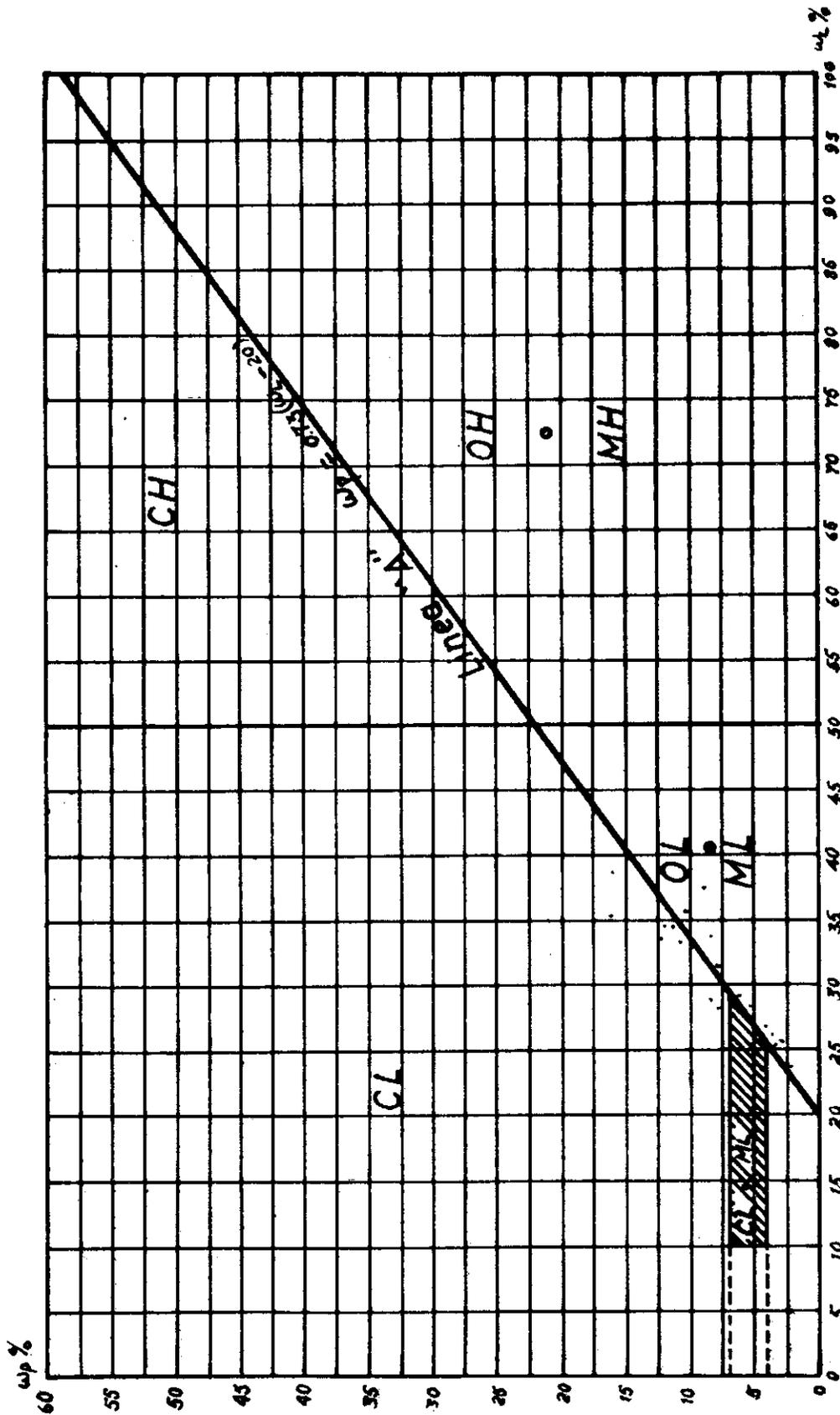
Las granulometrías de las muestras del pozo N° 1 indican un porcentaje de finos del 70% al 95%. Por otra parte, estos suelos no presentan materias orgánicas de ninguna clase.

Para determinar el carácter de la parte fina se hicieron los límites de Atterberg (LI, Lp e, I.P., límites líquido, plástico e índice de plasticidad) y ensayos de sacudida. Estos valores se llevaron a la carta de plasticidad de Arthur Casagrande (Fig. 4), y se observó que se encuentran agrupados en una reducida zona cercana al límite entre arcillas de plasticidad mediana y baja, y limos inorgánicos de compresibilidad mediana y baja.

De lo anterior, y con el resultado de los ensayos de compresibilidad, esfuerzo de corte, etc., estos suelos pueden clasificarse en definitiva como limos inorgánicos de ligera plasticidad, con pe-

Fig. N.º 4

CARTA DE PLASTICIDAD



queñas características de arcillas. Se incluye el cuadro N° 3 con la clasificación resultante.

La humedad tiene gran importancia en este polvo, lo que aparece evidenciado en el ensayo para encontrar el límite líquido. La variación de humedad es sólo del 2 al 3% para un rango de golpes que fluctúa de los 15 a los 35, como término medio. Estos ensayos se repitieron varias veces para eliminar errores.

E.— COMPRESION UNIAXIAL

La **fatiga de ruptura** en las muestras no perturbadas va en aumento con la profundidad debido a la mayor cohesión por presión. Como la humedad en los ensayos era generalmente inferior a la del límite plástico, además de una pequeña cementación que presenta este suelo, el **ángulo del plano de ruptura** no pudo medirse porque las muestras, al romperse, prácticamente estallaban.

Las **fatigas de ruptura** a la compresión libre o uniaxial encontradas en las muestras tipo del **pozo N° 1**, son las siguientes:

Cota mts.	q'u		St
	Kg/cm ² Suelo no pert.	Kg/cm ² Suelo remold.	
1,60	0,477	0,155	3,07
2,60	0,582	0,435	1,34
3,60	0,763	0,162	4,70
7,40	1,97	0,517	3,82

Se observa que al comparar las fatigas q_u con las $q'u$, el grado de sensibilidad St , con excepción del valor obtenido a los 2,60 metros, es cercano a 4, lo que correspondería a una moderada sensibilidad.

La **deformación unitaria**, que puede tomarse como un índice de la compresibilidad, es del orden de 0,01 en las muestras no perturbadas, y de 0,025 en las muestras remoldeadas.

F.— ESFUERZO DE CORTE DIRECTO

Se hicieron 3 ensayos en cada muestra, tanto en suelo no perturbado como en remoldeado, con diferentes cargas normales cada uno, eligiendo una de ellas con una presión igual a la suma de la presión qu y la presión ejercida en el terreno por la tierra. Las otras dos cargas se hicieron una mayor y otra menor al valor anterior. La **velocidad** de la experiencia fue de **ensayo lento**.

Siendo s la resistencia al cizalle por unidad de área, p la fuerza normal por unidad de área sobre la superficie de deslizamiento, c la cohesión o resistencia al cizalle por unidad de área cuando la fatiga normal es nula, y ϕ el ángulo de fricción interna ($\text{tg } \phi = \text{coeficiente de fricción interna}$), el esfuerzo de corte en un suelo puede representarse por la **ecuación de Coulomb**:

$$s = c + p \text{tg } \phi$$

Esta ecuación queda representada en un gráfico $s-p$ por una curva que corta al eje vertical (s) en c .

Los antecedentes y resultados se llevaron a gráficos $s-p$ (Fig. 5) y se obtuvieron curvas prácticamente rectas, como puede observarse, con una pequeña cohesión en las muestras no perturbadas, que desaparece al remoldear la muestra. Cuando en ambos tipos de ensayo las humedades son parejas, las curvas son bastante paralelas.

Para obtener el valor de la cohesión, se prolongaron las curvas de esfuerzo de corte en el suelo no perturbado hasta cortar los ejes s . Los valores obtenidos para c son los siguientes:

Muestra	2	3	4
c Kgs/cm ²	0,15	0,10	0,55

Los ángulos de fricción interna resultante como promedio de estos ensayos, son los siguientes:

Muestra	2	3	4	5
Remoldeada	33°50'	41°15'	26°30'	—
No perturbada	36°40'	35°30'	37°00'	33°30'

GRAFICOS DE ESFUERZO DE CORTE DEL POZO N°1
Curvas llenas: Suelo "No perturbado". Curvas de segmentos: Suelo "Perturbado"

Humedades ensayos en % paréntesis

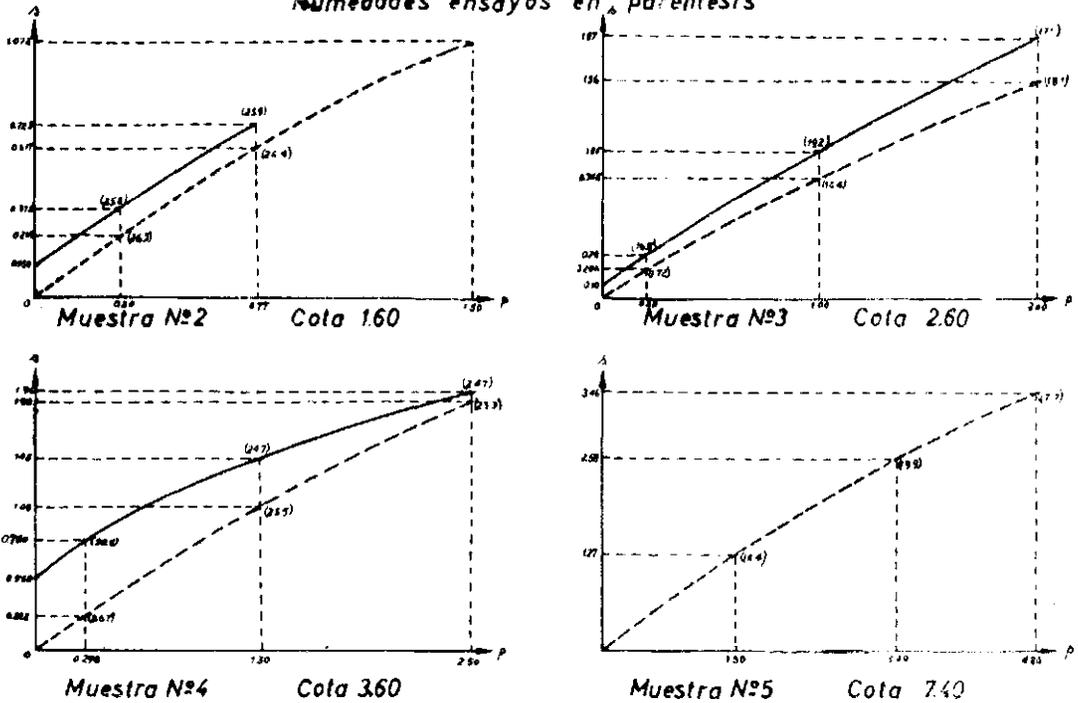


FIG. N° 5

Las diferencias entre los valores teóricos para q_u , ϕ y c , con los encontrados experimentalmente, se deben a las diferencias de humedades.

G.— COMPRESIBILIDAD

El estudio de la compresibilidad es indispensable para el cálculo de los asentamientos de los suelos. Cuando una carga es aplicada a una capa de terreno compresible, éste experimenta una disminución de volumen (disminuye su índice de huecos) que se manifiesta prácticamente en una disminución de dimensión solamente en el sentido vertical. Por tal razón, la muestra a ensayarse se somete a una carga creciente, encerrándola lateralmente en un anillo, con sus extremos en contacto con piedras porosas para drenarla. Los resultados que se obtienen se presentan en un gráfico $e-\log.p$, en que e es el índice de huecos y p la presión aplicada.

Estos ensayos se hacen únicamente a los suelos finos y se prefieren las muestras no perturbadas por obvias razones.

Si la presión ha sido alguna vez mayor que

la actual, el terreno has ido **Precomprimido**. Si la presión no ha sido nunca superior, se habla de un suelo **Normalmente cargado**.

En una capa de arcilla corriente, normalmente cargada, la curva de compresibilidad del terreno da una recta en el gráfico $e-\log.p$, deducido del ensayo de compresibilidad.

Con la curva de compresibilidad, el asentamiento producido, o disminución de espesor del suelo compresible, puede calcularse con la fórmula general:

$$\Delta H = \delta = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H.$$

Para el caso de una arcilla normalmente cargada, se tiene:

$$\delta = H \cdot \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

en que:

- H = espesor de la capa
 co = índice de huecos natural del suelo
 po = presión natural del terreno
 C_c = índice de compresión (correspondiente a la inclinación de la curva de compresibilidad, recta en este caso)
 Δp = sobrecarga
 δ = ΔH = asentamiento o disminución de espesor del suelo

Siendo W_L la humedad en % correspondiente al límite líquido, C_c puede calcularse aproximadamente por la fórmula:

$$C_c = 0,009 (W_L - 10\%)$$

Los primeros ensayos se efectuaron sobre muestras del pozo N° 3. Del gráfico e-log.p, se comprendió que la muestra era precomprimida, y aceptando una precompresión por carga, de acuerdo con el método gráfico de Casagrande, resultaba que sobre el actual terreno debió existir en cierta época una sobrecarga de tierra cercana a los 20 metros. Como estos resultados están en completo desacuerdo con la historia geológica de la región, se llegó a la conclusión de que la muestra era precomprimida por secamiento, pues el pozo llevaba algún tiempo abierto.

Se eligió luego el pozo N° 21 en apertura ubicado en calle Nuncio Laghi N° 6978, a unos 500 metros del anterior, y se extrajo la muestra a igual profundidad (3,50 m.), extremando las precauciones.

Se efectuaron en esta muestra 3 ensayos de consolidación, y resultó ser un suelo **normalmente cargado**.

Los valores de C_c del terreno son bastante más altos que los que resultan de la aplicación de la fórmula aproximada, debido a que ella es más bien para arcillas que para limos.

Se incluye una curva de compresibilidad de una muestra del pozo N° 21, realizada con anillo medio (Fig. 6). (Área 38,5 cm²), y un cuadro de presión admisible en las arcillas (N° 4).

H.— ANALISIS QUIMICO

El análisis químico se realizó en dos muestras, una de la zona más limosa y la otra del material superficial de la zona de Macul, clasificado como arcilla inorgánica limosa.

Pozo N°	PH	Sales Solubles	Materia Orgánica
33	8,15	0,10%	nada
34	8,05	0,09%	nada

Por lo tanto, el suelo es básico y el porcentaje de sulfatos es menor que el 0,1%, cifra que, sobrepasada, es ya dañina para el cemento Portland corriente.

8.— CONCLUSIONES GENERALES

En las Ordenanzas Municipales de la Comuna de Ñuñoa, si bien se especifican las profundidades y anchos de zapatas y se da como máxima altura de edificación la de dos pisos, no se consideran en su totalidad las condiciones especiales de este suelo, y en especial la influencia de los asentamientos en el caso de estructuras con cargas mayores a la de edificios residenciales de 1 ó 2 pisos.

Como **carga admisible** se recomienda no sobrepasar en este terreno de 1,5 Kg/cm² para fundaciones aisladas, y de 1,2 Kg/cm² para fundaciones continuas. Como lo más importante en este suelo no es tanto la capacidad de carga como los **asentamientos diferenciales**, se recomienda una repartición de fatigas en los diferentes elementos tal que éstos sean mínimos. Esto se consigue con una distribución simétrica de las fundaciones, y disminuyendo las fatigas en la parte central de la estructura.

En lo que se refiere al efecto de los temblores, siendo el polvillo un suelo intermedio entre las arenas sin cohesión y las arcillas con cohesión, las vibraciones mismas no lo afectarán sino medianamente. Pero los aumentos y disminuciones de carga provocados por un temblor influirán en los asentamientos de los elementos aislados de fundación (zapatas), ya que, al no presentarse consolidación por no estar saturados, la reacción de este suelo a la compresión es bastante rápida. Por lo tanto, para evitar los asentamientos diferenciales por esta causa se recomienda absorber los efectos sísmicos con muros en ambos sentidos. Por lo demás, el grado de seguridad 3 adoptado cubre cualquier riesgo de que se produzcan fatigas de ruptura.

En los **muros de albañilería** con cimientos sobre suelos finos la humedad asciende fácilmente por capilaridad, lo que es insano para los moradores de tales viviendas. Es aconsejable en estos casos intercalar entre los cimientos y el suelo fino una capa de arena que sirve como verdadero drenaje.

UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

Laboratorio de Mecánica de Suelos

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Hoja N° 5 CURVA DE COMPRESION

Pozo N° 21 -

Muestra N°
Anillo Medio

ubicación *Andalqui 670*
cota 3,30 mts.

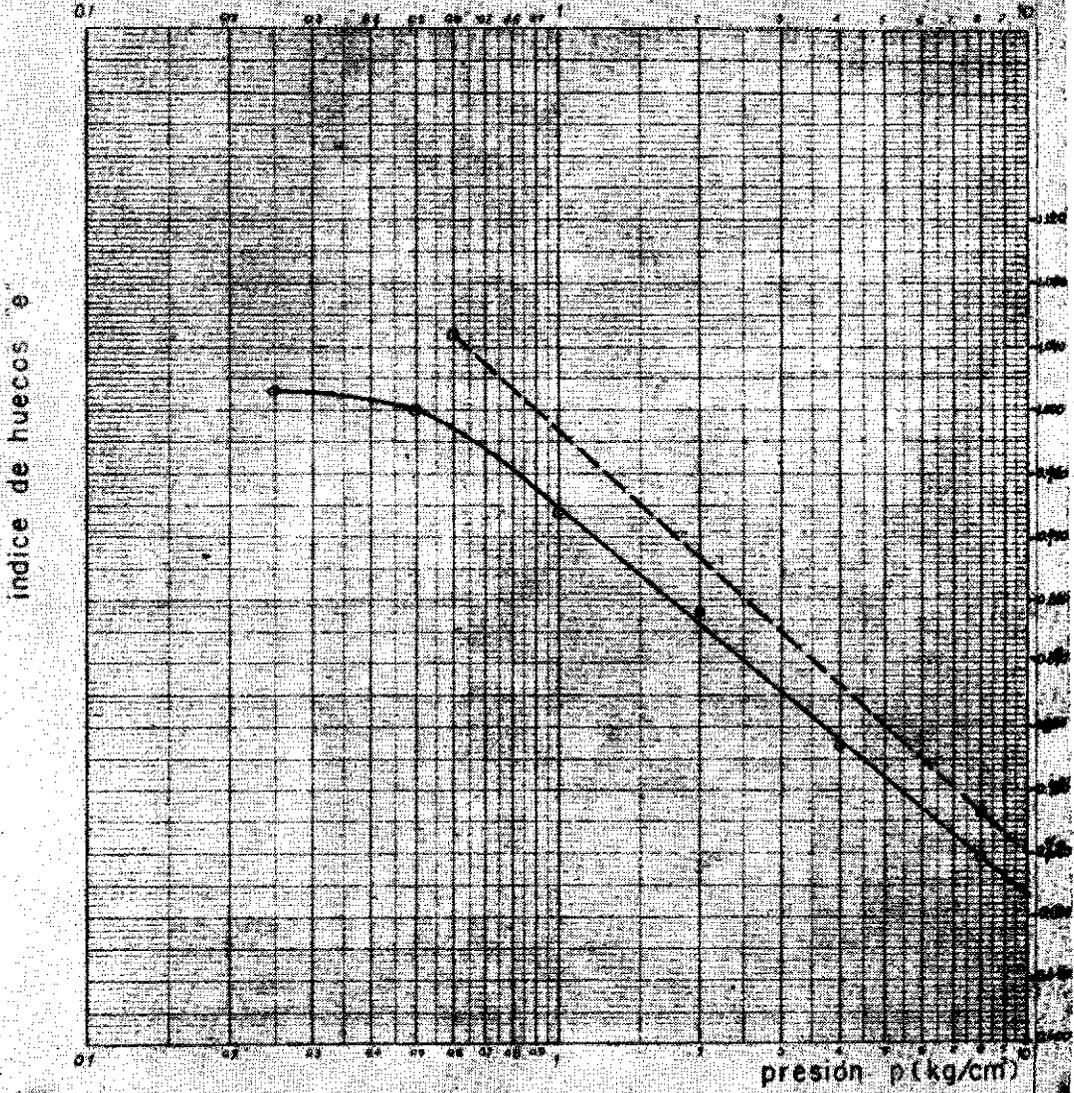


Fig. N.º 6

CUADRO Nº 1

Pozo Nº	Cota Muestra	% Más fino que Diámetro (mm.)										
		4,76	2,38	1,19	0,59	0,297	0,074	0,050	0,037	0,019	0,009	0,005
1	1,20	100	99,9	99,7	99,3	98,4	98,4	84,5	78,0	58,2	38,8	24,2
1	1,60	100	99,8	99,2	97,7	93,8	83,4	75,6	69,0	52,6	34,8	21,3
1	2,60	99,6	98,4	96,6	93,3	87,7	75,1	65,2	58,1	46,3	30,2	19,2
1	3,60	100	99,6	99,1	98,1	93,7	77,6	58,8	50,5	41,0	25,5	16,5
1	7,40	97,5	93,8	91,4	87,1	81,5	71,9	62,4	55,9	40,0	25,5	18,2
3	3,60	95,4	92,7	91,0	88,3	83,1	61,5	44,3	29,9	21,4	14,0	9,8

CUADRO Nº 2

Pozo Nº	Cota Muestra	Fino %	D ₆₀ mm.	D ₁₀ mm.	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	D ₇₀ mm.	D ₂₀ mm.	D ₇₀ /D ₂₀	D ₃₀	$\frac{D_{60}^2}{D_{60}/D_{10}}$
1	1,20	94,8	0,0200	0,0029	6,90	0,0280	0,0043	6,52	0,0063	0,68
1	1,60	83,4	0,0260	0,0030	8,67	0,0400	0,0047	8,50	0,0075	0,72
1	2,60	75,1	0,0420	0,0033	12,73	0,0620	0,0055	11,27	0,0090	0,58
1	3,60	77,6	0,0530	0,0035	15,15	0,0650	0,0065	10,00	0,0120	0,78
1	7,40	71,9	0,0460	0,0026	17,70	0,0700	0,0058	12,08	0,0130	1,41
3	3,60	61,5	0,0750	0,0056	13,40	0,1100	0,0170	6,47	0,0380	3,44

CUADRO Nº 3

CLASIFICACION DEL SUELO

Pozo Nº	Cota Muestra	LL %	LP %	Ensayo de Sacudida reaccion	Símbolo	IP %	Clasificación del suelo
1	1,20	38,7	27,3	rápida	ML	11,4	limo inorgánico, ligera plasticidad
1	1,60	29,4	22,9	rápida	ML	6,5	limo inorgánico, ligera plasticidad
1	2,60	28,1	22,7	rápida	ML	5,4	limo inorgánico, ligera plasticidad
1	3,60	25,5	21,8	rápida	ML	3,7	limo inorgánico, ligera plasticidad
1	7,40	25,8	19,2	rápida	ML	6,6	limo inorgánico, ligera plasticidad
2	2,80	28,0	19,7	moderada	ML-CL	8,3	limo inorg. arcilloso, plast. mediana
3	1,20	33,1	24,8	rápida	ML	8,3	limo inorgánico, ligera plasticidad
3	3,60	25,6	22,2	rápida	ML	3,4	limo inorgánico, ligera plasticidad
7	1,20	33,0	20,8	muy lenta	CL	12,2	arcilla inorg. de baja plasticidad
7	2,40	32,6	21,7	muy lenta	ML-CL	10,9	arcilla inorgánica limosa
9	3,00	27,0	23,1	rápida	ML	3,9	limo inorgánico, ligera plasticidad
12	2,20	20,9	15,5	rápida	ML	5,4	limo inorgánico, ligera plasticidad
14	1,60	38,1	22,2	No da	CL	16,0	arcilla inorg. de plastic. mediana
17-2	1,70	35,3	25,1	---	ML	10,2	limo inorgánico, ligera plasticidad
17-4	1,70	37,0	28,2	---	ML	8,8	limo inorgánico, ligera plasticidad
18	2,60	24,9	19,4	rápida	ML	5,5	limo inorgánico, ligera plasticidad
19	1,40	34,6	18,4	No da	CL	16,2	arcilla inorg., plastic. mediana
20	3,20	26,8	22,7	rápida	ML	4,1	limo inorgánico, ligera plasticidad
21	3,50	29,6	21,8	rápida	ML	7,8	limo inorgánico, ligera plasticidad
23	2,90	27,0	22,8	rápida	ML	4,2	limo inorgánico, ligera plasticidad
31	2,60	29,5	22,4	rápida	ML	7,1	limo inorgánico, ligera plasticidad
32	2,60	27,5	19,4	moderada	ML-CL	8,1	limo arcilloso, plastic. mediana
33	2,40	34,3	22,4	moderada	ML-CL	11,9	limo arcilloso, plastic. mediana
34	2,80	23,8	21,3	rápida	ML	2,5	limo inorg., baja plasticidad
7	8,00	34,0	23,0	muy lenta	ML-CL	11,0	limo inorgánico

CUADRO Nº 4

PRESION ADMISIBLE EN ARCILLAS

N = Número de golpes por pié en el ensayo normal de penetración
 qu = resistencia a la compresión libre en Kg/cm²
 qd = máxima capacidad de carga para fundaciones continuas en Kg/cm²
 qds = máxima capacidad de carga para fundaciones cuadradas en Kg/cm²
 qa = presión admisible normal en Kg/cm² (Gs = 3)
 qa' = presión admisible máxima en Kg/cm² (Gs = 2)
 Gs = factor de seguridad respecto a la falla de la base

Descripción de la Arcilla	N	qu		qd		Cuadrada 1,2 qu		Continua 0,9 qu		Cuadrada 1,8 qu		Continua 1,3 qu	
		Menos de	de	Menos de	de	Menos de	de	Menos de	de	Menos de	de	Menos de	de
Muy suelta (°)	Menos de 2	0,25	0,92	0,71	0,30	0,22	0,45	0,22	0,45	0,32	0,32	0,32	
Suelta (°)	2	0,25	0,92	0,71	0,30	0,22	0,45	0,22	0,45	0,32	0,32	0,32	
	a 4	0,50	1,85	1,42	0,60	0,45	0,90	0,45	0,90	0,65	0,65	0,65	
Mediana	4	0,50	1,85	1,42	0,60	0,45	0,90	0,45	0,90	0,65	0,65	0,65	
	a 8	1,00	3,70	2,85	1,20	0,90	1,80	0,90	1,80	1,30	1,30	1,30	
Firme	8	1,00	3,70	2,85	1,20	0,90	1,80	0,90	1,80	1,30	1,30	1,30	
	a 15	2,00	7,40	5,70	2,40	1,80	3,60	1,80	3,60	2,60	2,60	2,60	
Muy firme	15	2,00	7,40	5,70	2,40	1,80	3,60	1,80	3,60	2,60	2,60	2,60	
	a 30	4,00	14,80	11,40	4,80	3,60	7,20	3,60	7,20	5,20	5,20	5,20	
	Sobre 30	Sobre 4,00	Sobre 14,80	Sobre 11,40	Sobre 4,80	Sobre 3,60	Sobre 7,20	Sobre 3,60	Sobre 7,20	Sobre 5,20	Sobre 5,20	Sobre 5,20	

(°) Si la arcilla es normalmente cargada, el asentamiento puede ser importante aún a las más pequeñas presiones admisibles.