

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA  
CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTACIONES

## INTRODUCCION

### TIPOS DE CIMENTACION.

#### Factores que determinan su selección y comportamiento.

Quando el ingeniero tiene que diseñar y construir la cimentación de cualquier estructura, debe responder a las siguientes preguntas :

- ¿ Qué tipo de cimentación es el más adecuado ?
- ¿ Qué dimensiones debe tener dicha cimentación ?
- ¿ Qué comportamiento presentará después de construída ?
- ¿ Como deberá construirla ?

En la práctica se observa una interrelación muy estrecha entre estas cuestiones, pues el tipo de cimentación que uno escoge en cualquier caso particular, estará condicionado al comportamiento que se espera de ella en función de sus dimensiones, las propiedades mecánicas de los suelos en que se apoya y el procedimiento que se siga para su construcción; sin embargo, para fines didácticos es útil tratar separadamente cada una de estas cuestiones.

### TIPOS DE CIMENTACION.

Arbitrariamente se acostumbra hablar de dos grandes grupos de cimentaciones :

Aquellas que transmiten su carga a estratos de suelo que se encuentran a

.../...

poca profundidad bajo la superficie, por lo que se denominan "cimentaciones someras o superficiales", para distinguirlas de aquellas otras cuya carga es transmitida hasta estratos de suelo relativamente profundos, a lo cual deben el nombre de "cimentaciones profundas".

Las cimentaciones someras están representadas por los siguientes tipos :

Zapatas.-

Aisladas

Corridas

Retícula de zapatas.

Losas.-

Reticuladas

Planas

Cajones.

En el grupo de las cimentaciones profundas están los siguientes tipos :

Pilotes

Pilas

Cilindros.

SELECCION.

De los diversos tipos de cimentaciones antes mencionados, debe hacerse la elección teniendo siempre en cuenta, al igual que en todas las obras de

../. ..

4.-  
ingeniería, el aspecto técnico y el factor económico.

En el aspecto técnico, todavía a principios del presente siglo la elección del tipo de cimentación se basaba en consideraciones empíricas o, en el mejor de los casos, en experiencia local, y en ocasiones, en las recomendaciones de algún reglamento de la construcción en ciudades que contaban con él. Frecuentemente estos procedimientos conducían a fracasos por mal comportamiento de la cimentación. Algunos reglamentos de la construcción más progresistas, especificaban ya la realización de pruebas de carga como medios para determinar la elección de la cimentación y su comportamiento, esta práctica conducía al éxito en un buen número de casos, pero también se presentaban problemas de mal comportamiento como consecuencia de una incorrecta interpretación de los resultados de las pruebas. Por otra parte, la realización de estas pruebas era relativamente costosa y por lo tanto no siempre justificable económicamente.

A partir de 1925, estos métodos comenzaron gradualmente a ceder su lugar a criterios menos empíricos, basados en los principios de la mecánica de suelos. Mediante la aplicación de tales principios es posible prever en la actualidad, dentro de límites de aproximación razonables, el comportamiento de una cimentación y sobre esta base hacer una buena elección del tipo más adecuado. Se sabe ahora que en dicho comportamiento intervienen los siguientes factores :

Condiciones del Suelo. - Expresadas por la estratigrafía y las propiedades

../...

mecánicas de cada uno de los estratos que lo constituyen; principalmente: la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad. Estas características son determinadas en la práctica con el auxilio de los métodos de exploración y muestreo y la realización de ensayos de laboratorio.

Magnitud de las cargas de la estructura.— La cimentación debe ser elegida de tal manera que las cargas aplicadas al terreno, no produzcan en él, esfuerzos cortantes mayores que los que el terreno sea capaz de soportar, con un margen de seguridad razonable; esta condición requiere determinar la capacidad de carga admisible en los distintos estratos de suelo identificado en el sitio particular de que se trate y dimensionar la cimentación de acuerdo con ésta y la magnitud de las cargas de la estructura.

Tolerancia de la estructura a los asentamientos.— Simultáneamente con el requisito de capacidad de carga, es indispensable que la solución elegida para el cimiento no produzca asentamientos diferenciales del terreno, mayores que los que la estructura sea capaz de tolerar. Los métodos actuales permiten estimar, en forma suficientemente aproximada, la magnitud de estos asentamientos en función de la compresibilidad de los distintos suelos que intervienen y de la magnitud de los esfuerzos inducidos al terreno por el cimiento. Por otra parte, el conjunto cimentación-estructura es capaz de tolerar asentamientos diferenciales de acuerdo con su rigidez; al mismo tiempo, la rigidez del conjunto impone al suelo restricciones al

../...

asentamiento diferencial que se traducen en redistribución de cargas transmitidas al terreno. Esta situación plantea un problema de interacción entre el suelo y la cimentación que debe ser tomado en cuenta en el diseño estructural.

### DIMENSIONES Y COMPORTAMIENTO.

La aplicación de los principios de la mecánica de suelos y la experiencia muestran que la magnitud de los esfuerzos y las deformaciones inducidas en el suelo, no solo son función de la carga aplicada, sino también de la forma, dimensiones y rigidez del cimiento, y que este conjunto de factores, unido a la estratigrafía y propiedades de los materiales involucrados determinan, en último análisis, el comportamiento.

### CONSTRUCCION.

Es evidente que no bastan una buena elección y un buen diseño de cimentación para lograr su buen comportamiento; se requiere además una buena construcción. El procedimiento constructivo debe ser diseñado de forma tal que produzca un mínimo de alteración en el suelo en que se apoya el cimiento y que su realización no cause movimientos de importancia a estructuras vecinas. Es común que los problemas que plantea la realización de la obra de cimentación sean un factor importante en las decisiones relativas al tipo, dimensiones y criterios de diseño estructural.

Estos son a grandes rasgos, los temas principales que se tratarán en la serie de conferencias que constituyen el presente curso, cuya finalidad es

presentar un panorama general de la Ingeniería de las Cimentaciones, a través de la discusión de sus principios básicos y de la presentación de la experiencia acumulada en su aplicación a casos prácticos.

Noviembre de 1971.

Ing. Enrique Tamez G.

ETG'mcd.





## BEARING CAPACITY, STRESS DISTRIBUTION AND SETTLEMENTS

## 2.01 Ultimate Bearing Capacity

The idea of permissible or working bearing pressure is intimately bound up with settlement and, although in the past, attempts have been made to separate the two, sometimes with disastrous results, they are considered together in this book.

However, to guard against catastrophic failure of the foundation resulting from shear failure in the ground, it is necessary to have an upper limit to the load which may be imposed. It is the purpose of this section to examine this limit.

When a load is placed on the ground, deflections may be of two kinds—an immediate one and a long term one. We are not at the moment concerned with the deflections spread over a comparatively long period, although later they will have to be considered in detail.

Fig. 20, p. 25, shows the result of a static load test. In curve (a) the deflection increases slowly and more or less proportionately to the load until a point is reached at which the rate of settlement begins to increase rapidly with increase of load. At this point the soil is said to have experienced a *general shear failure* and the load required to cause this failure is termed the *ultimate bearing capacity*. Obviously, this fairly well defined point may be determined for any given set of conditions of loading, footing size and depth. This type of behaviour is observed when loading tests are made on dense sands and stiff clays. On the other hand, if a test is made on a loose sand or a soft clay, local failure occurs and the type of curve shown at (b) is obtained. There is no well defined point of failure and the foundation continues to sink into the ground at an increasing rate as the load increases. This occurs because even a small load on these weak soils overstresses them locally and the soil flows plastically, permitting the foundation to settle.

In general shear failure it is not difficult to define the point at which the bearing capacity of the ground has been exceeded (Fig. 43, p. 50). The catastrophic nature of the failure is clear, the foundation settles excessively and tilts because of lack of uniformity in the load system or the ground or probably both. If the structure is of low flexibility it may experience more or less serious damage (Fig. 98, p. 112). In local shear failure the difference between functional and catastrophic failure may be marginal but catastrophic failure is, essentially, a shear strength phenomenon. It is, therefore, necessary to know the shear strength of the soil in order to calculate the ultimate bearing capacity.

An early theory of bearing capacity is due to Rankine (1857, 1904), who considered the stability of the cubical block of soil immediately beneath the foundation. According to Rankine, this block of soil is in the passive state. As in his earth pressure theory, Rankine ignored cohesion and argued that the underside of the footing would experience from the block of soil density,  $\gamma$ , a resistance.

$$Q_D = \frac{1}{2} \gamma D_f^2 \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2 \quad (1)$$

It is evident from this formula that the bearing capacity of any soil at the surface would be nil. This idea is directly opposed to experience. Dr. Faber pointed out, for example, that railway

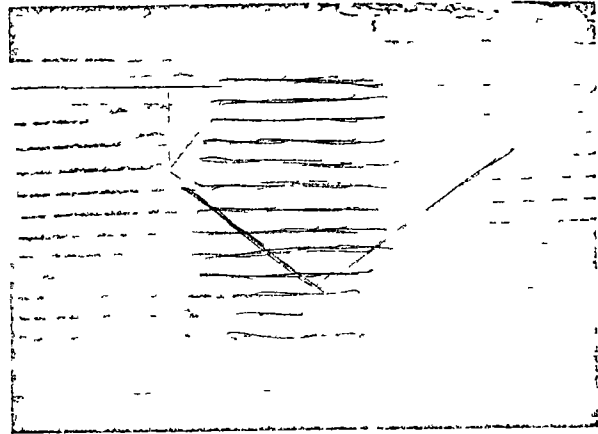
sleepers carry considerable loads although they rest virtually on the surface of the ballast\* (Faber, 1932), obviously they would have to be buried at some depth if the Rankine formula were true. With a somewhat similar reasoning to Rankine's, Bell (1915) extended the equations to include cohesion.

2 02 Terzaghi's Solution for Shallow Foundations

The current ideas on bearing capacity are based on the work of Professor Terzaghi. He has published (Terzaghi, 1943) an invaluable contribution to the theory of bearing capacity. From

FIG 28 Test to failure on model footing. The distortion of the initially horizontal layers may be seen.

(Soil Mechanics, Ltd)



observations of laboratory tests (Fig 28) and full scale failures, it has been found that the failure surfaces beneath a surface footing are of the shape shown. For perfect symmetry including axial loads and homogeneous ground, the failure surfaces are also symmetrical. Starting with these premises, Terzaghi has analysed the problem as follows (Fig 29)

Beneath a smooth base of infinite length (Fig 29(a)), carrying a load verging on the ultimate,

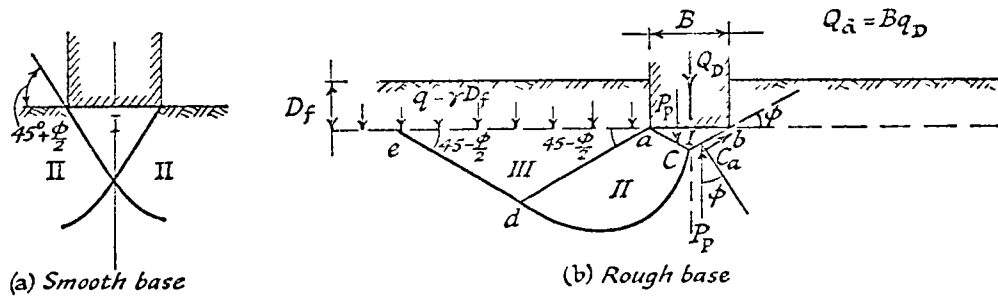


FIG 29 Idealised failure surfaces used in Terzaghi's analysis

(Terzaghi, 1943)

resting on the surface of a soil without weight, there is a zone I in the active Rankine state,† a zone II of radial shear and a zone III in the passive Rankine state. However, real footing bases

\* Until the beginning of this century, the ballast did cover the sleepers completely and was brought up to within two or three inches of the top of the rail. Such a depth of immersion could not have been sufficient, however, to provide the required resistance. This method of construction was possibly used to prevent creep of the lighter rail sections then in use.

† The soil is on the verge of failure and its weight is a disturbing force. In the passive condition, the weight is a force resisting failure.

are rough, consequently, the soil immediately beneath the footing is prevented by the friction from passing into the active state and is constrained to remain in the elastic state (Fig. 29(b)). Its deflections, therefore, are small by comparison with the plastic deformations of zone II and it may be considered as acting as if it were part of the footing. At the moment of failure, descent of the footing is opposed by the force  $2P_p$ . To simplify the analysis, the shear strength of the soil above the level of the foundation base is neglected, and its weight only considered, by treating it as a surcharge. For this reason the results of the analysis cannot be applied to footings whose depth is much greater than their width.

Now the sum of the forces keeping the wedge in equilibrium must be zero, therefore

$$Q_D - \frac{1}{2}\gamma B^2 \tan \phi - 2P_p - C_a \sin \phi = 0$$

(weight of wedge)                      (cohesion)                      (i)

or

$$Q_D + \frac{1}{2}\gamma B^2 \tan \phi - 2P_p - Bc \tan \phi = 0$$

(ii)

where  $Q_D$  is the total force required to make the footing sink into the ground and  $c$  is the cohesion per unit area

i.e.

$$Q_D = 2P_p + Bc \tan \phi - \frac{1}{2}\gamma B^2 \tan \phi$$

(iii)

With the exception of  $P_p$ , all the quantities in equation (iii) are known, so that if  $P_p$  can be

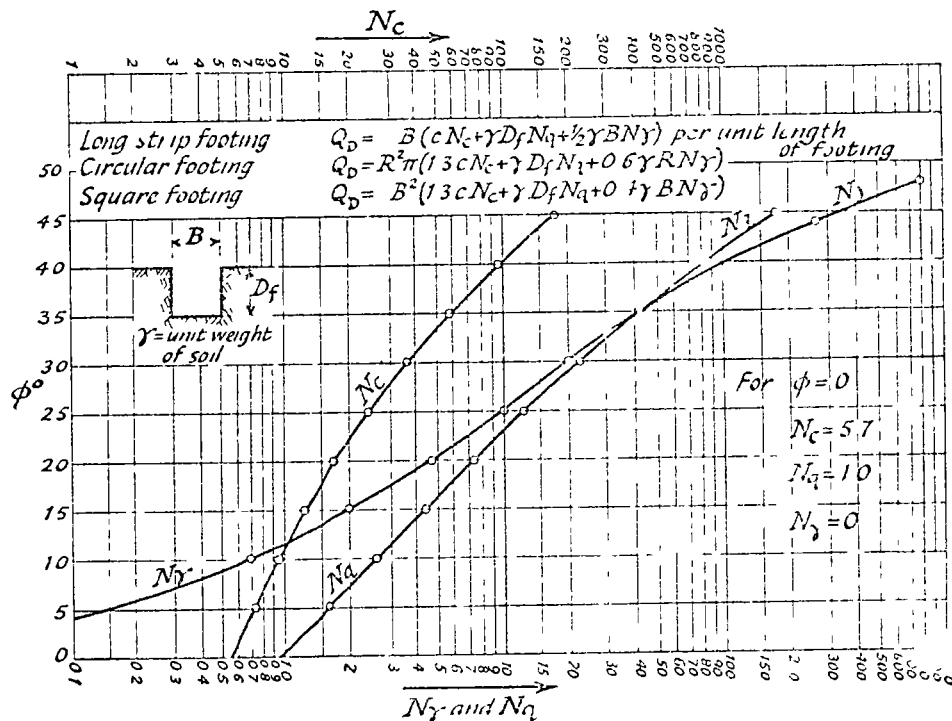


FIG. 30 Terzaghi's bearing capacity factors for shallow footings ( $D_f$  less than  $B$ )

calculated,  $Q_D$  is known. If the footing rests on the surface of a cohesionless soil then  $P_p$  can readily be calculated (Terzaghi, 1943). This leads to the result

$$Q_D = Q_\gamma = B \gamma \frac{1}{2} B N_\gamma = \frac{1}{2} \gamma^2 B^2 N_\gamma$$

(iv)

where  $N_\gamma$ , given by the curve in Fig. 30, is a dimensionless number depending only on  $\phi$ .

For a foundation at some depth, in soil possessing both cohesion and  $\phi$ , the problem becomes

immensely more complicated. If the soil had no weight, then the load  $Q_D$  could be split into two parts,  $Q_c$  and  $Q_q$ , where  $Q_c$  is the load just sufficient to cause failure if the surcharge,  $q$ , were zero and  $Q_q$  is the load which could be sustained by the effect of the surcharge alone acting on a weightless, cohesionless soil

$$Q_c + Q_q = Bc + N_c + Bq + N_q \quad (v)$$

$N_c$  and  $N_q$ , like  $N_\gamma$ , are dimensionless numbers dependent only on  $\phi$ , their values are given also by the curves in Fig. 30

It is assumed that the ultimate bearing capacity

$$Q_D = \frac{Q_c}{(q=0, \gamma=0)} + \frac{Q_q}{(c=0, \gamma=0)} + \frac{Q_\gamma}{(c=0, q=0)} \quad (vi)$$

or 
$$Q_D = B(c + N_c + \gamma D_f + N_q + \frac{1}{2}\gamma B + N_\gamma) \quad (vii)$$

It should be noted that the failure surface corresponding to  $Q_c$  and  $Q_q$  is different from that applying to  $Q_\gamma$ , and that both surfaces are different from the theoretical surface corresponding to failure of a foundation below the surface possessing weight, cohesion and  $\phi$ . However, Terzaghi states that  $Q_D$  is only slightly greater than the sum of  $Q_c$ ,  $Q_q$  and  $Q_\gamma$  (a figure of less than 10% is quoted for a particular case)

$\phi = 0$  case

For suddenly applied loads on clay soils the so-called  $\phi = 0$  case applies and

$$\begin{aligned} N_c &= 5.7 \text{ (or, for a smooth base, } N_c = 5.14) \\ N_q &= 1 \\ N_\gamma &= 0 \end{aligned} \quad (viii)$$

thus

$$Q_D = B(5.7c + \gamma D_f) \quad (ix)$$

or per unit area

$$q_D = 5.7c + \gamma D_f \quad (x)$$

It will be noticed that the second term of this equation is simply the weight of soil removed to construct the foundation

$c = 0$  case

For a foundation resting on clean dry sand

$$Q_D = B(\gamma D_f + N_q + \frac{1}{2}\gamma B + N_\gamma) \quad (xi)$$

or for a foundation at the surface ( $D_f = 0$ )

$$Q_D = B(\frac{1}{2}\gamma B + N_\gamma) \quad (xii)$$

per unit area

$$q_D = \frac{1}{2}\gamma B + N_\gamma \quad (xiii)$$

It will be seen that in this case the bearing capacity *per unit area* is directly proportional to the size of the footing. The bearing capacity is also proportional to the soil density,  $\gamma$ . Below the water table this density is approximately halved, so that the bearing capacity is also halved

\* A solution published by Prandl (1920), for the plastic deformation of steel, under the action of a punch, neglected the weight of the material which under those conditions is unimportant by comparison with the strength of the metal

*Square and Circular Footings*

The solutions given above apply to foundations whose length is considerable by comparison with their width. In this case, of course, there is plane strain, but even with this simplification the difficulties are formidable. For rectangular and square footings the solutions are few and far between, in the case of a rigid circular foundation at the surface, Hencky has produced a solution (Hencky, 1923)

$$q_D = 5.64c \tag{xiv}$$

but the footing has axial symmetry

Terzaghi has introduced into his equation empirical coefficients based on observation and test results (Golde, 1942, Skempton, 1942A) and arrived at the following

For circular footings  $Q_D = q_D \frac{\pi}{4} D^2 = -R^2 (1.3c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma R N_\gamma)$  (xv)

for square footings  $Q_D = q_D B^2 = B^2 (1.3c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma)$  (xvi)

*Local Shear Failure*

It should be noted that the foregoing values are applicable to the general shear failure case only. Where there is a possibility of local shear failure reduced values of the bearing capacity coefficients  $N_c$ ,  $N_q$  and  $N_\gamma$  should be used\* and the shear parameters,  $c$  and  $\tan \phi$ , should also be reduced by one third (Terzaghi, 1943)

2.03 Skempton's Solution for Clays

A solution, partly theoretical, partly empirical, has been put forward by Skempton for clay soils under suddenly applied loads, when  $\phi$  can be assumed to be equal to zero (Skempton, 1951)

$$q_D = c N_c + \gamma D_f \tag{i}$$

The values of  $N_c$  are based partly on laboratory tests, on theory and on observations of full scale

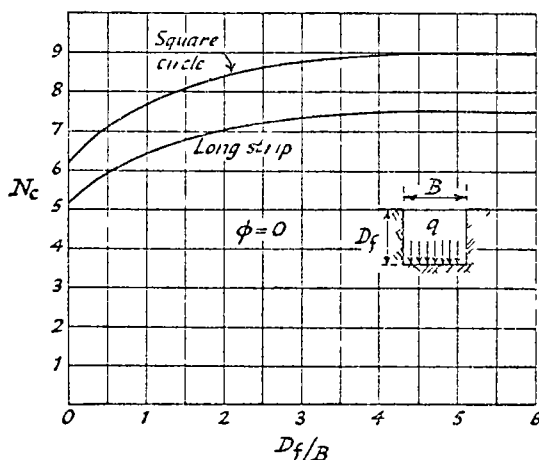


FIG 31 Skempton's values of the bearing capacity factor  $N_c$  when  $\phi = 0$

failures. It will be noted that the maximum value which  $N_c$  can have, for a footing at a depth which is great compared to its width, is 9 in the case of a square or circular footing. Table 6 gives the comparison between observed values and those calculated from the values given for the coefficient,  $N_c$ , in Fig 31

\* Except for  $\phi = 0$  where the full value, apply

Values may be obtained direct from the curves for long strips and for squares. For intermediate shapes, the values of  $N_{cr}$  for a rectangle, length  $L$ , breadth  $B$ , may be obtained from that for a strip,  $N_{cs}$ , by the relationship

$$N_{cr} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) N_{cs} \quad (ii)$$

TABLE 6  
Values of  $N_c$  compared with Observations of Full Scale Foundation Failures on Clay

Site	Dimensions of foundation				Average settlement at failure $p_f$ , in	$\frac{p_f}{B}$ , %	Nett foundation pressure at failure $q_D$ , tons/ft <sup>2</sup>	Average shear strength of clay, $c$ , tons/ft <sup>2</sup>	$\frac{q_D}{c}$	$N_c$
	$B$ , ft	$L$ , ft	$D_f$ , ft	$\frac{D_f}{B}$						
Hägalund, Sweden	13	65	0 2	0.77	±	3	0.43	0.074 † 0.067 †	5.8 6.4	5.4 6.5
Kippen, Scotland	8	9	5.5	0.69	10	10	0.95 ‡	0.16	6.0	7.2
Loch Ryan, Scotland	8*	8*	50	6.3	11	12	1.9 §	0.22	8.6	9.0
Newport, Wales	8	8	6 † 20 (total)	0.75 2.5	14	15	2.9	0.36	8.0	8.6
Shellnaven, England										
A	25*	25*	0	0	—	—	0.84	0.135	6.4	6.2
B	52*	52*	0	0	30	5	0.83	0.140	5.7	6.2
Trascona, Canada	77	195	12	0.16	140	15	2.3	0.42	5.6	5.56
Silo (Tschebotarioff, 1957) (location not given)	49	225	3	0.08	—	—	2.6	0.50	5.2	5.4

(After Skempton, 1951)

† In clay ‡ With friction § No side friction || Vane ¶ Compression test

Skempton also gives the approximate rule that for depths where  $\frac{D_f}{B}$  is less than  $2\frac{1}{2}$ , then

$$N_c = \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) (N_c)_0 \quad (iii)$$

where  $(N_c)_0$  is the bearing capacity factor at the surface

For a strip,  $(N_c)_0$  is roughly 5, therefore

$$N_{cr} = 5 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) \quad (iv)$$

Skempton adds that, if the shear strength for a depth of  $\frac{2}{3}B$  beneath the foundation does not depart from the average by more than  $\pm 50\%$ , then that average may be used in the calculations

### 2 04 Meyerhof's General Solution

Meyerhof (1951A) has extended the investigation beyond Terzaghi's treatment, specifically restricted to shallow foundations, to the general case of a foundation at any depth. Whereas Terzaghi neglects the shear strength of the soil above the level of the underside of the foundation, treating it merely as a surcharge, Meyerhof's method takes this strength into account when

calculating the resistance of the ground to penetration by the foundation. For the long strip footing, this is done by extending the failure surface as a logarithmic spiral upwards through the soil above the level  $AE$  (see Fig 32). In the calculation, the stresses  $p_0$  and  $s_0$  acting on

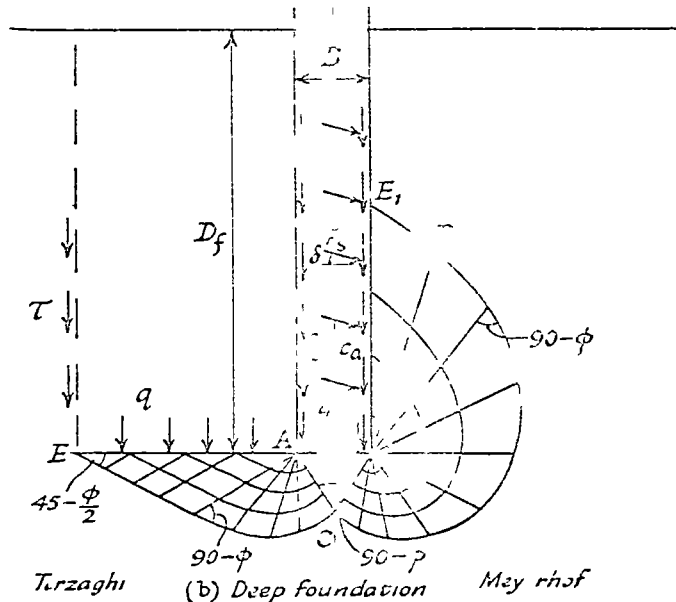
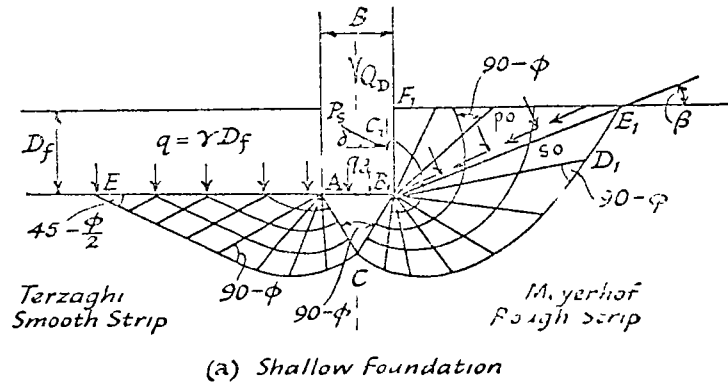


FIG 32 Idealised failure surfaces used in Meyerhof's analysis

(Meyerhof, 1951A)

the equivalent free surface  $B_1E_1$ , have to be found by considering the equilibrium of the wedge  $B_1E_1F_1$ ,  $p_0$  is then substituted in the equation

$$q_D = c \cdot N_c + p_0 \cdot N_q + \gamma \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \tag{i}$$

2.05 Meyerhof's Approximate Solutions

The general solution is too tedious to apply for routine purposes but some simplification is possible for soils, like clean, dry or fully submerged sands, which possess  $\phi$  but no cohesion. To

avoid the necessity of computing the stresses on the equivalent free surface, Meyerhof has given values of the bearing capacity factor  $N_{\gamma q}$  depending on  $\phi$ . Both  $N_q$  and  $N_{\gamma}$ , the former being more important at greater depths, the latter at shallow depths. Then

$$q_D = \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \tag{1}$$

The values of  $N_{\gamma q}$  depend on the coefficient of earth pressure  $K_s$  and this must be known before

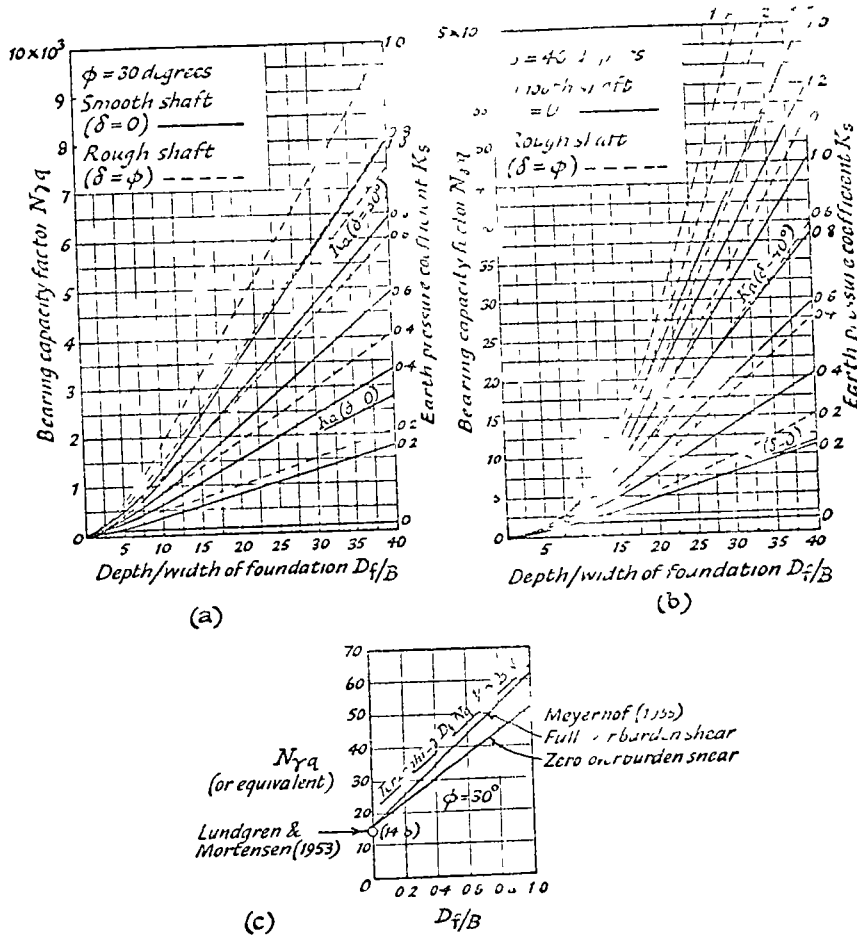


FIG 33 (a) and (b) Bearing capacity factor  $N_{\gamma q}$  ( $c = 0$ ) for strip foundation in cohesionless material. (Meyerhof, 1951A)  
 (c) Bearing capacity factor  $N_{\gamma q}$  ( $c = 0$ ) for shallow strip foundations on cohesionless material. (After Meyerhof, 1955)

the value can be determined (Fig 33(a, b)). Even the use of the approximate form involves a good deal of calculation and the introduction of empirical factors. However, a comparison between calculated and observed pile resistances shows that Meyerhof's method gives a reasonably close approximation to the ultimate value, whereas any attempt to use Terzaghi's shallow bearing capacity formula for this purpose results in a value which is one half or less of the true value (Little, 1958). Da Costa Nunes and Vargas (1953) have also made a comparison using Meyerhof's formula which indicates a maximum error of 30%.



Lundgren and Mortensen (1953) have concluded that the value of the bearing capacity factors previously published for footings on the surface of cohesionless materials were too high by some 35%. Following this, in 1955, Meyerhof revised his calculation of  $N_{\gamma q}$  for shallow footings and presented a revised graph (Fig. 33(c)). Based on the results of tests on model foundations in sand, Meyerhof has recommended the use of a reduced value  $\phi_1$ , where  $\tan \phi_1 = 0.85 \tan \phi$ , when calculating the bearing capacity of deep foundations.

Meyerhof (1953A) has also published a solution for eccentric loads. He suggests that for a load with an eccentricity of  $e$ , measured from the axis of symmetry, the bearing capacity of a footing of width  $B$  is the same as that calculated for a footing carrying a symmetrical load but of reduced width  $B'$  where

$$B' = B - 2e \quad (ii)$$

For inclined loads, Meyerhof (1953B) has given the following reduction factors

TABLE 7

	Angle of inclination to vertical, $\alpha$					
	0°	10°	20°	30°	45°	60°
Clay $\frac{D_f}{B}$ from 0 to 1	1.0	0.8	0.6	0.4	0.25	0.15
Sand and gravel $\frac{D_f}{B} = 0$	1.0	0.5	0.2	Zero for $\alpha = \phi$		

#### Smooth Bases

So far, all Meyerhof's values given have been for bases which develop the full shear between the base of the foundation and the soil. If the base is smooth, then the soil can flow plastically from beneath the foundation as it sinks into the ground and the value of  $N_{\gamma q}$  then to be used is half that obtained from the graph for a perfectly rough base.

#### Rectangular, Square and Circular Bases

For these, Meyerhof's values from Fig. 33 may be used in conjunction with a shape factor,  $\gamma$ , which varies with  $\phi$  (Fig. 34). In this case

$$q_D = \gamma \frac{B}{2} \lambda N_{\gamma q} \quad (iii)$$

### 2.06 Recommendations for Calculation of Bearing Capacity

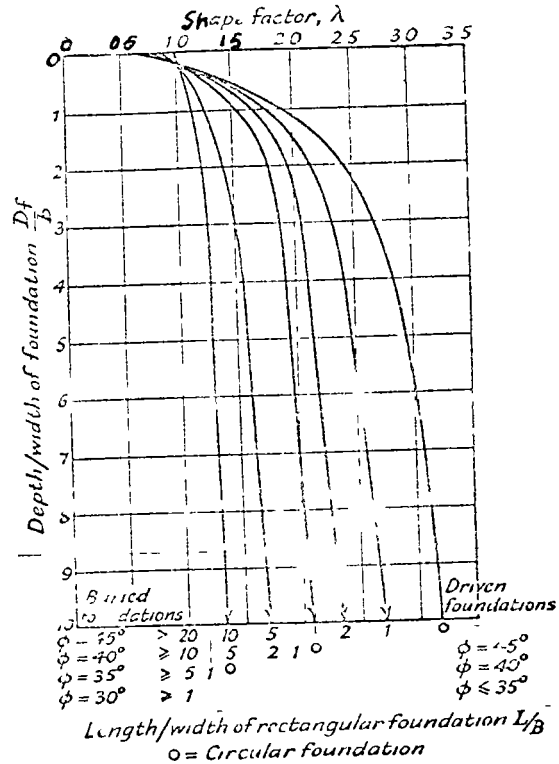
To calculate the ultimate bearing capacity of foundations, use the bearing capacity factors as follows

(a) Terzaghi's values of  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  for shallow foundations ( $D_f$  less than  $B$ ), on all soils. For footings on the surface of sand and gravel, this is likely to overestimate the bearing capacity somewhat. For example, at  $\phi = 30^\circ$  ( $c = 0$ ), the value of  $N_\gamma$  from Fig. 30, p. 38, is 22, whereas the revised value (§ 2.05) is about 15. In most instances, particularly at higher  $\phi$  values, settlement is likely to be the ruling factor.

(b) Skempton's values of  $N_c$  for foundations on clays ( $\phi = 0$ )

- (c) Meyerhof's values of  $N_q$  for deeper foundations on sands and gravels ( $c = 0$ )
- (d) The bearing capacity of end bearing piles may also be found from the results of Dutch deep sounding tests (see Chapter I) Tests have demonstrated that direct extrapolation is

FIG 34 Shape factor for foundations in sand  
(Meyerhof, 1951)



permissible from the 10 cm<sup>2</sup> cone to full size piles (Planema, 1948, Hinzanga, 1951) Franx (1948) has stated that a sounding figure of less than 50 kg/cm<sup>2</sup> is bad, 50-100 kg/cm<sup>2</sup> is moderate and more than 100 kg/cm<sup>2</sup> indicates a good foundation material (1 kg/cm<sup>2</sup> may be taken as roughly 1 ton/ft<sup>2</sup>)

### 2 07 Foundation Failures

Perhaps the classic example of a catastrophic failure of a shallow foundation is that of the million bushel capacity Transcona grain elevator on the Canadian Prairie, 7 miles NE of Winnipeg, Manitoba. Not only has the failure been described in a contemporary account (Allaire, 1916) and been the subject of more recent investigations but also we are fortunate in having an eye-witness account and photographs of the disaster (White, 1953)

The elevator consisted of two principal structures (Figs 35 and 36), the bin house containing 65 bins 14 ft diameter by 92 ft high in five rows of 13, carried by a 2 ft thick concrete raft 77 ft wide and 195 ft long at a depth of 12 ft, and the work house, containing the machinery, 70 ft by 95 ft by 180 ft high, also carried on a raft at 12 ft depth

Construction started in 1911 and was completed in September 1913, when filling with grain was commenced (Fig 37). On 18th October 1913 875,000 bushels of grain had been stored and at lunch time on that day the bin house began to tilt, much of the movement took place during the first half hour (Figs 38 and 39). During the following night, the structure housing the

conveyor belts on the roof of the bin slid off and fell to the ground (Figs 40 and 41). After this, movement virtually stopped. The bin house came to rest at an angle of  $26^{\circ} 53'$  to the vertical, the east side was 5 ft above, and the west side 24 ft below the original positions, the north end

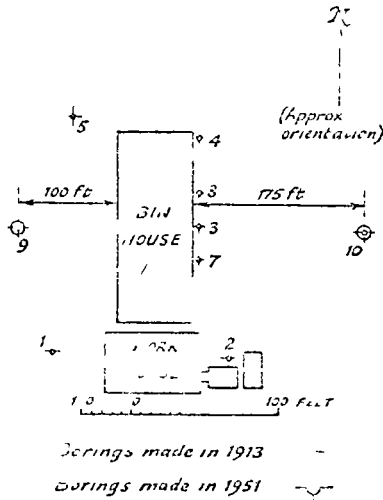


FIG 35 Transcona grain silo, Winnipeg, Canada—  
plan of borings  
(Peck and Bryant, 1953)

was 4 ft lower than the southern end. A cushion of upheaved soil, 5 or 6 ft high was formed on the west side (Figs 42 and 43).

Wash borings were at once made and indicated a deposit of firm grey clay 35 to 40 ft thick (the top of this stratum was weathered brown and stiffer), then clay mixed with rock fragments and finally at about 50 ft depth, the limestone bedrock. The clays, which overlie the Ordovician series, are part of a sedimentary deposit, 30 to 50 ft thick, from the ancient glacial Lake Agassiz, formed when the Wisconsin ice sheet blocked the southern outlet.

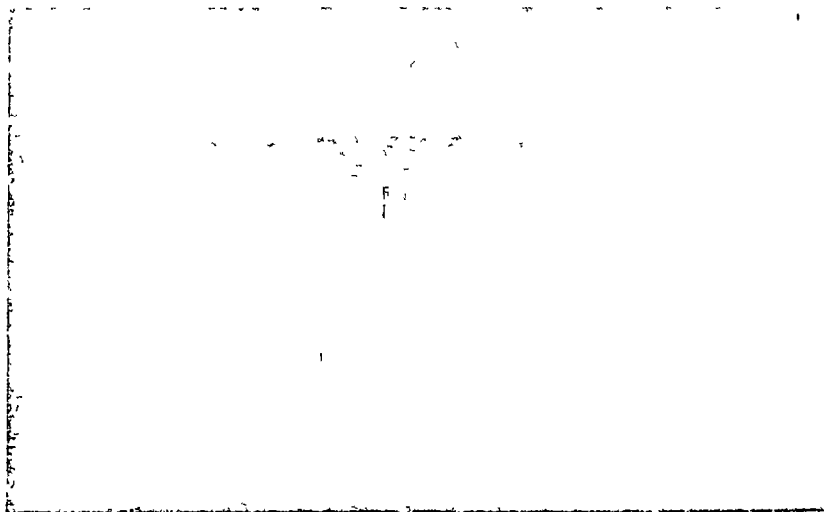
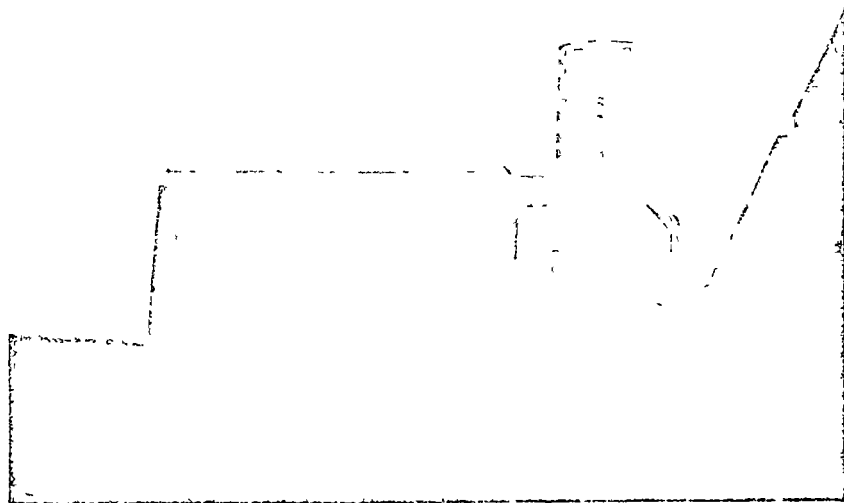


FIG 36 Transcona silo  
Aerial view of completed  
structure  
(L. S. White, Esq)

In 1951, it became possible to undertake two more borings near the bin house (but sufficiently far away to have been unaffected by the failure) and continuous undisturbed samples were taken and tested (Peck and Bryant, 1953) (Fig 44). These showed that the upper clay had an un-

FIG 37 Transcona silo Filling with grain (White, 1953)



confined compression strength of 2260 lb/ft<sup>2</sup> whereas the lower soil strength was only 1300 lb/ft<sup>2</sup>. The weighted average was 1860 lb/ft<sup>2</sup>

Using Skempton's formula

$$N_{cr} = 5 \left( 1 + 0.2 \frac{B^2}{L} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{b} \right) \quad (\text{Eq. (iv) § 2.03})$$

Here  $B = 77$  ft,  $L = 195$  ft,  $D = 12$  ft

whence,

$$N_c = 5.56 \quad (i)$$

Thus, the ultimate bearing capacity is

$$5.56 \times 1860 = 10330 \text{ or } 2.1 \text{ tons/ft}^2$$

The actual load at the time of failure is known quite accurately. The weight of the building was 18,000 tons, to which must be added 23,000 tons of wheat, giving a gross pressure of 2.7 tons/ft<sup>2</sup>. From this must be subtracted the pressure due to 2 ft of soil at 120 lb/ft<sup>3</sup> (= 0.04 tons/ft<sup>2</sup>) giving a nett bearing pressure of 2.1 tons/ft<sup>2</sup>

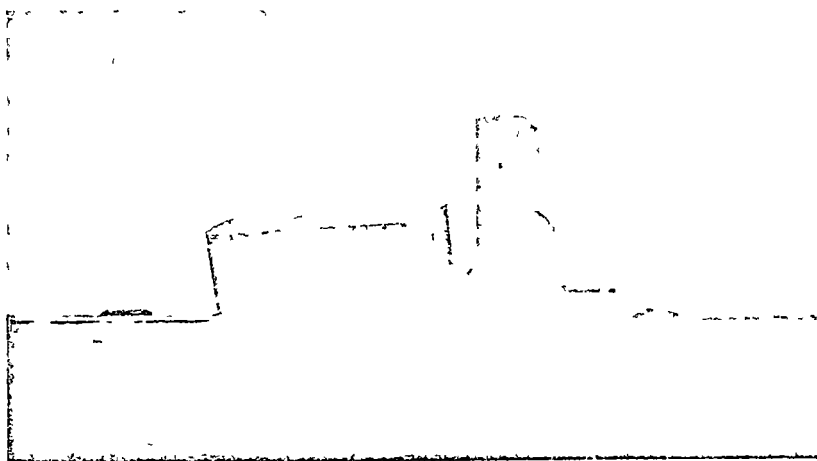


FIG 38 Transcona silo failure movement in the first half

(White, 1953)



FIG. 39 Transcona silo. Detail of movement after failure showing undamaged work-house

(White, 1953)

Thus the ratio *calculated/observed* is 1.1. In view of the difficulty in arriving at an average figure for the shear strength, a 10% error is certainly not out of the way and the formula may be regarded as supported by this evidence.

These figures were substantially confirmed by Baracos (1957). He mentions that pumping had been necessary for the thirty-seven years since righting the structure to keep the basement of the bin house dry since it is now 34 ft below grade level. It would, however, seem that the effect on the samples tested was slight.

The question naturally arises—how did such an error of judgement occur so that the failure took place?

Allaire says that it was 'customary' to take 3 to 4 tons/ft<sup>2</sup> as the bearing pressure which could

FIG 40 Transcona silo  
Removing grain from  
damaged building  
(L. S. White, Esq)

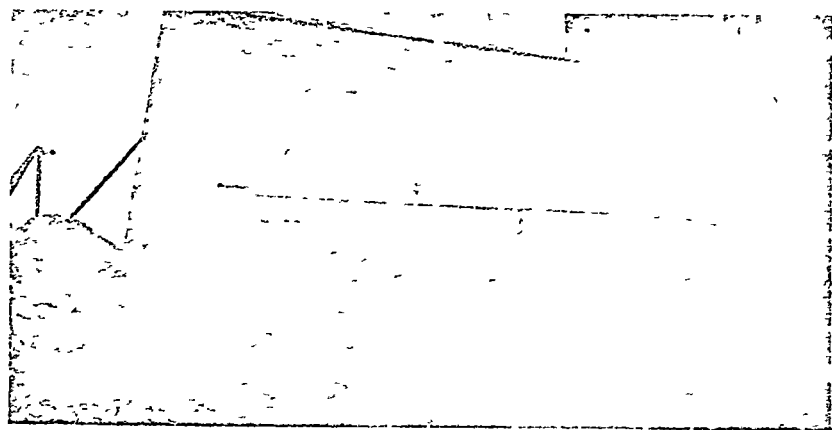
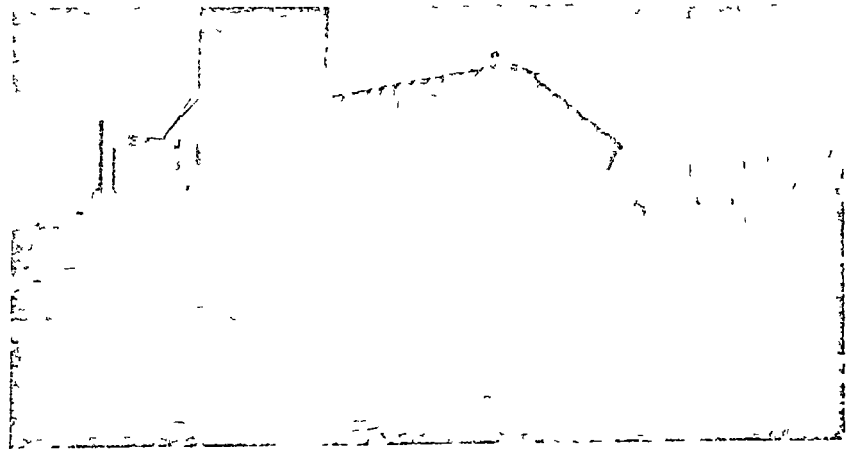


FIG 41 Transcona  
silo Underpinning  
operations  
(L S White, Esq)



be imposed on the grey clay of the area, he adds that soil loading tests were made 'as a matter of precaution' and White confirms that local tests were made. There is the further evidence that many heavy structures were founded on a similar formation at nearby Winnipeg. Two relevant observations may be made

(i) that the structure was probably of unprecedented size and would therefore stress the softer clay in the lower part of the formation to a much greater extent than smaller buildings, this softer clay would be virtually unstressed by the conventional loading tests on a small area, which were, in fact, office, and

(ii) that in many cases, e.g. offices and similar structures, the real load on the soil is far less than the design load, whereas, at the Transcona silo, practically the whole of the design load was realised. Thus there was no 'concealed factor of safety' to protect the structure from the disaster which did, in fact, overtake it\*. The building was subsequently underpinned and righted (see Chapter VI)

Some interesting statements were made at the discussion on Allaire's paper. Allaire himself referred to the fact that the customary slight settlement was expected and Goodrich mentioned

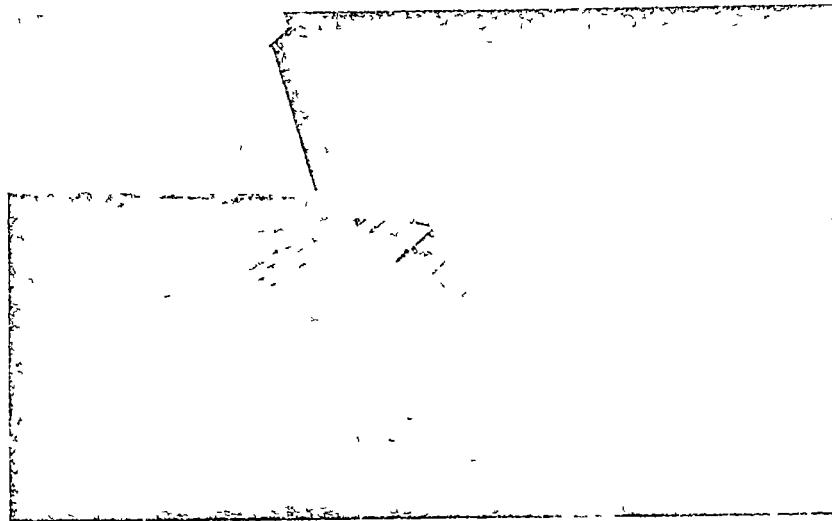


FIG 42 Transcona silo  
View of frame  
(L S White, Esq)

\* Another case of catastrophic failure of a silo is on record (Tschebotaroff, 1957), see also Clevenger (1956)

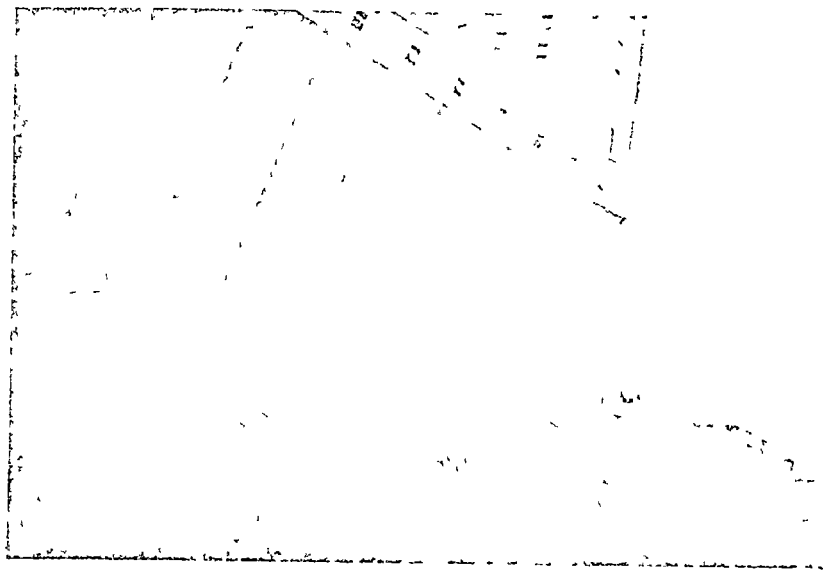


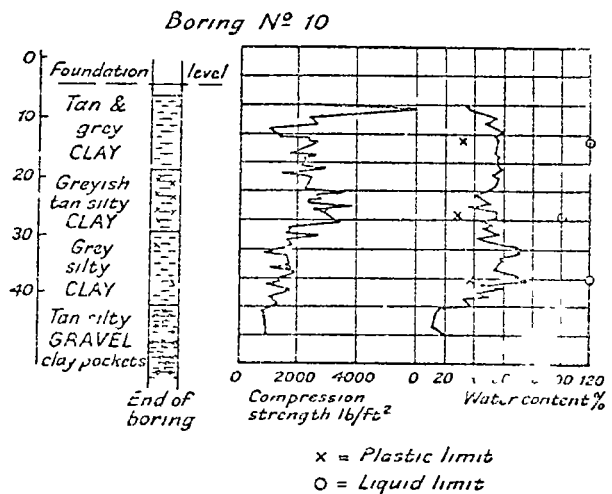
FIG 43 Transcona silo  
View of heave  
(White, 1953)

an identical failure of another silo in Algiers but the most startlingly present remarks were those of Phillips who, referring to a foundation failure at Portland, Oregon, said '... water beneath it was sustaining the ground and the water was being slowly displaced by the added load'. That his remarks were not merely fortuitous but showed an awareness of the effects of pore water pressure is borne out by his reference to a standpipe which showed an excess head of water, 10 ft above ground level.

Another interesting report of a failure which took place at Fredrikstad, Norway, was of an oil tank which failed catastrophically in 1952 (Ejerram and Overland, 1957).

The tank was 25 m in diameter with a capacity of 6000 m<sup>3</sup> (1.3 M gal). It rested on a 15 cm (6 in) concrete slab with an outer ring beam which was founded on 35 cm (14 in) of gravel. The empty tank weighed 550 tons.

FIG 44 Transcona grain silo—typical bore-hole  
(Peck and Bryant, 1953)

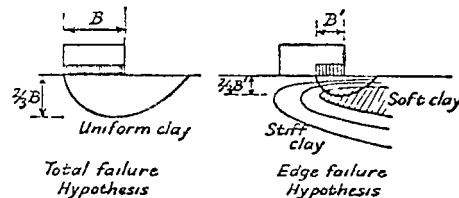


\* He may, however, have been referring to two granaries which failed in a manner very similar to the Transcona Building at Tunis in 1907, one of the buildings tilted at 25° to the vertical. Both buildings were restored to the vertical but, like the Transcona silo, finished 15 ft to 18 ft lower than before (*Engineering News*, 1907).

At this site these tanks are normally constructed by a special technique, developed in the area. The tank walls are built up by yielding, using as a working platform a floating platform inside the tank. As the tank walls rise the floating platform is also raised by pumping water in. Thus the ground is subject to a gradually increasing consolidation load. This method had been quite successful in the past, no other tank having failed, although settlements of 50 to 100 cm (20 to 40 in.) have occurred.

Unfortunately, the tank in question was constructed very rapidly to accommodate a sudden increase in the delivery of whale oil in the spring of 1952, and the customary technique was abandoned, the tank being erected without any water filling. A test load was applied in March 1952, by pumping 5000 m<sup>3</sup> (1.1 M gal) into the tank in 35 hours. Two hours after filling was completed, a failure occurred, the tank tilted and a heave took place on one side of the tank. Differential settlement amounted to 50 cm (20 in.) after unloading and the soil heave was 40 cm (15 in.). The total weight of the tank at failure was 5500 tons or 11.2 tons/m<sup>2</sup> (1.01 tons/ft<sup>2</sup>). Following the failure, the tank was filled in steps with water and time for consolidation was allowed. Since 1954, two years after failure, the tank has been used to capacity. Its settlement is from 50 to 100 cm.

FIG 45 Failure of oil tank at Fredrikstad  
(Bjerrum and Österlund, 1957)



Investigations were made before and after the failure. Using Skempton's formula

$$q_D = c N_c + \gamma D_f \quad . \quad (\text{Eq (i) § 2 03})$$

In this case,  $c$ , the average shear strength, for a depth of  $2/3B$  ( $= 4/3R$ , where  $R$  is the radius of the foundation) is 3.1 tons/m<sup>2</sup> (640 lb/ft<sup>2</sup>),  $N_c$  for a circular foundation at the surface is 6.2. This gives a value of  $6.2 \times 3.1 = 19$  tons/m<sup>2</sup>, which may be compared with the actual load at the time of failure of 17.2 tons/m<sup>2</sup>. This is a discrepancy, which the authors explained by *local edge failure*. They point out that the clay beneath the eastern part of the tank was softer than beneath the western part and conclude that a local failure took place on the side where the clay was softer (Fig 45).

By considering different tank widths, the authors find that at a value of  $B = 10$  m, a value of  $N_c = 5.6$  is obtained giving a factor of safety of only 1.05. Furthermore, this width agrees approximately with the width of heave observed. They therefore concluded that local edge failure had, in fact, occurred.

Other oil tank failures have been described from time to time and some years ago were the subject of discussion in *Geotechnique*. Saurin (1949A) and Nixon (1949A, B) described the failure of tanks at Grangemouth, Scotland and Shellhaven, England. At the time no really satisfactory explanation was forthcoming for the value of bearing capacity observed. One difficulty at both sites was the presence of a stiffer crust, at Grangemouth some 15 ft and at Shellhaven, 4 ft in thickness, this invalidates direct application of Skempton's values of  $N_c$  for clays. If an attempt is made to apply these values using a weighted average for shear strength, an apparent factor of safety of about 0.8 is obtained for both sites, demonstrating that the crust has some effect in reducing the stresses transmitted to the soft clay beneath the crust.



It is sometimes suggested that an *angle of spread* should be used to compute the pressure at any particular level (Fig 46). In the Grangemouth example (Fig 47) assuming a spreading angle of

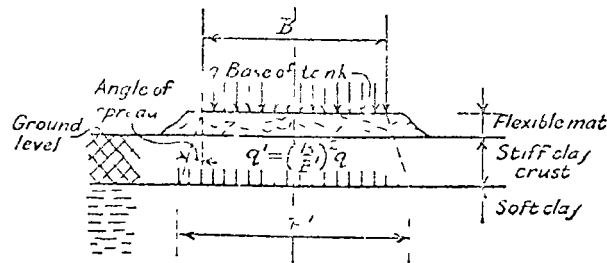
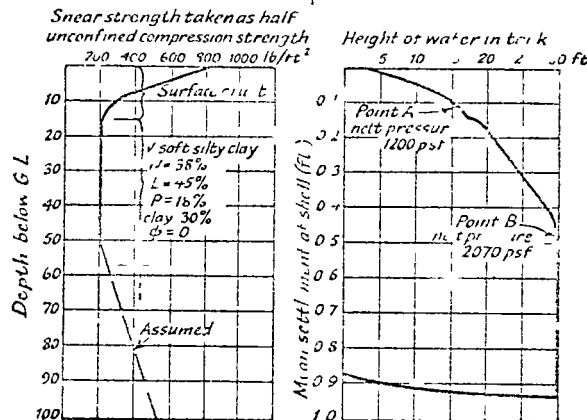
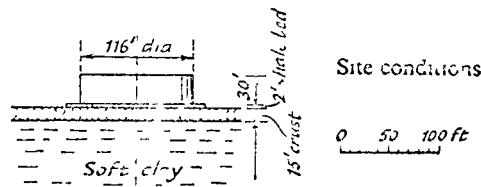


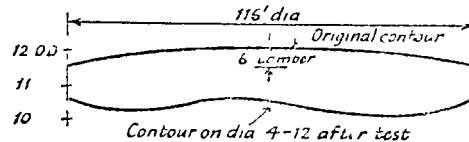
FIG 46 Oil tank resting on stiff crust over soft clay "Spread" hypothesis

45°, using a weighted average shear strength of 330 lb/ft<sup>2</sup> and an  $N_c$  of 6.4 corresponding to the value appropriate to a foundation of width  $B' = 150$  ft at a depth of 15 ft (the estimated depth of the crust), we obtain an apparent net bearing capacity of 2100 lb/ft<sup>2</sup> giving a factor of safety of



Soil conditions

Load settlement curve



Deformation of base

FIG 47 Grangemouth oil tank

(Sawin, 1949)

1.7 on the estimated pressure at this depth of 1235 lb/ft<sup>2</sup>, and yet the foundation failed. For the Shellhaven tank (Fig 48), the corresponding values are

Thickness of crust—4 ft, Weighted average shear strength for depth  $2/3 B' = 280$  lb/ft<sup>2</sup>,  $N_c = 6.4$ , Net bearing capacity 1600 lb/ft<sup>2</sup>,

Estimated bearing pressure assuming a 45° spread 935 lb/ft<sup>2</sup>,  
 Apparent factor of safety 1.9

It is obvious, therefore, that the effect of the crust is very much less than is obtained by assuming a 45° spread,\* on the other hand, the crust must have some effect because by simply taking a weighted average of the shear strengths from the surface, one obtains the results

Grangemouth ultimate bearing capacity 1710 lb/ft<sup>2</sup>, F/S 0.83  
 Shellhaven ultimate bearing capacity 1840 lb/ft<sup>2</sup>, F/S 0.79

It is interesting to note that the factors of safety are rather close together in spite of the difference in thickness of the two crusts. Unfortunately, the two tanks are of very different diameters, so that direct comparison is not possible. Nor is sufficient evidence available to show whether there

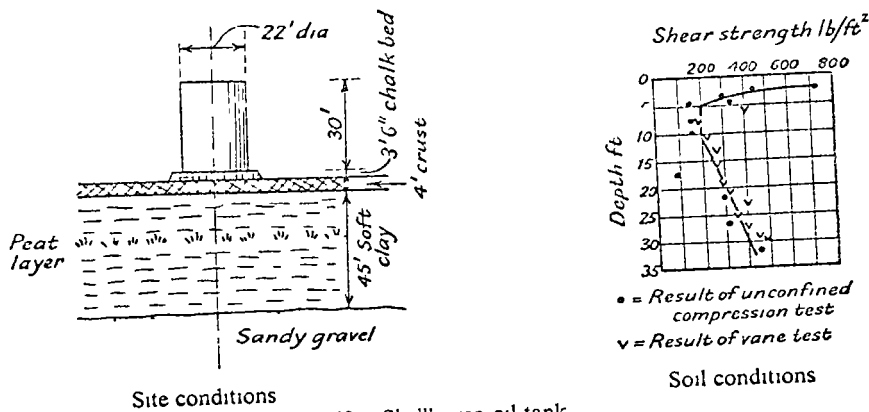


FIG 48 Shellhaven oil tank

(Nixon, 1949B)

was any local edge failure or not. Bearing these limitations in mind, for the present it might perhaps be assumed tentatively that, where the structure width is not more than five times the thickness of the crust, Skempton's bearing capacity factor could be increased by 25% and weighted averages of the shear strengths used. This rule is not likely to be of value except for such structures as oil tanks where large settlements are permissible.

Catastrophic failures of building foundations are not a thing of the past. In 1958 a large, recently constructed building in Rio de Janeiro 'turned over' as a result of the failure of its piled foundation. This was the *São Luis Rei* building which had been under construction since 1955, the building was 95 ft by 39 ft, 11 storeys high and supported on 99 concrete piles, 69 ft deep. The subsoil was organic clay and peat and some neighbouring buildings were piled to 86 ft. The first settlement was noticed in 1956 when erection had reached the 10th floor, as well as further movement in January 1957, was discounted but more serious settlements took place on 24th January 1958. Remedial work was put in hand on 27th January but by 29th January the rate of settlement had increased so much that the surrounding area was evacuated and the police halted all work on the building. On the morning of the 30th, work was restarted although the rear of the building was settling at 4 mm (0.16 in) per hour, at 7.25 p.m. the building was abandoned and at 7.55 p.m. the doomed building toppled, taking 20 seconds to fall flat' (ENR, 1958D)

\* It is also apparent that a single angle of spread is not applicable to the two cases. Alternatively, the maximum pressure may be more important than the average.

LA ESTABILIDAD A CORTO PLAZO DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO  
EN LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO

THE SHORT-TERM STABILITY OF OPEN EXCAVATIONS IN MEXICO  
CITY CLAY

DANIEL RESENDIZ °  
JOSE ZONANA °°

1 Introducción

En mecánica de suelos los análisis de estabilidad generalmente se manejan con herramientas derivadas de la teoría de la plasticidad

Los problemas clásicos de la teoría de la plasticidad se tratan, generalmente, bajo la hipótesis de que las deformaciones elásticas son despreciables en comparación con las deformaciones plásticas.

Lo anterior no implica, sin embargo, que la estabilidad de las masas de suelo sea necesariamente independiente de las deformaciones elásticas, aunque esta idea parece estar arraigada como un axioma en la mente de muchos ingenieros

De hecho, muchos problemas de la teoría de la plasticidad que son de interés en mecánica de suelos sólo pueden resolverse después de fijar un mecanismo de falla\*. La consideración de varios mecanismos de falla cinemáticamente admisibles y el uso del análisis límite permite calcular fronteras superiores del factor de seguridad hasta obtener un mínimo que constituye la solución (†) \*\*.

Para un problema determinado, algunas configuraciones de desplazamientos plásticos cinemáticamente inadmisibles se convierten en mecanismos de falla razonables si existen discontinuidades como grietas y heterogeneidades como capas blandas y/o rígidas en la masa de suelo

Hay casos en que las deformaciones elásticas

\* Un mecanismo de falla es cualquier distribución de deformaciones plásticas que sea cinemáticamente admisible.

\*\* Referencia bibliográfica, al final de este trabajo.

o Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico, D F  
oo Profesor Investigador Adjunto, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico, D F

1. Introduction

Stability analyses in soil mechanics are generally handled with tools derived from the theory of plasticity.

The classical problems of the theory of plasticity are, as a rule, treated under the assumption that elastic deformations are negligible as compared to the plastic ones.

From the statements above it does not follow that elastic deformations are necessarily irrelevant to the stability of soil masses, although this wrong conclusion seems to be rooted as an axiom in the mind of many soil engineers.

In fact, many problems of the theory of plasticity that are of interest to soil mechanics can be solved only after the failure mechanism\* is fixed. After that, a solution is obtained by considering several kinematically possible failure mechanisms and using limit analysis to compute upper bounds of the factor of safety until a minimum is found (†) \*\*.

For a given problem, a number of kinematically impossible patterns of plastic displacements become plausible failure mechanisms when discontinuities such as cracks, and heterogeneities such as soft and/or rigid layers are introduced into the picture.

There are cases where elastic strain,

\* A failure mechanism is any kinematically possible distribution of plastic deformations.

\*\* References are listed at the end of this paper.

o Research Professor, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico, D F  
oo Associate Research Professor, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico, D F

ticas, aunque pequeñas en comparacion con las deformaciones admisibles para propósitos de estabilidad, pueden ocasionar agrietamiento del suelo, o bien inducir esfuerzos superiores a los de fluencia en ciertas capas, haciendo posible el desarrollo de mecanismos criticos de falla que de otra manera serían inadmisibles.

Entonces, cabe preguntar si la falla del analisis límite y de otros métodos de la teoría de la plasticidad en la predicción del comportamiento de masas de suelo es causada por limitaciones en la teoría de la plasticidad misma, o si se debe a sobresimplificaciones que tienden a ignorar en el análisis las posibles condiciones de discontinuidad, heterogeneidad y falta de plasticidad perfecta que suelen ocurrir en el campo.

En este artículo se intenta investigar dicha cuestion, particularmente en lo que respecta a la estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto. Con este fin, se analizan datos de laboratorio y observaciones de campo en el marco de las teorías de la elasticidad y la plasticidad. Las conclusiones parecen reconciliar los resultados analíticos con el comportamiento observado en el campo

El planteamiento se referirá particularmente a casos en el Valle de México. Sin embargo, los conceptos analíticos que se tratan son de naturaleza general y algunas de las conclusiones podrían aplicarse a otros casos, pues es sabido que algunos suelos exhiben características de fragilidad, deformabilidad, sensibilidad, etc similares a las de la arcilla del Valle de México.

2. Algunas propiedades mecánicas pertinentes al problema

La resistencia no drenada, la sensibilidad y las características de compresibilidad de la arcilla de la Ciudad de México se describen en este Volumen (2) y en otra parte (3).

Aquí se discutirán las características esfuerzo-deformación y las deformaciones unitarias a la falla que exhibe el suelo inalterado tanto en tensión como en compresión, en condiciones no drenadas.

Se cree que estas características tienen una influencia particularmente importante en el comportamiento de la arcilla de la Ciudad de México en problemas de estabilidad a corto plazo.

2.1 Deformación a la falla en compresión y en tensión.

La arcilla de la Ciudad de México es un suelo con estructura muy abierta, como lo revela su contenido de agua que varía entre 100 y más de 400 por ciento. No obstante, su módulo de deformación es relativamente alto en el estado inalterado (3 y 4) y exhibe falla frágil cuando se le somete a

although small as compared to those permissible for stability purposes, may give rise to cracking of the soil or may induce post-peak deformation and softening of an adjacent layer, so that critical failure mechanisms develop which are otherwise impossible.

It is then valid to ask whether the failure of limit analysis and other methods of the theory of plasticity to predict field behavior is a shortcoming of the theory of plasticity itself, or it is failure to recognize and introduce into the analysis deviations of field conditions from those of continuity, homogeneity and perfect plasticity.

In this paper, an attempt will be made to investigate such a question, particularly in connection with the short-term stability of open excavations. For this purpose, laboratory data and field observations will be studied within the frame of the theories of elasticity and plasticity. The conclusions seem to reconcile the results of analyses with the observed field behavior.

The discussion will be particularly referred to cases in the Valley of México. However, the analytical concepts presented are of a general nature and some conclusions might apply, as well elsewhere, for it is known that soils other than México City clay exhibit to some degree similar characteristics of brittleness, deformability, sensitivity, etc.

2. Some soil properties pertinent to the problem

Undrained shear strength, sensitivity, and compressibility characteristics of México City clay are reported in this volume (2) and elsewhere (3).

Here, information will be given regarding the stress-strain characteristics and the strain at failure exhibited by the undisturbed soil, both in tension and in compression, under undrained conditions.

It is contended that these particular characteristics have an important influence on the behavior of México City clay in stability problems under short-term conditions.

2.1 Strain at failure in compression and in tension.

México City clay is a soil with a very open structure, as revealed from its water content ranging from 100 to more than 400 per cent. In spite of this, it has a relatively high modulus of deformation in the undisturbed state (3 and 4) and exhibits a brittle type of failure when sheared under un

esfuerzos cortantes en condiciones no drenadas.

drained conditions.

La deformación unitaria a la falla en pruebas de compresión simple de muestras inalteradas de buena calidad varía típicamente entre 2 y 5 por ciento con un valor medio de 3 por ciento (ver Fig 1)

The strain at failure in unconfined compression tests of good undisturbed samples typically ranges from 2 to 5 per cent with an average value of 3 per cent (see Fig 1).

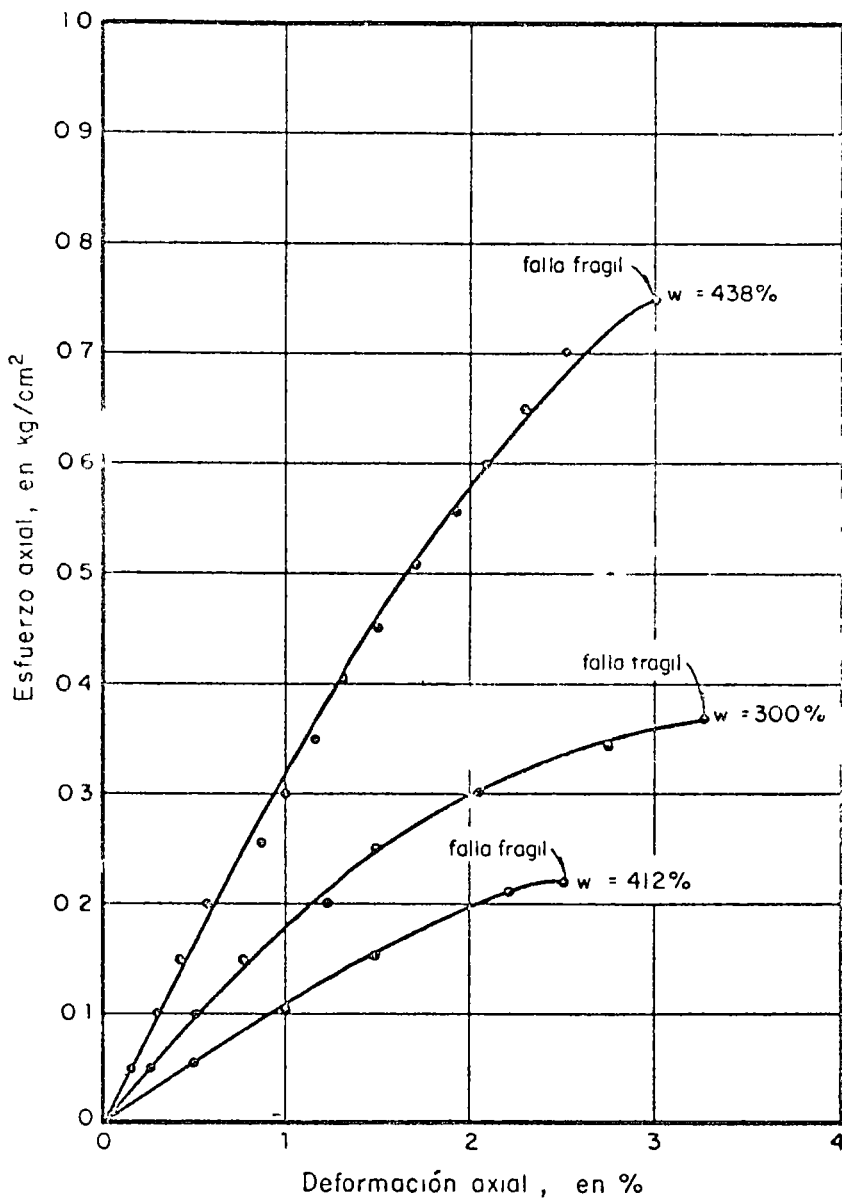


FIG 1 PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE EN MUESTRAS INALTERADAS  
UNCONFINED COMPRESSION TESTS OF UNDISTURBED SAMPLES

Es difícil medir directamente la deformación a la falla en tensión, tanto por su pequeñez como por lo súbito de la ruptura.

Se han hecho algunas pruebas en las ar-

The strain at failure in tension is difficult to measure directly, because of its low value, the low stresses involved, and the suddenness of failure.

Tests have been run in México City clays

TABLA I DEFORMACION A LA FALLA EN TENSION DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO

*STRAIN AT FAILURE IN TENSION FOR MEXICO CITY CLAY*

Prof. (m)	Contenido de agua (%)	Def. en la falla (%)	Prof. (m)	Contenido de agua (%)	Def. en la falla (%)	Prof. (m)	Contenido de agua (%)	Def. en la falla (%)
7.2	101	0.3	14.1	203	0.8	18.6	318	0.9
7.4	372	1.0	14.1	278	1.3	19.0	304	0.4
8.0	361	1.7	14.8	154	1.2	19.0	303	0.4
8.2	359	1.2	15.4	284	0.7	19.4	188	0.7
8.8	326	1.5	15.6	319	0.7	20.2	180	0.8
10.2	401	0.3	16.2	373	0.9	20.2	237	1.0
10.8	322	1.5	16.6	333	0.5	21.6	169	0.6
11.0	378	1.3	16.8	386	1.5	21.6	176	0.4
11.2	182	0.7	17.0	395	1.7	22.2	231	0.5
12.4	254	0.8	17.4	396	0.4	23.0	160	0.5
12.8	327	0.8	17.8	342	1.6			
13.2	303	0.3	18.2	299	0.6			
14.1	168	0.8	18.4	250	1.0			

TABLA 2 ALGUNAS PROPIEDADES MECANICAS EN CONDICIONES NO DRENADAS DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO

*SOME MECHANICAL PROPERTIES OF MEXICO CITY CLAY IN UNDRAINED CONDITIONS*

Contenido de agua w %	Deformación a la falla en tensión $\epsilon_t$ %		Resistencia a la tensión, $q_t$ kg/cm <sup>2</sup>		Módulo de def. en tensión, $M_t$ kg/cm <sup>2</sup>		Módulo de def. en compresión, $M_c$ kg/cm <sup>2</sup>		$\frac{M_t}{M_c}$	
	media	desv est	media	desv est	media	desv est	media	desv est	media	desv est
100 to 200	0.66	0.30	0.89	0.197	134.8	65.3	51.0	40.9	3.3	1.0
200 to 300	0.84	0.26	0.85	0.164	101.2	35.0	37.9	24.7	3.1	0.9
300 to 400	0.98	0.51	0.49	0.099	50.0	24.7	21.3	16.1	2.9	0.6

cillas de la Ciudad de Mexico con el propósito de determinar la resistencia a la tensión en condiciones no drenadas (3). Los resultados de esas pruebas se resumen en las columnas (4) y (5) de la Tabla 2. Sin embargo, la deformación a la falla en esas pruebas no pudo medirse con ninguna certeza

Al revisar los registros detallados de un gran número de pruebas de compresión simple, se ha encontrado que mediante un procedimiento indirecto es posible estimar la deformación de falla a la tensión para el caso particular de muestras inalteradas de arcilla de la Ciudad de Mexico. Se observó que

a) La falla en un gran porcentaje de las pruebas de compresión simple en muestras inalteradas se debe al desarrollo de grietas verticales en la muestra. Aunque se sabe que en algunos casos existen fisuras en el suelo in situ, éstas se distinguen por un cambio de color a lo largo de la discontinuidad y, cuando se daba este caso, se anotó en los registros, por lo que es posible eliminar los casos de grietas preexistentes

b) Parece existir una correlación burda entre el grado de alteración de las probetas (que depende principalmente del procedimiento de muestreo y de la profundidad a la cual se tomaron las muestras) y el porcentaje de fallas por agrietamiento vertical en un grupo dado. Este porcentaje aumenta con la calidad de las muestras.

La aparición de una grieta vertical y la disminución de la carga soportada por la muestra en compresión simple ocurren al mismo tiempo. Puesto que además el volumen de una muestra de arcilla saturada permanece constante en condiciones no drenadas, la extensión radial de la muestra en el momento en que falla por agrietamiento vertical se puede estimar del valor de la deformación axial. Al aplicar este método para estimar la deformación a la falla por tensión, se escogió un sondeo para el cual el porcentaje de fallas por agrietamiento vertical de muestras inalteradas fue el más alto (aproximadamente el 55 por ciento). En la Tabla 1 se da la profundidad, el contenido de agua y el valor calculado de la deformación a la falla por tensión para este grupo de muestras

2.2 Módulos de deformación La Tabla 2 es un resumen de los parámetros estadísticos de deformación a la falla por tensión  $\epsilon_t$ , la resistencia a la tensión  $q_t$ , y el módulo de deformación en tensión  $M_t$ , y en compresión  $M_c$ . Los valores numéricos en las columnas (2) y (3) se derivan directamente de la Tabla 1. Las características de resistencia a la tensión en condiciones no drenadas, que se dan en las columnas (4) y (5) son de mediciones directas que ya se han publicado (3). De las columnas (2) a (5) el valor medio (columna 6) y la desviación estándar

with the purpose of determining the undrained tensile strength (3). The results of those tests are summarized in columns (4) and (5) of Table 2. The strain at failure in those tests, however, could not be measured with any accuracy.

After reviewing the detailed records of a large number of unconfined compression tests, it has been found that an indirect procedure is possible to estimate the tensile strain at failure for the particular case of undisturbed samples of México City clay. It was observed that

a) A large percentage of unconfined compression tests in undisturbed specimens resulted in the development of vertical cracks in the sample, and therefore in a splitting type of failure. Although in some cases preexisting fissures are present in the soil in situ, these are generally detected by a change in color along the discontinuity and, when this happened to be the case, a note was included in the records, so that it is possible to eliminate cases of preexisting cracks.

b) A gross correlation seems to exist between the degree of disturbance of the samples (estimated primarily from the sampling procedure and the depth from which the samples were taken) and the percentage of splitting failures in a given group. This percentage increases with the quality of the samples.

The development of a vertical crack and the drop in the load carried by the sample in unconfined compression occur at the same time. Then since the volume of a saturated clay sample under undrained conditions remains constant, the radial extension of the sample at the time of cracking can be estimated from the value of the axial strain at the time of the splitting failure. In applying this method to estimate the tensile strain at failure, a borings was selected for which the percentage of splitting failures of intact samples was the highest (about 55 per cent). Table 1 gives depth, water content and computed tensile strain at failure for such a group of samples.

2.2 Moduli of deformation. Table 2 is a summary of the statistical parameters of tensile strain at failure  $\epsilon_t$ , tensile

strength  $q_t$ , and modulus of deformation in

tension  $M_t$ , and in compression  $M_c$ . The numerical values in columns (2) and (3) are directly derived from those in Table 1. The undrained tensile strength characteristics given in columns (4) and (5) are from direct measurements reported elsewhere (3). From columns (2) to (5) the mean (column 6) and the standard deviation (column 7) of the

(columna 7) del módulo de deformación\* en tensión en condiciones no drenadas,  $M_t$ , se han calculado suponiendo que  $\epsilon_t$  y  $q_t$  son variables independientes para un determinado contenido de agua.

Las columnas (8) y (9) muestran el valor medio y la desviación estándar del módulo de deformación para compresión en condiciones no drenadas,  $M_c$ , derivadas de mediciones directas (3). Finalmente, las columnas (10) y (11) muestran el valor medio y la desviación estándar de la relación  $M_t/M_c$  calculados de la información de las columnas (6) a (9) suponiendo que existe una correlación lineal positiva entre  $M_t$  y  $M_c$ . Puede verse que el valor medio de  $M_t/M_c$  es casi independiente del contenido de agua y aproximadamente igual a 3.

### 3 Análisis del problema

La divergencia entre predicciones y observaciones en el comportamiento de los suelos de la Ciudad de México es más notable en el caso de la estabilidad a corto plazo de los taludes de excavaciones. Es muy común que las fallas ocurran aún cuando el factor de seguridad sea mucho mayor que la unidad. Pero la más notable deficiencia de los métodos de análisis convencionales es que los mecanismos de falla en el campo siempre difieren de los que dan el mínimo factor de seguridad en el análisis.

Los mecanismos de falla son diferentes debido a que las fallas ocurren por deslizamiento a lo largo de superficies planas, generalmente horizontales, a pesar de que existen superficies cilíndricas que tienen menor factor de seguridad.

Se demostrará que esta discrepancia puede eliminarse si, al elegir los mecanismos potenciales de falla, se toma en cuenta la configuración de deformaciones elásticas y el hecho de que, el módulo de deformación y la deformación de falla son diferentes en tensión y en compresión.

En seguida se analizará el desarrollo de esfuerzos debidos a deformaciones elásticas alrededor de una excavación, y de sus implicaciones en la estabilidad.

Dentro del marco de la teoría lineal de la elasticidad, esto es, mientras el principio de superposición sea aplicable, el estado de esfuerzo en los taludes de una excava-

\* Es sabido que la curva esfuerzo-deformación en compresión simple es prácticamente una línea recta hasta la falla (Fig 1). Puesto que no hay razón para esperar un comportamiento diferente en tensión, puede suponerse que el módulo secante y el módulo tangente de deformación son prácticamente iguales.

undrained modulus of deformation\* in tension,  $M_t$ , have been computed assuming that  $\epsilon_t$  and  $q_t$  at a given water content are independent variables.

Columns (8) and (9) show the mean and standard deviation of the modulus of deformation in undrained compression,  $M_c$ , derived from the results of direct measurements (3). Finally, columns (10) and (11) show the mean and variance of the ratio  $M_t/M_c$  computed from the data of columns (6) to (9) assuming that a positive linear correlation exists between  $M_t$  and  $M_c$ . It can be seen that the mean value of the ratio  $M_t/M_c$  is practically independent of water content and equals about 3.

### 3. Analysis of the problem

The gap between predictions and observations of the behavior of México City soils is the greatest in cases of short-term stability of excavated slopes. It is very common that failures occur even when the computed factor of safety is much higher than unity. But, the most striking deficiency of conventional analyses is that the failure mechanisms in the field always differ from those giving the lowest factor of safety.

Usually, the failure mechanisms are different in the sense that failures occur by sliding along plane, generally horizontal surfaces, in spite of the fact that circular-arc surfaces lead to smaller factors of safety.

It will be shown that this discrepancy can be eliminated if, in selecting the potential failure mechanisms, due consideration is given to the pattern of elastic deformations and to the fact that the modulus of deformation and the strain to failure in tension are different from those in compression.

The following is an analysis of the development of stresses due to elastic deformations around an excavation, and of its implications on stability.

Within the frame of the linear theory of elasticity, i.e. as long as the principle of superposition applies, the state of stress in the slopes of an excavation in deep soil depo-

\* It is known that the stress-strain curve in unconfined compression is practically a straight line up to failure ( $F_{1/2} = 1$ ). Since there is no reason for expecting a different behavior under tension, it can be assumed that the secant modulus and the tangent modulus of deformation are practically the same.



cion en depós tos profundos de suelo tiene las siguiente. componentes

- a) El estado inicial de esfuerzo, que inclui esfuerzos por peso propio
- b) Los esfuerzos debidos a la carga liberada de la cara de los taludes ( una carga igual y opuesta al estado inicial de esfuerzos), suponiendo una frontera rígida a la profundidad de la excavacion
- c) Los esfuerzos en la masa de suelo por encima de la p ofundidad de excavacion, inducidos por la deformación del suelo subyacente

sits has the following components.

- a) The initial state of stress, which includes gravity stresses.
- b) The stresses due to the load relieved from the face of the slopes (a load equal and opposite to the initial state of stress), assuming a rigid boundary at the depth of excavation.
- c) The stresses in the mass of soil above the depth of excavation induced by the deformation of underlying material.

3.1 El caso de omogeneidad ideal. Las condiciones (b) hacen surgir esfuerzos de tensión que disminuyen con la distancia a la cara del talud y son independientes del módulo de elasticidad del suelo. Si los esfuerzos (a) se deben sólo a peso propio, la suma de (a) y (b) da esfuerzos de compresion en todas partes excepto en una angosta zona superficial próxima al talud. Los esfuerzos resultantes en materiales homogéneos son independientes del módulo de elasticidad.

3.1 The case of ideal homogeneity. Conditions (b) give rise to tensile stresses which decrease with the distance to the face of the slope and are independent of the modulus of elasticity of the soil. If the stresses (a) are due to gravity only, then the summation of (a) and (b) lead to compressive stresses everywhere except in a narrow surface zone close to the slope. The resulting stresses for homogenous slopes are again independent of the modulus of elasticity.

De los resultados de análisis por medio del método de elemento finito, se ha encontrado que el esfuerzo máximo de tensión es de 0.2 a 0.3 y H para ángulos de taludes de 45° a 90° con respecto a la horizontal, y la profundidad de la zona de tensión es a lo sumo igual a 0.25H, donde H es la altura del talud y el peso volumétrico de la masa. La distribución de esfuerzos se muestra en las Figs 2 y 3 para ángulos de talud de 45° y 90° con la horizontal.

From the results of analyses by means of the finite element method, it has been found that the maximum tensile stress is about 0.20 to 0.30 y H for slopes between 45° and 90° the horizontal and the depth of the tension zone is at the most 0.25H, where H is the height of the slope and y the unit weight of the mass. The stress distribution is shown in Figs 2 and 3 for slope angles of 45° and 90° to the horizontal.

Los esfuerzos que resultan de (c) arriba de la profundidad de la excavación, dependen de las condiciones de deformación del suelo subyacente. En la práctica, pueden ocurrir dos casos dependiendo de la profundidad de la excavacion en relación con la profundidad del nivel freático

The stresses resulting from (c) in the soil above depth of excavation depend on the deformation conditions of the soil below the depth of excavation. Two cases may occur in practice depending on the depth of excavation relative to the water table.

3.1.1 Excavaciones arriba del nivel freático. En este caso, la remoción de suelo induce una descarga neta y causa una expansión elástica del suelo subyacente, lo cual hace que el plano horizontal a la profundidad de la excavacion se deforme como se muestra en la Fig 4, y que el material superyacente sufra extension o compresión como se muestra en la parte inferior de la misma figura

3.1.1. Excavations above the water table. In this case, the excavation of soil induces a net unloading and gives rise to an elastic expansion of the underlying soil which makes the horizontal plane at the depth of excavation to deform as shown in Fig 4, and the soil above to undergo extension or compression as shown in the lower portion of the figure.

Suponiendo que no hay deformaciones horizontales a lo largo del plano al nivel del fondo de la excavacion, y usando la teoria de la elasticidad (5) para calcular la deflexión vertical de este plano, puede determinarse aproximadamente la frontera entre la zona de tensión y la de compresion en los taludes. Con referencia a la Fig 4, se encuentra que tal frontera ocurre en

Assuming there is no horizontal strain along the plane at the depth of excavation, the boundary between the tension zone and the compression zone in the soil above that plane can be determined approximately by using the theory of elasticity (5) to compute the vertical deflection of the horizontal plane at the depth of excavation. With reference to Fig 4, it is found that such a boundary occurs at

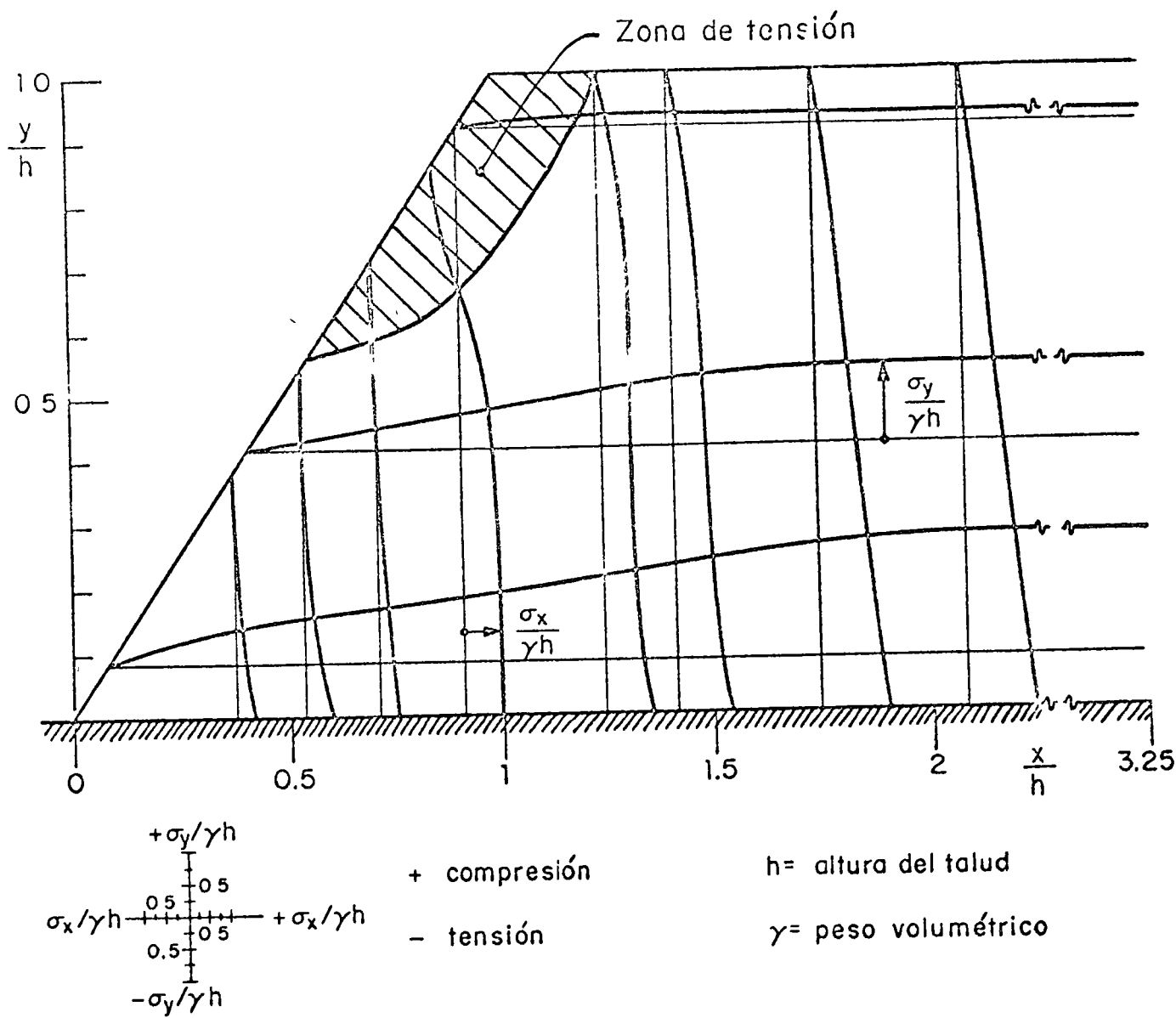


FIG 2 ANALISIS POR EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS .  
 ESTADO DE ESFUERZOS EN UN TALUD DE 45°  
 FINITE ELEMENT ANALYSIS : STRESS STATE IN A 45° SLOPE

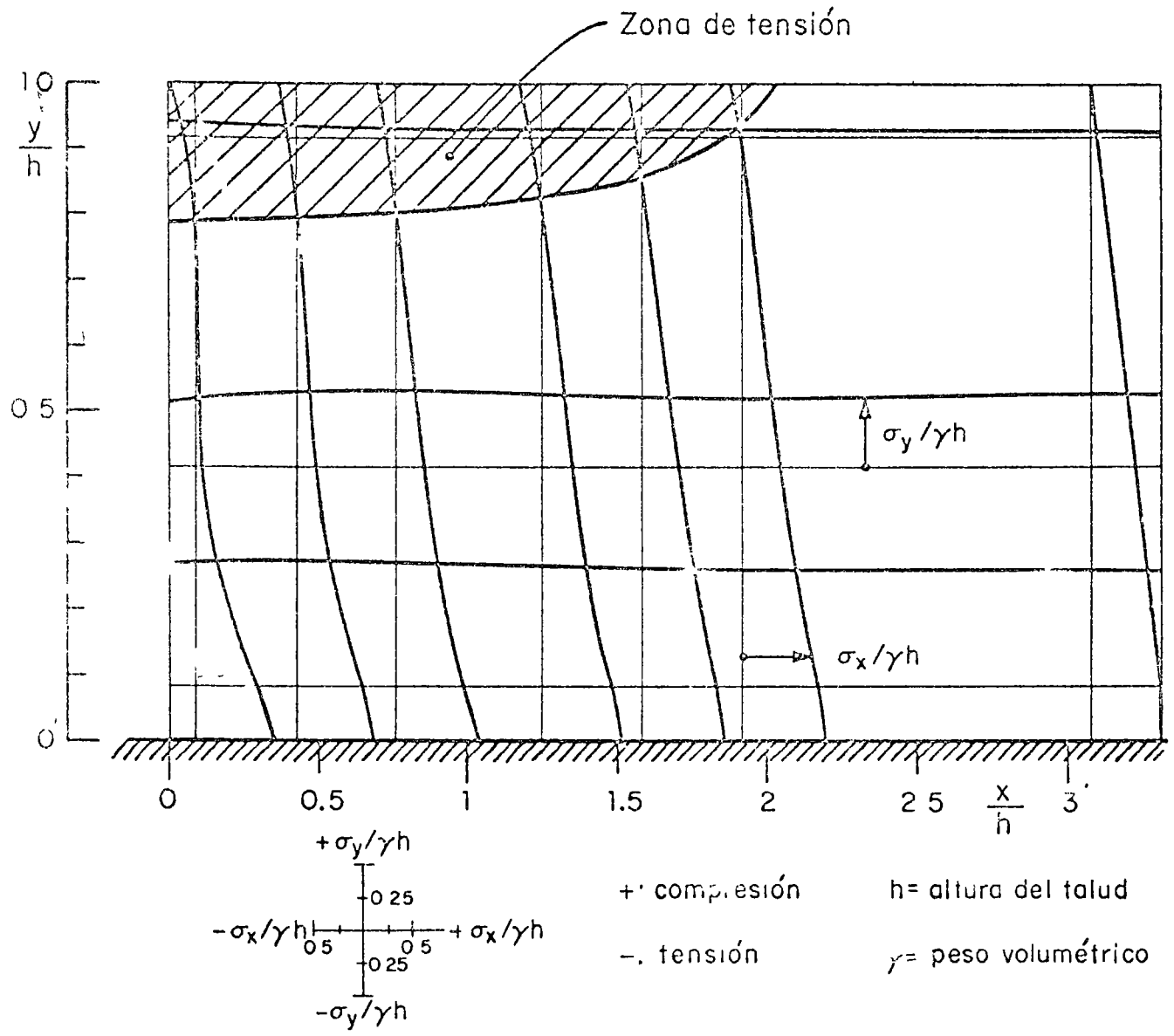


FIG 3 ANALISIS POR EL M<sup>T</sup>ODO DE ELEMENTOS FINITOS  
 ESTADO DE ESFUERZOS EN TALUD VERTICAL  
 FINITE ELEMENT ANALYSIS STRESS STATE IN A  
 VERTICAL SLOPE

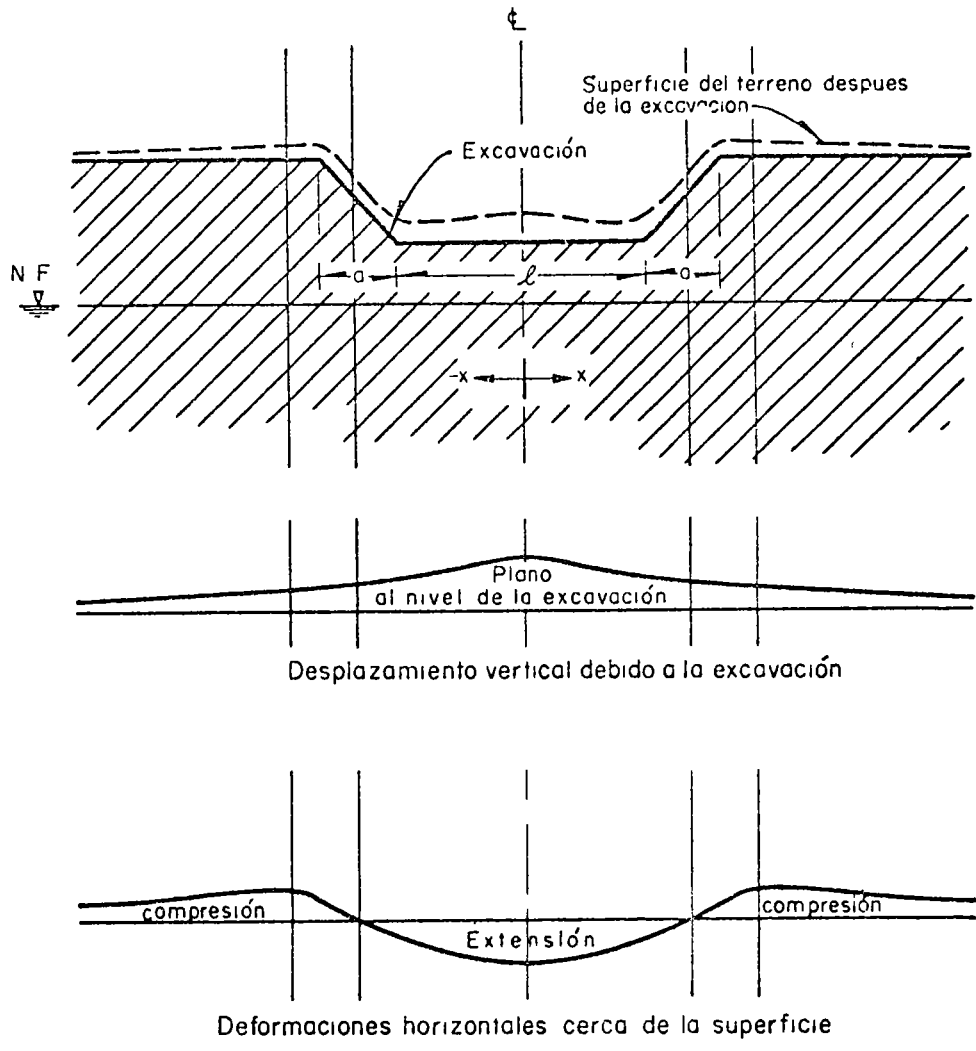


FIG 4 DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES CAUSADAS POR LA EXCAVACION  
 DISPLACEMENT AND STRAIN PATTERNS DUE TO EXCAVATION

$$x = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(l+a)^2 + a^2}$$

$$x = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(l+a)^2 + a^2}$$

Nótese que la localización de la zona de tensión y la distribución de esfuerzos dependen no sólo de la geometría de los taludes sino también del ancho de la excavación, lo que no se toma en cuenta cuando se calcula el factor de seguridad convencional contra falla de taludes.

Notice that the location of the tension zone (i.e. the stress distribution) depends not only on the geometry of the slopes themselves but also on the width of the excavation, a fact that is not taken into account when computing the conventional factor of safety against slope failure.

La geometría del talud después de la excavación se muestra con la línea punteada de la parte superior de la Fig 4. Al contrario de la creencia general, la parte superior del talud se mueve hacia arriba y esto se ha confirmado por observaciones en el campo (6).

Los esfuerzos que resultan de (c) son proporcionales al módulo de elasticidad. Sin embargo, si el módulo de elasticidad del suelo de los taludes es el mismo en tensión que en compresión e igual al del suelo subyacente, los esfuerzos que resultan de (c) son otra vez independientes del módulo de elasticidad, puesto que la deformación del suelo subyacente es inversamente proporcional a dicho módulo. Se puede ver que la superposición de los esfuerzos debidos a (a) y (b) (Figs 2 y 3) con los que surgen de (c) (Fig 4) resulta en una disminución de los esfuerzos de tensión, y en la reducción o eliminación de la zona de extensión en la parte superior de los taludes en tanto que una nueva zona de tensión se desarrolla cerca del pie.

Los esfuerzos de tensión y la profundidad de la zona de tensión en este caso son por lo tanto pequeños cuando el suelo es homogéneo (menores que los que se muestran en las Figs 2 y 3).

3.1.2 Excavaciones debajo del nivel freático. En este caso, es necesario abatir el nivel piezométrico previamente a la excavación, lo que aumenta los esfuerzos efectivos en el suelo y hace que el plano a la profundidad de la excavación tome una forma semejante a la que se muestra en la parte intermedia de la Fig 5.

Bajo estas circunstancias, la componente (c) del estado de esfuerzos resulta en una distribución de tensiones y compresiones en los taludes semejante a la que se muestra en la parte inferior de la Fig 5. La localización precisa de la zona de tensiones depende del esquema de bombeo y de la duración del mismo.

La superposición de estos esfuerzos a los de (a) y (b) aumenta los esfuerzos de tensión y las dimensiones horizontales de la zona de extensión.

Por lo tanto, en igualdad de condiciones, la posibilidad de agrietamientos en una excavación disminuye al aumentar la profundidad del nivel freático.

3.2 El caso de perfiles estratigráficos reales. El módulo de elasticidad de los depósitos de suelo generalmente cambia con la profundidad, y por tanto las consideraciones anteriores no son rigurosamente aplicables. En primer lugar, la magnitud de los esfuerzos ya no es independiente del módulo de elasticidad.

Si el módulo aumenta con la profundidad,

The geometry of the slope after excavation is shown by the dotted line in the upper portion of Fig 4. Contrary to the general belief, the top of the slope moves upward and this is confirmed by field observations (6).

The stresses resulting from (c) are proportional to the modulus of elasticity. However, if the modulus of elasticity of the soil above the depth of excavation is the same in tension as in compression and equals that of the underlying soil, the stresses resulting from (c) are again independent of the modulus of elasticity, since the deformation of the underlying soil is in turn inversely proportional to the modulus. It can also be seen that superposition of the stresses due to (a) and (b) (Figs 2 and 3) with those arising from (c) (Fig 4) results in the lessening of tensile stresses, and the reduction or the elimination of the tension zone in the upper portion of the slope, while a new tension zone develops in the lower portion.

The tensile stresses and the depth of the tension zone in this case are therefore small if the soil is homogeneous (in fact they are smaller than those shown in Figs 2 and 3).

3.1.2 Excavations below the water table. In this case, lowering of the piezometric level is necessary prior to excavation, and this increases the effective stress in the soil and makes the plane at the depth of excavation to take a shape similar to that shown in the middle portion of Fig 5.

Under these circumstances, the component (c) of the state of stress results in a distribution of tension and compression in the soil above the depth of excavation similar to that shown in the lower portion of Fig 5. The precise location of the tension zone depends on the dewatering scheme and the time of pumping.

Superposition of these stresses to those from (a) and (b) increases both the tensile stresses and the horizontal dimensions of the tension zone.

Therefore, other conditions being the same, the likelihood of cracking close to and outside an excavation decreases when the depth of the water table increases.

3.2 The case of real soil profiles. The modulus of elasticity of soil deposits generally changes with depth, and so the above considerations are not strictly applicable. First of all, the magnitude of the stresses is no longer independent of the modulus of elasticity.

If the modulus increases with depth, the

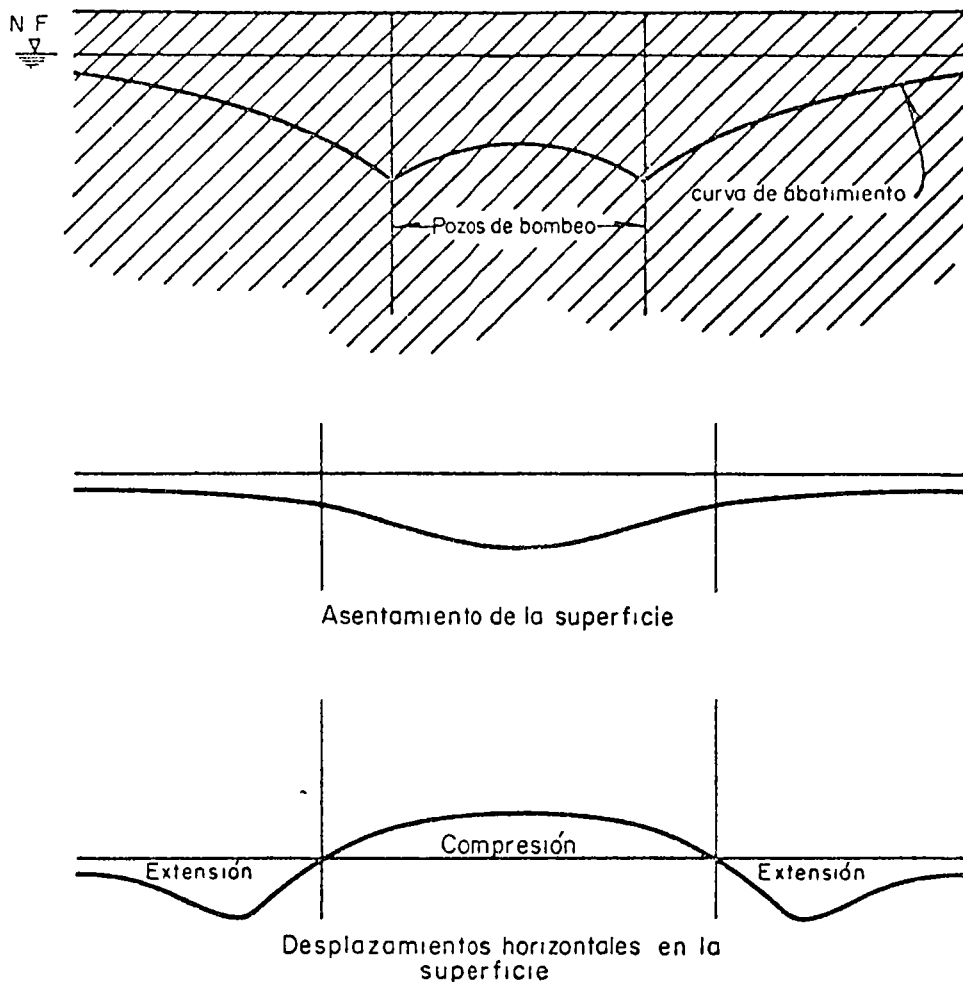


FIG 5 DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES CAUSADOS POR ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO  
DISPLACEMENT AND STRAIN PATTERNS DUE TO LOWERING OF THE WATER TABLE

las zonas superiores de los taludes están sujetas a esfuerzos, de tensión y compresión, menores que los que corresponden al caso de homogeneidad perfecta. Esto puede entenderse fácilmente considerando, por ejemplo, la componente (c) si el módulo de deformación aumenta con la profundidad, los esfuerzos en la zona superior son menores puesto que surgen de deformaciones menores del suelo subyacente que es más rígido. Lo mismo se aplica a las componentes (a) y (b).

Por lo anterior, en el caso de depósitos de suelo cuyo módulo de elasticidad aumenta con la profundidad, la zona de tensión será relativamente superficial si es que

upper zones of the slopes are subjected to stresses, both tensile and compressive, smaller than those corresponding to the homogeneous case. This can be easily understood by considering, for example, the component (c) the stresses in the upper zone are smaller since they arise from smaller deformations of the soil below the depth of excavation, which is more rigid than the overlying soil. The same applies to the components (a) and (b).

Then, in the case of soil deposits with modulus of elasticity increasing with depth, the tension zone will be relatively shallow

existe y las discontinuidades debidas a grietas, si estas se presentan, no seran lo suficientemente profundas para afectar los mecanismos de falla substancialmente\*. De ahí que la falla ocurra como lo predice la teoria de la plasticidad para medios continuo, (a lo largo de superficies cilindricas de deslizamiento) y el factor de seguridad podria calcularse por métodos convencionales

La existencia de una capa superficial desecada muy a menudo hace que el caso contrario, esto es, el de modulo de elasticidad creciente con la profundidad sea de interés practico. Este es el caso en el subsuelo de la Ciudad de Mexico hasta profundidades de 10 a 12 m

Bajo estas condiciones, la deformacion del plano horizontal a la profundidad de la excavacion es proporcional al módulo de deformacion en compresion,  $M_c$ , del suelo subyacente, mientras que los esfuerzos de tension en los taludes dependen del modulo de deformacion en tension,  $M_t$ , de la capa superficial

El hecho que  $M_t/M_c = 3$  para arcillas de la Ciudad de México, aunado a que la deformabilidad del suelo aumenta con la profundidad, hace que las componentes de esfuerzo de tension debidas a (c) sean como seis veces mayores que las que corresponden al caso de material perfectamente homogéneo. La profundidad de la zona de tension es correspondientemente mayor. Por lo tanto, en suelos cuyo modulo de elasticidad disminuye con la profundidad, deben esperarse grietas profundas en la zona de tension de los taludes de excavaciones, esto es, cerca del pie del talud en excavaciones arriba del nivel freatico, y en la corona del talud en excavaciones por debajo del nivel freático

En la configuracion de deformaciones que se muestra en la Fig 4, el agrietamiento al pie del talud y dentro de la excavacion ocurre simultaneamente con un aumento de la presion de tierra en la zona de compresion por encima de la correspondiente a condicio-

\* Se ha demostrado que la profundidad de la zona de tension en suelos homogéneos es a lo sumo igual a  $0.25H$  y se han dado argumentos para mostrar que será menor en suelos cuyo módulo de elasticidad aumenta con la profundidad. Ademas, con base en el analisis por el método del elemento finito que se ha discutido, para resistencias a la tension entre  $0.49$  y  $0.89 \text{ kg/cm}^2$  (los valores medios más bajo y mas alto respectivamente para arcillas de la Ciudad de México conforme a la Tabla 2), serían necesarias profundidades de excavación mayores de  $17$  y  $30$  m, respectivamente, para el desarrollo de grietas en suelos homogéneos y mayores si el módulo de elasticidad aumenta con la profundidad.

if it exists at all, and discontinuities due to cracks, if present, will not be deep enough to affect substantially the failure mechanisms. Hence, failure will take place as predicted by the theory of plasticity for continuous media (very likely involving cylindrical surfaces of sliding) and the factor of safety can be computed by conventional methods.

The existence of a desiccated surface layer very often makes the reverse of the picture a case of practical interest, i.e. the modulus of elasticity often decreases with depth. This is the case in México City subsoil down to depths of 10 to 12 m.

Under these conditions, the deformation of the horizontal plane at the depth of excavation is proportional to the compressive modulus of deformation,  $M_c$ , of the underlying soil, while the tension stresses in the slopes depend on the tensile modulus of deformation,  $M_t$ , of the surface layer

The fact that  $M_t/M_c = 3$  for México City clay, together with the deformability of the soil increasing with depth, makes the tensile stress components due to (c) about six times as large as those corresponding to the case of perfectly homogeneous material. The depth of the tension zone is similarly increased. Therefore, in soils whose modulus of elasticity decreases with depth, deep cracks should be expected in the lower portion of the slopes in excavations above the water table, and at the top of slopes in excavations below the water table.

In the deformation pattern shown in Fig 4, cracking close to and within the excavation occurs simultaneously with an increase of the horizontal earth pressure above that corresponding to at rest conditions in the compression zone. The combination of both

\* It was shown before that the depth of the tension zone in homogeneous soils is at most  $0.25H$  and arguments have been given to show that it will be shallower in soils with a modulus of elasticity increasing with depth. Furthermore, from the finite element analysis discussed before, for tensile strengths between  $0.49$  and  $0.89 \text{ kg/cm}^2$  (the lowest and highest mean values for México City clay according to Table 2), depths of excavations greater than  $17$  and  $30$  m respectively would be necessary for crack development in homogeneous soils and, again, deeper excavations would be required if the modulus of elasticity increases with depth.

nes de reposo. La combinación de los dos fenómenos favorece el desplazamiento de la masa de suelo horizontalmente hacia la excavación. Si los esfuerzos cortantes desarrollados en esta forma en planos horizontales de profundidad menor que la excavación, localmente igualan la resistencia al corte del suelo, entonces es inminente una falla progresiva por la disminución de la resistencia que ocurre después de la falla, y un plano débil empieza a desarrollarse si es que no existía antes. Esto hace que el deslizamiento a lo largo de superficies horizontales sea mucho más probable que a lo largo de superficies cilíndricas.

Al efectuarse la excavación, siempre se presentan las condiciones de deformación de la Fig 4, independientemente de que la configuración inicial de deformaciones sea la de la Fig 5. Por tanto, el mecanismo de falla descrito en el párrafo anterior siempre tiende a desarrollarse en una excavación si el módulo de elasticidad disminuye con la profundidad.

La Fig 6 ilustra una causa más de formación de grietas de tensión y de falla progresiva a lo largo de planos horizontales en una excavación cuando la profundidad de la excavación excede la de la capa rígida superficial. En esos casos el peso de la capa superior puede ser suficiente para causar la extrusión del suelo blando que se encuentra entre la capa dura y el fondo de la excavación. La extrusión induce esfuerzos cortantes en la frontera entre las dos capas (7) y éstos a su vez dan lugar a un estado de tensión y al agrietamiento de la capa rígida.

4 Observaciones de campo

4.1 Desarrollo de grietas Repetidamente se ha observado agrietamiento en excavaciones a cielo abierto en la Ciudad de México bajo las condiciones descritas (3 y 8 a 10). La Fig 7 muestra una grieta en el talud de una excavación, desarrollada en circunstancias semejantes a las de la Fig 4. En casos como éste, es también común que la liberación de esfuerzos de corte a lo largo del plano vertical de la grieta dé lugar a un escalón en el perfil del talud, como se muestra en la Fig 7, donde el bloque abajo de la grieta se desplazó una pequeña distancia hacia arriba.

4.2 Efecto de discontinuidades en la estabilidad En una excavación para el Metro en la zona al oriente de la Ciudad de México, ocurrió una falla de talud a pesar de que el factor de seguridad por métodos convencionales de análisis era bastante mayor que la unidad.

La profundidad de la excavación era de 6.7 m y el perfil del suelo en el sitio es el que se muestra en la Fig 8. La longitud de la excavación era mucho mayor que su profundidad, por lo que el problema puede considerarse bidimensional. La resistencia al

phenomena strongly favors the horizontal displacement of a mass of soil toward the excavation. If the shear stresses developed in such a way along horizontal planes above the depth of excavation locally equal the shear strength of the soil, then progressive failure impends because of the decrease of strength after the peak value is reached, and a weak plane starts to develop if it did not exist before. This makes the sliding along horizontal surfaces much more likely than along cylindrical ones.

At the time of excavation, the conditions represented by Fig 4 always occur, even if the initial deformation pattern is that of Fig 5. Therefore, the failure mechanism described in the preceding paragraph always tends to develop in an excavation if the modulus of elasticity decreases downwards.

Still another cause of tension cracks and progressive failure along horizontal planes in an excavation is illustrated by Fig 6, when the depth of excavation exceeds that of the upper stiff layer. In those cases the weight of the upper layer may be enough to cause the extrusion of the soft soil between the stiff layer and the bottom of the excavation. This induces shearing stresses on the boundary between the two layers (7) which in turn give rise to a state of tension and cracking of the stiff layer.

4. Field observations

4.1 Crack development. Cracking under the various conditions described has been repeatedly observed in open excavations in México City (3 and 8 to 10). Fig 7 shows a crack in an excavated slope which occurred under circumstances similar to those of Fig 4. In cases like this, it is also common that the liberation of shearing stresses along the vertical plane of the crack gives rise to a step in the profile of the slope as shown in Fig 7, where the block downslope the crack moved upward a certain amount.

4.2 Effect of discontinuities on stability. In an excavation for the Metro in the Eastern zone of México City, a slope failure occurred in spite of the fact that the factor of safety from conventional methods of analysis was well above unity.

The depth of excavation was 6.7 m and the soil profile at the site is that shown in Fig 8. The length of the excavation was many times its depth, so the problem is two-dimensional. The undrained shear strength



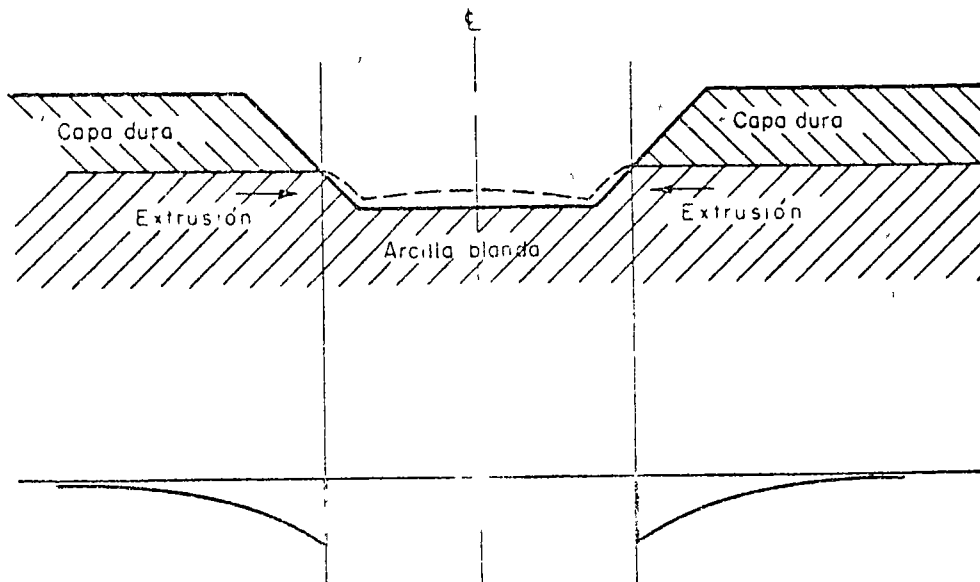


Diagrama de desplazamientos horizontales relativos y de esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de contacto entre las dos capas

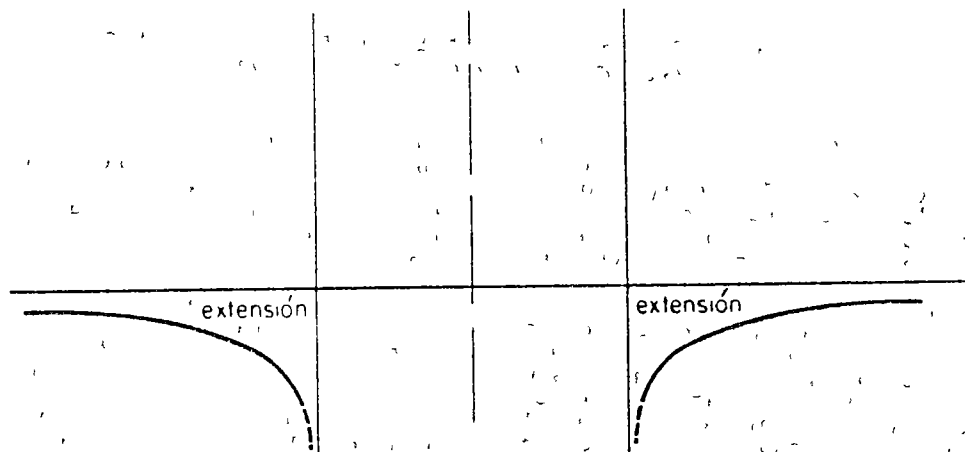


Diagrama de deformaciones horizontales en la capa superior

FIG 6 DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES CAUSADAS POR LA EXTRUSION DE MATERIAL SUBYACENTE  
DISPLACEMENT AND STRAIN PATTERNS DUE TO EXTRUSION OF THE UNDERLYING SOFT LAYER

corte del suelo hasta 6 m de profundidad en condiciones no drenadas y con tiempo a la falla de 50 min o mayor, varía de 4 a 7 ton/m<sup>2</sup>. Bajo las mismas condiciones el suelo entre 6 y 20 m de profundidad varía de 0.82 a 1.05 ton/m<sup>2</sup>

En este caso particular, se aplicó bombeo electrosmótico varios días antes de la excavación, con el fin de abatir el nivel freático. Esto indujo asentamientos de unos

of the soil above 6 m for a time to failure of 50 min or greater varies from 4 to 7 ton/m<sup>2</sup>. Under the same conditions the shear strength of the soil between 6 and 20 m in depth varies from 0.82 to 1.05 ton/m<sup>2</sup>.

In this particular case, electrosmotic pumping was applied, several days before excavation, in order to lower the water table. This induced settlements of about 10 cm in

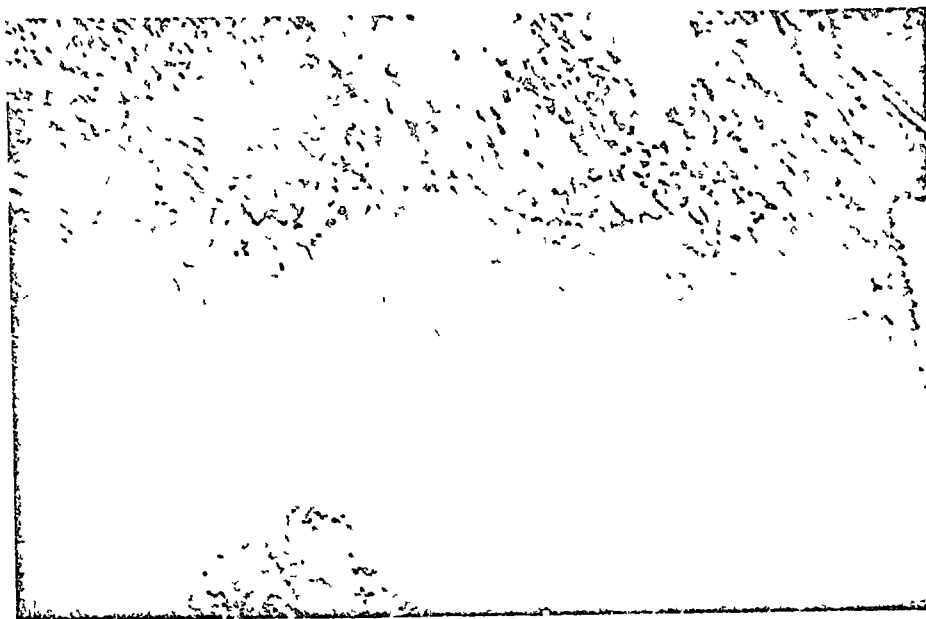


FIG 7 GRIETA DE TENSION EN EL TALUD DE UNA EXCAVACION  
TENSION CRACK IN AN EXCAVATED SLOPE

10 cm en la zona a excavar. Con esta deformación, la capa desecada superior funcionó como una viga (véase Fig 5) y ocurrieron grietas paralelas al eje de la excavación. Debido a las operaciones de construcción en la superficie, estas grietas fueron cubiertas por el polvo excepto en sitios aislados, y por tanto su importancia pasó desapercibida. Sin embargo, inmediatamente después de completarse la excavación hasta la profundidad propuesta, se observó un evidente ensanchamiento de las grietas simultáneamente con el asentamiento y desplazamiento horizontal de varios edificios pesados de localización paralela a la excavación y a unos 29 m de su eje. El asentamiento repentino, de unos 25 cm, fue bastante uniforme mientras que los desplazamientos horizontales tuvieron un máximo de 2.5 cm y variaron como se muestra en la Fig 9. La localización de las grietas y de los edificios se muestra en la Fig. 10.

El análisis suponiendo una superficie horizontal de deslizamiento a la profundidad de 6.7 m dió un factor de seguridad entre 0.85 y 1.1, incluyendo el efecto de una sobrecarga debida a los edificios. En contraste, la superficie de deslizamiento circular más crítica era mucho más cercana al talud de la excavación y tenía un factor de seguridad un poco mayor que 2.

Después de la falla incipiente inicial, ocurrieron grietas adicionales y desplazamientos que afectaron masas de suelo más próximas a la excavación. Los deslizamientos nuevamente fueron horizontales y se cree que

the compressible soil below 6 m within the zone to be excavated. Under that deformation the upper associated layer worked as a beam (see Fig 5) and cracks occurred parallel to the axis of, and beyond the zone of the excavation. Because of construction operations on the surface, these cracks were covered with dust except in isolated locations and so their significance was overlooked. However, immediately after completion of excavation to the proposed depth, a conspicuous widening of the cracks was observed simultaneously with the settlement and the horizontal displacement toward the excavation of several heavy buildings located parallel to the excavation and about 29 m from its axis. The settlement was fairly uniform and amounted to about 25 cm, while the horizontal displacement had a maximum of 2.5 cm and varied as shown in Fig 9. The location of the cracks and the buildings relative to the excavation is shown in Fig 10.

The analysis assuming a horizontal surface of sliding at a depth of 6.7 m gave a factor of safety between 0.85 and 1.1, including the effect of the surcharge due to the buildings. In contrast, the most critical circular sliding surface was much closer to the slope of the excavation and had a factor of safety a little larger than 2.

After the initial incipient failure, additional cracks and displacements occurred affecting masses of soil closer to the excavation. In these cases the mechanism again involved horizontal sliding and it is belie-

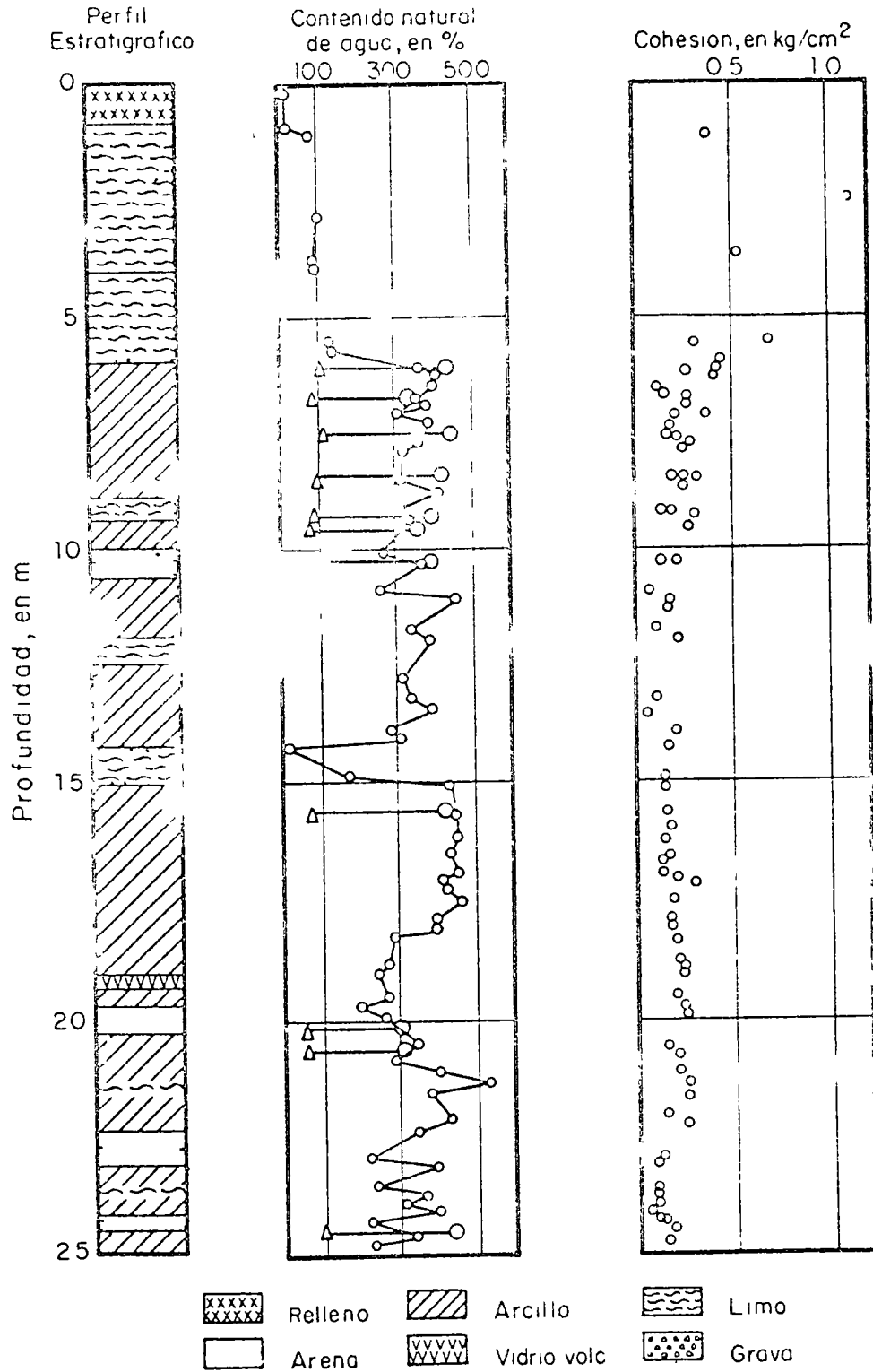


FIG 8 CARACTERISTICAS DEL SUELO EN EL SITIO DE LA FALLA DEL TALUD  
 SOIL CHARACTERISTICS AT THE SITE OF THE SLOPE FAILURE

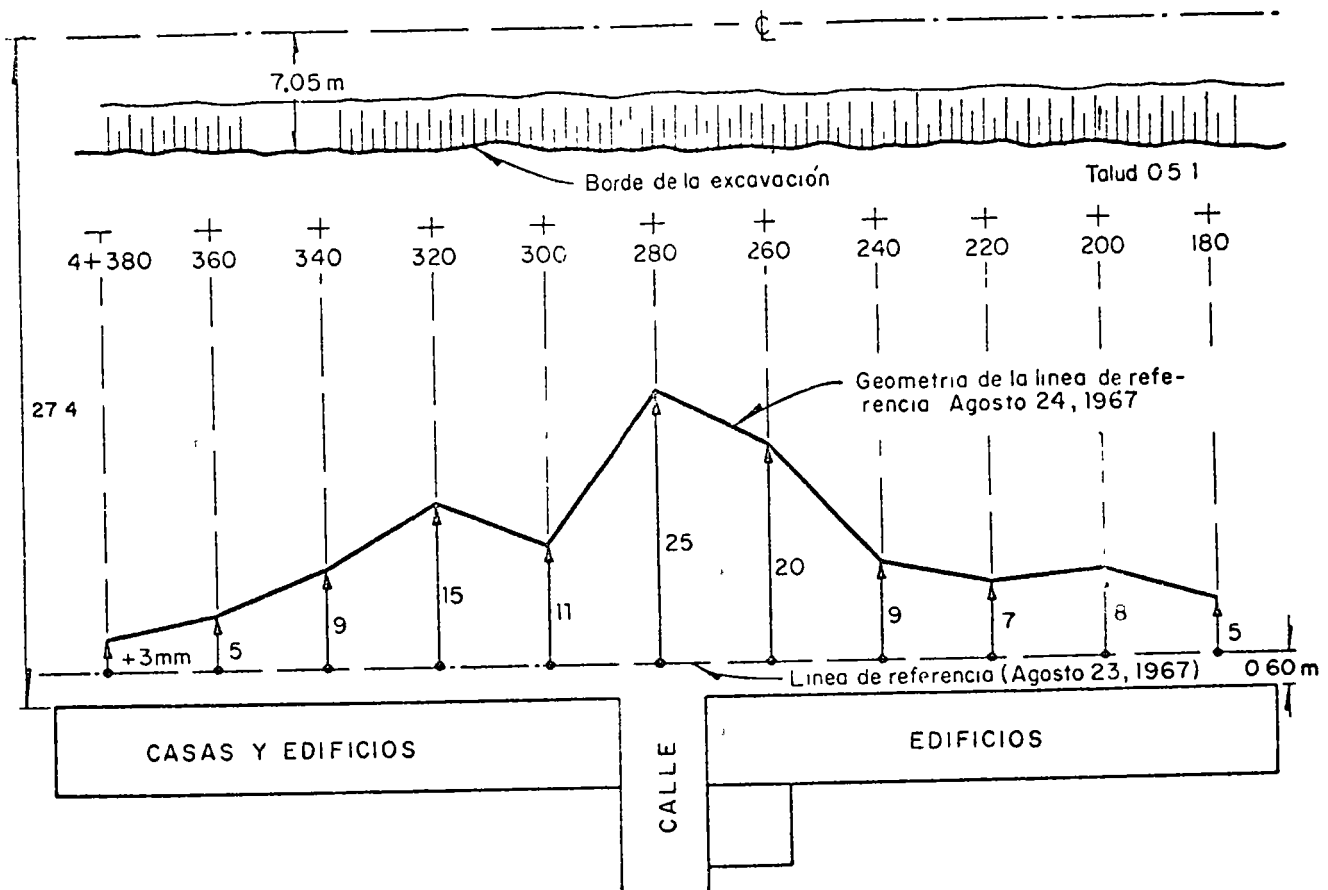


FIG 9 MOVIMIENTOS HORIZONTALES HACIA LA EXCAVACION  
HORIZONTAL MOVEMENT TOWARD THE EXCAVATION

fueron causados por extrusión hacia la excavación del suelo blando subyacente a la capa desecada, de una manera similar a la que se ilustra en la Fig 6

También, por falla retrogresiva, los desplazamientos horizontales hacia la excavación se propagaron hacia zonas atrás de los edificios.

El caso anterior ilustra el efecto de las condiciones de deformación elástica sobre el mecanismo de falla en suelos cuya resistencia decrece después de alcanzar un máximo y cuya deformación a la falla en tensión es tan pequeña que las deformaciones elásticas previas a, durante, o posteriores a la excavación pueden iniciar agrietamientos que dan lugar a mecanismos de falla muy diferentes a los predichos en ausencia de discontinuidades.

ved to be caused by extrusion toward the excavation of the soft soil underlying the dissicated layer, in a way similar to that illustrated by Fig 6.

Also, by retrogressive failure, the horizontal displacements toward the excavation propagated back to zones beyond the buildings.

The above case history illustrates the effect of elastic deformation conditions in the failure mechanism of soils with a peak in the stress-strain relationship and whose strain to failure in tension is so small that minor deformations prior to, during, or after excavation may initiate cracking giving rise to failure mechanisms quite different from those predicated in the absence of discontinuities.

Acoraciones en metros

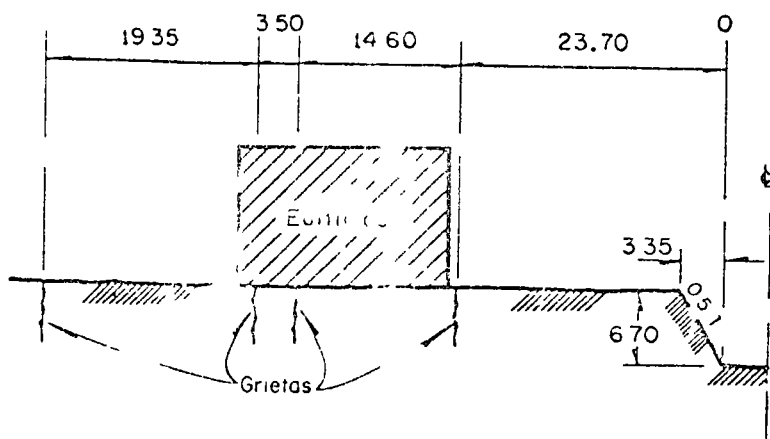


FIG 10 PERFIL DE LA FUNDACION Y LOCALIZACION DE LAS GRIETAS EN LA CAVACION ANTERIOR

4.3 Estabilidad en la ausencia de discontinuidades. Al contrario de la situación descrita en el párrafo anterior, las teorías convencionales de estabilidad dan resultados satisfactorios cuando se aplican a problemas donde existen condiciones de continuidad, i.e., cuando las grietas no son suficientemente profundas para excluir el desarrollo de superficies cilíndricas de deslizamiento o cuando las grietas definitivamente no aparecen. Lo anterior se apoya en un número de análisis de estabilidad de fondo de excavaciones profundas apuntaladas, incluyendo condiciones estables e inestables (6 y 11) y en algunos casos de fallas por capacidad de carga de cimentaciones profundas, y fallas de taludes de excavaciones en suelos cuyo módulo de elasticidad aumenta con la profundidad. El último, es el caso de las fallas de los taludes registradas durante pruebas piloto de dragado llevadas a cabo por Proyecto Texcoco (9).

Como una ilustración más de lo dicho en el párrafo anterior se describirá el caso de un tanque de almacenamiento con una cimentación sobre pilotes de fricción que falló durante la primera carga. Aunque este caso no pertenece a problemas de excavación, sí proporciona una buena ilustración de la concordancia entre los análisis convencionales de estabilidad y el comportamiento de campo cuando no se desarrollan discontinuidades.

El sitio está localizado en una zona del Valle de México que no había estado sujeta a cargas superficiales en el pasado, y donde el nivel freático siempre ha estado próximo a la superficie del terreno. Hasta unos 40 m de profundidad el subsuelo consiste de

4.3 stability in the absence of discontinuities. Contrary to the situation described above, conventional theories of stability give satisfactory results when applied to problems where conditions of continuity exist, i.e. when cracks are not deep enough to preclude the development of cylindrical surfaces of sliding or when cracks do not appear at all. This is supported by a number of analyses of bottom stability of deep strutted excavations, including stable and unstable conditions (6 and 11) and by a few cases of load capacity failures of deep foundations in soils. Failures in excavations in soils with modulus of elasticity increasing with depth. The last is the case of the slope failures recorded during pilot dredging tests performed by Proyecto Texcoco in the Texcoco Lake (9).

For the sake of a further illustration of the contention in the paragraph above, the case history will be described of an oil tank with a foundation on friction piles that failed during the first loading of the tank. Although this case history does not belong to excavation problems, it provides a good illustration of the agreement of conventional stability analyses with field behavior when discontinuities do not develop.

The site is located within a zone of the Valley of México which had not been subjected to surface loading in the past and where the water table has always been close to the ground surface. Down to about 40 m the subsoil consists of a thick clay deposit with

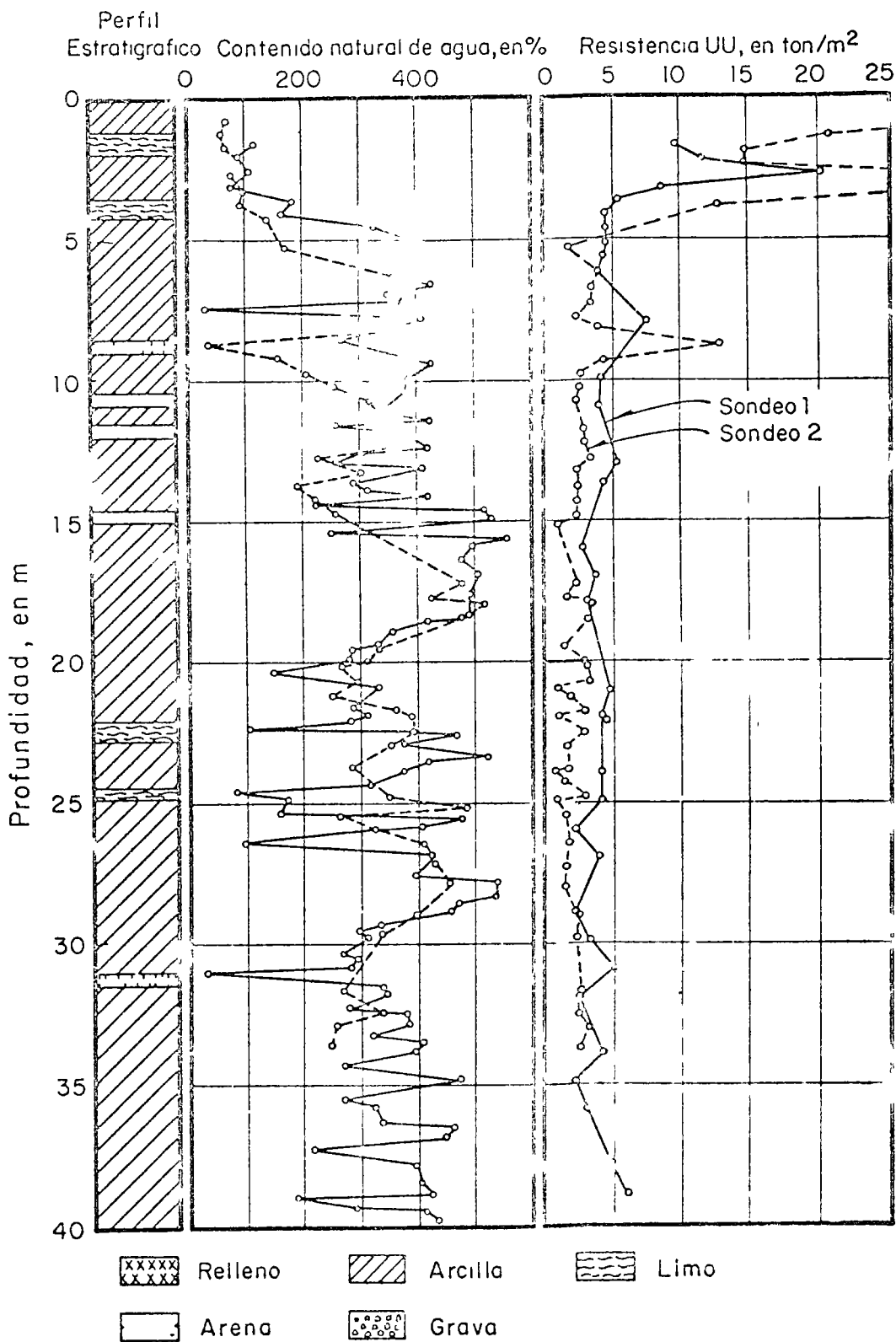


FIG II CARACTERISTICAS DEL SUELO EN EL SITIO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO  
SOIL CHARACTERISTICS AT SITE OF STORAGE TANK

un grueso depósito de arcilla con el origen geológico, la composición mineralógica y las características mecánicas típicas de los suelos del Valle de México

Excepto por una capa superficial desecada, los suelos están normalmente consolidados. Los contenidos de agua y las resistencias UU se dan en la Fig 11.

El tanque debía ser usado para almacenamiento de productos de petróleo, y está formado por un cilindro de acero de 30.5 m de diámetro y 12 m de altura. La estructura se apoya en 185 pilotes de fricción consistentes en tubos de acero de 10 pulgadas de diámetro y 20 m de largo, hincados en una configuración regular con 2 m de centro a centro (véase Fig 12)

El diseño de la cimentación por lo que respecta a capacidad de carga se hizo con base en resultados de pruebas de carga de pilotes individuales. La capacidad de carga del grupo de pilotes no se incluyó en los cálculos, y por tanto el diseño de la cimentación estuvo substancialmente por abajo de lo necesario

Las especificaciones de operación requerían una prueba de carga del tanque, que se llevaría a cabo llenándolo con agua hasta su capacidad total (8700 m<sup>3</sup>). Cuando el volumen de agua almacenado apenas llegaba a unos 3650 m<sup>3</sup>, la cimentación comenzó a hundirse con una velocidad alarmante y la prueba tuvo que suspenderse. En pocas horas la cimentación se había hundido 70 cm en promedio y se había inclinado unos 13 cm. Además, un levantamiento topográfico de los alrededores reveló un hundimiento del suelo que llegó a varios centímetros en toda la periferia del tanque

La historia de carga y los asentamientos durante la prueba se muestran en la Fig 13. Parece claro que una falla de capacidad de carga a corto plazo fue responsable del comportamiento insatisfactorio observado.

Este caso permite, nuevamente, la comparación de la resistencia al corte en el campo y en el laboratorio en condiciones no drenadas

De la fórmula de capacidad de carga de Skempton para cimentaciones profundas (12) se obtiene que

$$c = \frac{Q - \gamma D_f A}{AN_c + P D_f}$$

donde, en el caso particular en consideración

Q = carga total sobre la cimentación desplazada a 20.0 m de profundidad = 23660 ton

γ = peso volumétrico del suelo = 1.15 tons/m<sup>3</sup>

D<sub>f</sub> = profundidad de desplante de la cimenta-

the geological origin, mineralogical composition and mechanical characteristics typical of the soils of the Valley.

Except for a dissipated surface layer, the soils are normally consolidated. Water contents and UU strengths are given in Fig 11.

The tank was to be used for storage of oil products. It consists of a steel cylinder 30.5 m in diameter and 12 m high. The structure was supported by 185 friction piles consisting of 10 in. diameter, 20 m long steel pipes driven in a regular pattern 2 m on centers (see Fig 12).

The design of the foundation regarding its loadcarrying capacity was made on the basis of the results of load tests on individual piles. The bearing capacity of the cluster of piles was not introduced into the calculations and therefore the foundation was substantially underdesigned.

The specifications for operation called for a loading test of the tank, which was to be accomplished by filling it with water up to its total storage capacity (8700 m<sup>3</sup>). When the volume of water pumped into the tank barely reached 3650 m<sup>3</sup>, the foundation started to sink at an alarming rate and the test had to be stopped. In the matter of a few hours the foundation had sunk 70 cm in the average and had tilted 13 cm. Also, a survey of the immediate surroundings revealed a cavity in the ground amounting to several centimeters all around the tank.

The time history of load and subsidence during the test is shown in Fig 13. It is apparent that a short-term bearing capacity failure was responsible for the observed unsatisfactory behavior.

This case history permits again the comparison of field and laboratory shear strength values for undrained conditions.

From Skempton's bearing capacity formula for deep foundations (12) one obtains:

$$c = \frac{Q - \gamma D_f A}{AN_c + P D_f}$$

where, for the particular case under consideration

Q = total load on the foundation at 20.0 m depth = 23660 tons

γ = unit weight of soil = 1.15 tons/m<sup>3</sup>

D<sub>f</sub> = depth of foundation = 20.0 m

ción = 20 m

A = área de la cimentación = 730 m<sup>2</sup>

N<sub>c</sub> = factor de capacidad de carga de Skempton = 7

P = circunferencia del grupo de pilotes = 95.8 m

A = area of the foundation = 730 m<sup>2</sup>

N<sub>c</sub> = Skempton's bearing capacity factor = 7

P = circumference of the pile group = 95.8 m

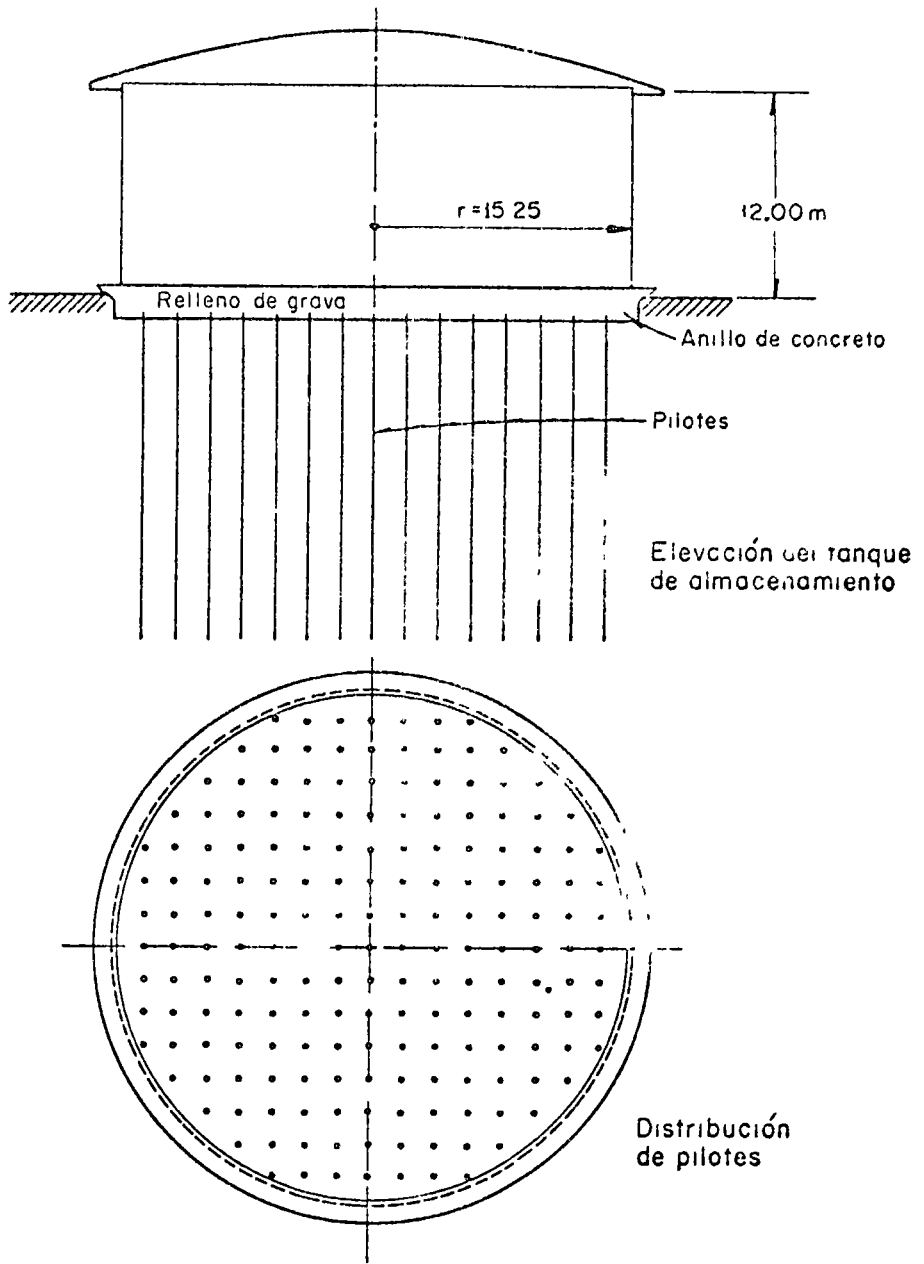


FIG 12 TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCION DE PILOTES EN LA CIMENTACION  
STORAGE TANK AND FOUNDATION LAYOUT DETAIL



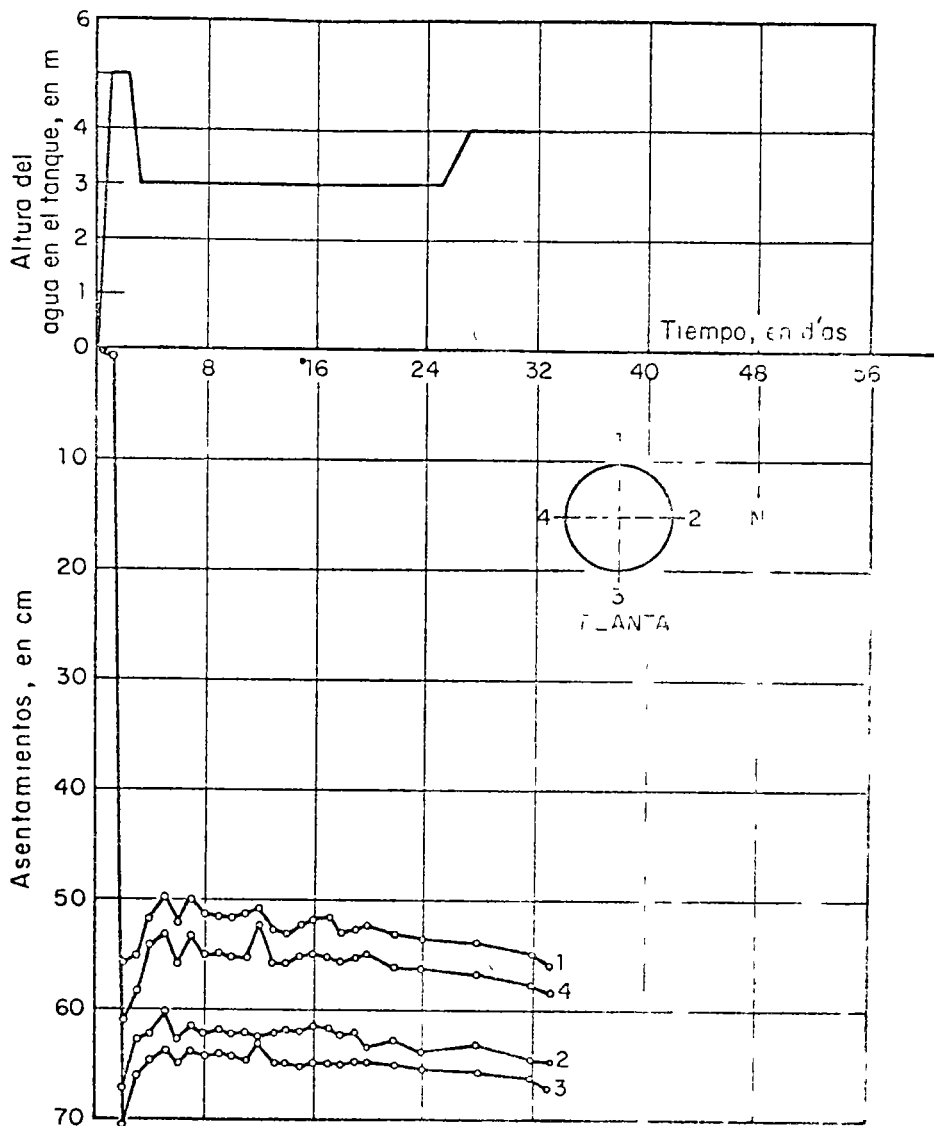


FIG 13 CURVAS DE CARGA Y ASNTAMIENTO EN LA PRUEBA DE CARGA DEL TANQUE  
 LOAD AND SETTLEMENT CURVES DURING LOADING TEST OF THE TANK

De los datos anteriores, la resistencia al corte desarrollada en la falla es  $c = 0.98 \text{ ton/m}^2$ , la cual se compara favorablemente con los valores de la resistencia UU en el laboratorio que se presentan en la Fig 11.

En casos como este, no hay duda de que los esfuerzos son de compresion en toda la masa de suelo sujeto a falla. Por tanto, no hay posibilidad de discontinuidades debidas

From the data above, the developed shear strength at failure is  $c = 0.98 \text{ ton/m}^2$ , which compares very favorably with the laboratory UU strength presented in Fig 11.

In cases like this, there is no doubt that compressive stresses act everywhere in the mass of soil subjected to failure. So, the possibility of discontinuities due to

a agrietamiento, los mecanismos de falla cumplen con la condición de continuidad y, por consecuencia, son aplicables los métodos convencionales de análisis de estabilidad.

5 Conclusiones

La variación del módulo de deformación del suelo con las condiciones de esfuerzo y con la profundidad, y las deformaciones elásticas del suelo antes y durante la excavación, tienen efectos importantes en la estabilidad de excavaciones a corto plazo

Esto es así principalmente porque dichos factores determinan la ausencia o la aparición de grietas, y su extensión. Las grietas a su vez introducen discontinuidades que aumentan el número de mecanismos de falla cinemáticamente admisibles.

Dos características del suelo aumentan la posibilidad de aparición de grietas profundas (1) un módulo de deformación mayor en tensión que en compresión, y (2) un módulo de deformación que disminuye con la profundidad, lo cual ocurre al menos cuando existe una capa superficial desecada. Las dos condiciones se presentan en el subsuelo de la Ciudad de México y generalmente dan lugar a factores de seguridad a corto plazo que son mucho menores que los derivados de mecanismos de falla convencionales.

En estas condiciones sólo pueden hacerse análisis de estabilidad confiables si los efectos combinados de la deformabilidad del suelo y las deformaciones elásticas se toman en cuenta al seleccionar los mecanismos de falla.

Reconocimiento

Los autores agradecen a J. Alberro por sus comentarios y discusiones durante la preparación de este trabajo.

Se extiende reconocimiento a Proyecto Texcoco y a Sistema de Transporte Colectivo por permitir el uso de datos de algunos de sus proyectos con los que estuvo asociado el autor principal.

Los programas del método de elemento finito usados fueron desarrollados en el Instituto de Ingeniería bajo el patrocinio de la Comisión Federal de Electricidad.

cracking is eliminated, the development of failure mechanisms derived from the theory of plasticity assuming continuity is not precluded and, consequently, the results of conventional methods of stability analysis apply

5. Conclusions

The variation of the modulus of deformation of the soil with stress conditions and with depth, and the elastic deformation patterns developed in the soil before and during excavation, have important effects on the short term stability of excavated slopes.

This is so mainly because those factors determine the absence or the occurrence of cracks and the extent of their development. Cracks in turn introduce discontinuities that increase the number of kinematically possible failure mechanisms.

Two soil characteristics increase the possibility of occurrence of deep cracks (1) a modulus of deformation in tension greater than that in compression, and (2) a modulus of deformation decreasing with depth, which occurs at least when a desiccated surface layer exists. Both conditions occur in México City subsoil and they generally give rise to short term factors of safety of excavation slopes which are much smaller than those derived from conventional failure mechanisms.

Under these conditions, reliable stability analyses can be made only if the combined effect of soil deformability and elastic deformation patterns is taken into account in selecting the appropriate failure mechanisms.

Acknowledgements

The authors are indebted to J. Alberro for comments and discussion during preparation of this paper.

Acknowledgment is extended to Proyecto Texcoco and to Sistema de Transporte Colectivo for permitting the use of data from some of their projects to which the senior author was associated.

The computer programs for the finite element method used in the paper were developed at the Instituto de Ingeniería under the sponsorship of the Comisión Federal de Electricidad.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

## REFERENCES

- (1) KOITER, W T , "General theorems for elastic-plastic solids", Progress in Solid Mechanics, (Sneddon and Hill Eds ), North-Holland, pp 165-221, Amsterdam, 1960
- (2) MARSAL, R. J , GRAUE, R , "El subsuelo del Lago de Texcoco", Volumen Carrillo, 1969.
- (3) MARSAL, R J , MAZARI, M , El Subsuelo de la Ciudad de Mexico, Universidad Nacional Autónoma de Mexico, 1950
- (4) RESENDIZ, D NIETO, J A , FIGUEROA, J "The elastic properties of saturated clay from field and laboratory measurements", Proceedings, Third Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 443-466, Caracas, 1967
- (5) TIMOSHENKO, S , GOODIER, J N , Theory of Elasticity, 2nd. Edition, McGraw-Hill, p 91, New York, 1951.
- (6) ALBERRO, J , Discussion, Session 4, Proceedings, VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol III, Mexico, 1969
- (7) JURGENSON, L , "The application of the theories of elasticity and plasticity to foundation problems", Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, pp 148-183, Boston, 1934.
- (8) JUAREZ BADILLO, E , RICO, A , "Breve exposicion sobre las condiciones de cimentación en el Valle de Mexico", Mecanica de Suelos, Cap XII, Vol II, pp 525-553, Universidad Nacional Autónoma de Mexico, 1967
- (9) SANTOYO, E ZONANA, J , "Comportamiento de una excavacion dragada en el Vaso de Texcoco", Informe 204f del Instituto de Ingenieria a Proyecto Texcoco, Mexico, 1968
- (10) ALBERRO, J RESENDIZ, D , Memorando Tecnico No 5 del Instituto de Ingenieria a Sistema de Transporte Colectivo Mexico, 1967
- (11) RODRIGUEZ, J M , FLAMAND, C L , "Strut loads recorded in a deep excavation in clay", Proceedings, VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol II, pp 459-467, Mexico, 1969.
- (12) LITTLE, A L , "Bearing capacity, stress distribution and settlements", Foundations, p 40, Edward Arnold, London, 1961.

## ART 37 EARTH PRESSURE AGAINST BRACING IN CUTS

### *Deformation Conditions Imposed by Bracing*

Figure 37 1 illustrates one of several methods for bracing an open cut. A row of H-piles is driven along each side of the proposed excavation to a depth of several feet below grade. The sides of the cut between H-piles are lined by horizontal boards placed directly against the soil as the cut

is deepened. The two ends of each board are wedged against the inner flanges of the H-piles. The piles themselves are supported by horizontal steel or timber struts inserted as excavation proceeds. In order to design the struts, we must know the magnitude and the distribution of the earth pressure.

In Article 27 it was shown that the earth pressure depends not only on the properties of the supported soil but also on the restrictions that the construction procedure imposes on the freedom of the support to yield. Hence, the first step in investigating the earth pressure against an open cut is to examine the nature of these restrictions. When the first row of struts *I* (Fig 37 1) is placed, the amount of excavation is still so insignificant that the original state of stress in the soil is practically unaltered. Therefore, the first row of struts is in position before any appreciable yielding of the soil mass occurs. As excavation proceeds to the level of the next set of struts *II*, the rigidity of set *I* prevents further horizontal yielding of the soil located near the ground surface on each side of the cut. However, the H-piles are acted on by the lateral pressure of the soil outside the cut. Under the influence of this pressure, they yield inward by rotating about a line at the level of the uppermost set of struts. Hence, the placement of the second row of struts is preceded by a horizontal yielding of the soil located outside the cut at the level of this set. With increasing depth the yielding increases, because the height of the banks on either side of the cut increases. Therefore, while excavation proceeds, the vertical section *ab* (Fig 37 1) advances into the position *ab<sub>1</sub>*. Since the strut at the top of the cut prevents the stretching of the upper part of the sliding wedge, the soil can fail only as indicated in Fig 27 3. Because of this, the active earth pressure against the bracing in the cut cannot be computed by means of Coulomb's or Rankine's theory. A method must be developed that takes into consideration the influence of the deformation conditions on the type of failure.

It has been shown that the deformation conditions represented by line *ab<sub>1</sub>* in Fig 37 1 involve a failure of the type illustrated in Fig 27 3. It has also been shown (Article 27) that the failure cannot occur unless the lower edge *b* of the lateral support (Fig 37 1) yields more than a certain distance *bb<sub>1</sub>*. This distance depends on the depth of the cut and

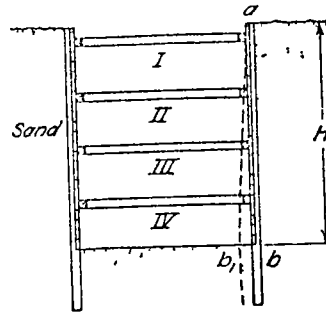


Fig 37 1 Diagram illustrating deformation condition for lateral pressure against bracing in open cut

on the physical properties of the soil. In the following discussion, we shall assume that this deformation condition is satisfied. The observations on which the assumption is based and the necessary qualifications are presented in Article 48.

### Cuts in Dry or Drained Sand

Figure 37.2 shows a vertical section through one side of a cut with depth  $H$  in dry or drained sand. The initial position of the H-piles is indicated by the plain line  $ab$  and the final position by the dash line  $ab_1$ . The earth pressure on the bracing, per unit of length of the cut, is designated by  $P_a$  to distinguish it from the active earth pressure  $P_A$  exerted by a similar mass of sand against a retaining wall of height  $H$ . Since the upper part of the sliding wedge (Fig. 37.2a) cannot move laterally, the surface of sliding intersects the ground surface at a right angle (see also Fig. 27.3). The real curve of sliding can be closely approximated by a logarithmic spiral having the equation,

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (37.1)$$

The center of the spiral is located on a straight line that passes through  $d$  and makes an angle  $\phi$  with the horizontal. Since the yield of the lateral support causes the wedge to move downward along the back of the support, the resultant earth pressure acts at an angle  $\delta$  to the horizontal. Theoretical investigations have shown that the point of application of the earth pressure is determined by the shape of the surface of sliding.

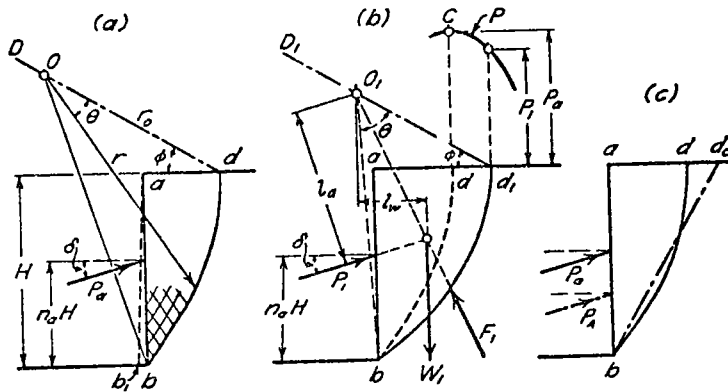


Fig. 37.2 Logarithmic spiral method for calculating earth pressure against bracing of open cuts (a) Diagram illustrating assumptions on which computation is based (b) Forces acting on sliding wedge (c) Comparison of surface of sliding with that assumed in Coulomb's theory

and vice versa. If the curve of sliding is similar to  $bd$  in Fig 37 2, theory indicates that the distribution of the sand pressure against the bracing is roughly parabolic, as indicated in Fig 27 3b, and that the elevation of the point of application  $n_a H$  should be between  $0.45H$  and  $0.55H$ . This theoretical conclusion has been confirmed by pressure measurements in full-sized cuts. Therefore, in the following computation  $n_a$  is assumed to be known.

In order to determine the position of the surface of sliding, an arbitrary point  $d_1$  (Fig 37 2b) is selected on the horizontal surface adjoining the upper edge of the cut. Through this point and through the lower edge  $b$  of the bank, a logarithmic spiral  $bd_1$  is traced with its center on  $d_1 D_1$ . The reaction  $F_1$  on the surface of sliding represented by  $bd_1$  passes through the center  $O_1$ . Taking moments about  $O_1$ , we obtain

$$P_1 l_a = W_1 l_w$$

whence

$$P_1 = \frac{W_1 l_w}{l_a} \quad (37.2)$$

A similar computation is made for spirals through  $d_2, d_3$  (not shown). By plotting the values  $P_1, P_2, \dots$ , etc., as ordinates above  $d_1, d_2, \dots$ , the curve  $P$  is obtained. The active earth pressure  $P_a$  is equal to the maximum ordinate, corresponding to point  $C$ , and the surface of sliding passes through  $d$ . The width  $ad$  of the top of the wedge which exerts the maximum pressure  $P_a$  is always much smaller than the width of the top of the corresponding Coulomb wedge  $abd_c$  (Fig 37 2c).

The value of  $P_a$  depends to a certain extent on  $n_a$ . It increases slightly with increasing values of  $n_a$  and is always greater than the corresponding Coulomb value  $P_A$ . For the values  $\phi = 38^\circ$  and  $\delta = 0^\circ$ , an increase of  $n_a$  from 0.45 to 0.55 increases  $P_a$  from  $1.03P_A$  to  $1.11P_A$ . If we assume  $n_a = 0.55$ , any error is on the safe side because this value is the greatest which has so far been obtained by field measurements. The angle  $\delta$  has very little influence on the ratio  $P_a/P_A$ . Hence, for a preliminary estimate, it is sufficiently accurate to assume

$$P_a = 1.1P_A \quad (37.3)$$

The next step in the investigation is to determine the pressure in individual struts. The distribution of the lateral pressure against the bracing in cuts is roughly parabolic as shown in Fig 27 3b, but from section to section in a given cut it deviates somewhat from the statistical average because of variations in soil conditions and in details of the construction procedure. As a consequence, for a given value of  $P_a$  the pressure in individual struts at a given elevation varies. The procedure

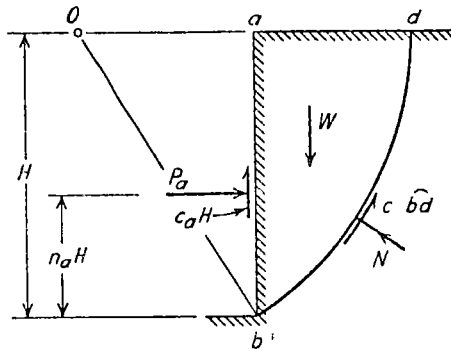


Fig 373 Diagram illustrating assumptions upon which calculation of earth pressure is based for cuts in clays under  $\phi = 0$  conditions

for estimating the maximum pressure that may have to be resisted by the struts in any given row is described in Article 48

#### Cuts in Saturated Clay

The time required to excavate and brace an open cut in an intact saturated clay is likely to be very long in comparison to that in which the water content of the clay may change significantly. Under these circumstances the  $\phi = 0$  condition (Article 18) may be applicable, and Eq 37.1 becomes identical with that of a circle having the radius  $r = r_0$ . Since the circle must intersect the ground surface at a right angle, its center must be located at the level of the surface (Fig 37.3). The face  $ab$  of the cut is acted upon by the horizontal earth pressure  $P_a$  and the adhesion  $c_a H$  between the clay and the sheeting. The computation of  $P_a$  is made by taking moments about the center of the circle of the forces that act upon the sliding wedge. The driving moment is produced by the weight of the wedge. The resisting moment is equal to the sum of the moment of the resultant earth pressure  $P_a$  and the moments of the forces of adhesion  $c_a H$  and cohesion  $c \widehat{bd}$  that act on the boundaries of the wedge. The value of  $P_a$  depends on the ratio  $c_a/c$  as well as on  $n_a$ . Measurements in full-sized cuts excavated in saturated soft to medium clays have shown that  $n_a$  varies between about 0.30 and 0.50 and is, on the average, about 0.39. The corresponding distribution of lateral pressure is, therefore, not usually triangular but, like that for sand, approaches a roughly parabolic shape. The method for estimating the maximum load which may have to be carried by an individual strut is described in Article 48.



*Heave of the Bottom of Cuts in Soft Clay*

In connection with open cuts in soft clay, we must consider the possibility that the bottom may fail by heaving, because the weight of the blocks of clay beside the cut tends to displace the underlying clay toward the excavation. Figure 37.4a represents a cross section through a cut in soft clay. The width of the cut is  $B$ , and the depth is  $H$ . The two strips  $ab$  and  $cd$  at the level of the bottom of the cut carry a surcharge due to the weight of the blocks of clay located above them. The strips  $ab$  and  $cd$ , therefore, act like footings. If the bearing capacity of the soil beneath the strips is exceeded, the bottom of the cut will fail by heaving. The bearing capacity of the soil, for  $\phi = 0$  conditions, may be expressed as  $cN_c$  (Eq. 33.7). The factor of safety against heave is, therefore,

$$F = \frac{cN_c}{\gamma H} \tag{37.4}$$

The bearing-capacity factor  $N_c$  depends upon the shape of the cut in plan, and on the ratio of depth to width. If it is assumed that the excavated soil is analogous to a single large footing that exerts an upward load  $\gamma H$  at the level  $abcd$ , the values of  $N_c$  may be taken equal to those for footings of the same ratios  $B/L$  of width to length, and  $H/B$  of depth to width (Bjerrum and Eide 1956). The calculations are facilitated by the chart, Fig. 37.4b (Janbu et al. 1956).

If sheet piles extend below the bottom of the cut, their stiffness reduces the tendency of the clay adjacent to the bottom to be displaced toward the excavation and, consequently, reduces the tendency toward

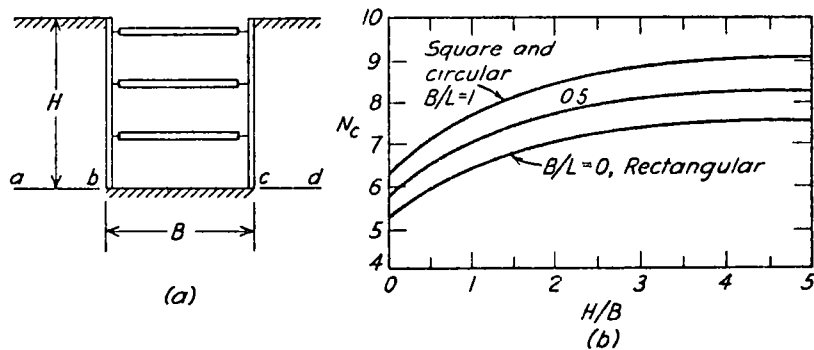


Fig. 37.4 (a) Section through open cut in deep deposit of clay (b) Values of bearing capacity factor  $N_c$  for estimating stability of bottom of cut against heave (after Janbu et al. 1956).

heave. No satisfactory theoretical procedures have been developed for estimating the pressures that the sheeting must withstand. However, if the clay extends to a considerable depth below the cut, the beneficial effects of even relatively stiff sheeting have been found to be small. If the lower ends of the sheet piles are driven into a hard stratum, the effectiveness of the sheet piles is increased appreciably. Support of the lower edge of the piles reduces the maximum bending moment in the embedded portion of the piles, in addition, the vertical load on  $ab$  and  $cd$  (Fig. 37-4a) is reduced by the weight transferred by adhesion between the soil above base level and the sheeting. If the point resistance of the sheet piles is greater than the adhesion, the reduction is equal to the adhesion between the clay and the sheet piles. If it is smaller, the reduction is equal to the point resistance.

If the hard stratum is located a short distance below the bottom of the cut, the lower boundary of the zone of plastic equilibrium is tangent to the upper surface of the hard layer. The tendency for heave is greatly reduced even without sheet piles, and the effectiveness of sheet piles is substantially increased.

#### Problems

1. By means of the logarithmic-spiral method, determine the total pressure  $P_a$  against the bracing of a cut 30 ft deep in cohesionless sand for which  $\gamma = 115$  lb/ft<sup>3</sup> and  $\phi = 30^\circ$ . The value of  $\delta$  is assumed to be zero. The center of pressure is 16 ft above the bottom of the cut. Determine also the Coulomb value  $P_c$ .

Ans. 18,400, 17,300 lb/lin ft

2. An open cut is made to a depth of 40 ft in clay having a unit weight of 127 lb/ft<sup>3</sup> and a cohesion of 635 lb/ft<sup>2</sup>. The values of  $\phi$  and  $\delta$  are assumed to be zero. The point of application of the resultant earth pressure against the bracing is 18 ft above the bottom. Find the value of the resultant earth pressure.

Ans. 59,700 lb/lin ft

3. A braced open cut  $30 \times 150$  ft in plan is to be made to a depth of 35 ft in a deep deposit of plastic clay having an undrained shear strength of 600 lb/ft<sup>2</sup> and a unit weight of 120 lb/ft<sup>3</sup>. The sheeting extends only a few feet below the elevation of the bottom of the cut. What is the factor of safety against heave of the bottom?

Ans. 0.95. The bottom will heave when the excavation reaches a depth of 33 ft.

4. If the excavation in problem 3 consisted of a trench only 5 ft wide for a length of 150 ft, what would be the factor of safety against a heave of the bottom at a depth of 35 ft?

Ans. 1.07. The excavation could barely be made.

ART 38 ARCHING IN SOILS

The earth pressure on the lateral support shown in Fig 37 1 is greatest at about midheight of the sides of the cut Yet, if a few of the horizontal boards supporting the soil at midheight are removed, the exposed part of the sides of the cut remains stable, provided the soil has at least a trace of cohesion In order to explain this fact, we are compelled to assume that the pressure formerly exerted on the boards that were removed was transferred onto those that remained in place This phenomenon of pressure transfer is known as *arching*

The essential features of arching can be demonstrated by the test illustrated by Fig 38 1 A layer of dry cohesionless sand with unit weight  $\gamma$  is placed on a platform that contains a trap door *ab* The trap door is mounted on a scale (not shown) that permits measurement of the pressure on the door The depth *H* of the layer of sand is several times greater than the width of the trap door

As long as the trap door occupies its original position, the pressure on the trap door as well as that on the adjoining platform is equal to  $\gamma H$  per unit of area However, as soon as the trap door is allowed to yield in a downward direction, the pressure on the door decreases to a small fraction of its initial value, whereas the pressure on the adjoining parts of the platform increases This is due to the fact that the descent of the prism of sand located above the yielding trap door is resisted by shearing stresses along its lateral boundaries, *ac* and *bd*

Theory, as well as the results of tests and experience in tunneling, indicate that the ultimate pressure on the yielding trap door is practi-

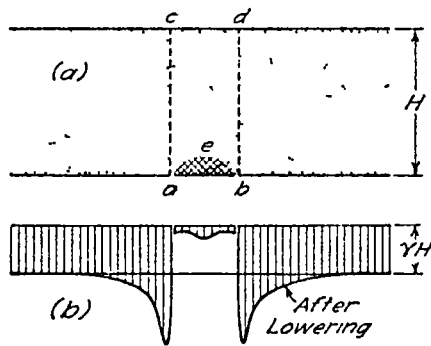


Fig 38 1 (a) Apparatus for investigating arching in layer of sand above yielding trap door in horizontal platform (b) Pressure on platform and trap door before and after slight lowering of door.

cally independent of the depth  $H$  of the layer of sand. It does not exceed the weight of a body of sand having approximately the dimensions indicated by the shaded area  $abe$  in Fig. 38.1. Hence, if the sand has a trace of cohesion, the trap door can be removed entirely, and the sand will not drop out of the gap.

#### Selected Reading

The "conventional" theory of arching over a conduit such as a culvert is detailed in Costes, N. C. (1956) "Factors affecting vertical loads on underground ducts due to arching," *Highway Res. Board Bull. 125*, pp. 12-57. The validity of the results depends, however, on the value of the lateral pressure considered to act on the assumed surfaces of rupture, no reliable means are available for predicting this pressure.

### ART. 33 BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOOTINGS

#### Fundamental Assumptions

When a load is applied on a limited portion of the surface of a soil, the surface settles. The relation between the settlement and the average load per unit of area may be represented by a *settlement curve* (Fig. 33.1). If the soil is fairly dense or stiff, the settlement curve is similar to curve  $C_1$ . The abscissa  $q_d$  of the vertical tangent to the curve represents the *bearing capacity* of the soil. If the soil is loose or fairly soft, the settlement curve may be similar to  $C_2$ , and the bearing capacity is not always well defined. The bearing capacity of such soils is commonly assumed to be equal to the abscissa  $q_d'$  of the point at which the settlement curve becomes steep and straight.

In practice, loads are transmitted to the soil by means of footings, as shown in Fig. 33.2. The footings may be *continuous*, having a long rectangular shape, or they may be *spread footings*, which are usually square or circular. The *critical load* is the load per unit of length of a continuous footing or the *total load* on a spread footing at which the soil support fails. The distance from the level of the ground surface to the base of the footing is known as the *depth of foundation*  $D_f$ . A footing that has a width  $B$  equal to or greater than  $D_f$  is considered a *shallow footing*. In computations dealing

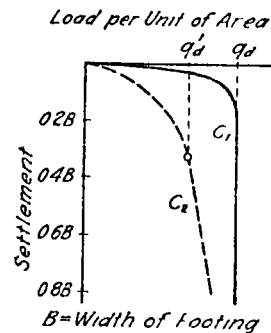


Fig. 33.1 Relation between intensity of load and settlement of a footing on  $C_1$  dense or stiff and  $C_2$  loose or soft soil

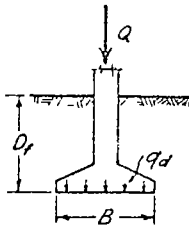


Fig. 33.2 Section through continuous shallow footing

with shallow footings, the weight of the soil above the base level of the foundation may be replaced by a uniform surcharge,

$$q = \gamma D_f \quad (33.1)$$

This substitution simplifies the computations. The error involved is small and on the safe side.

### States of Plastic Equilibrium Beneath Shallow Continuous Footings

The results of mathematical investigations concerning the state of plastic equilibrium beneath continuous footings are not fully satisfactory. No general solution has been found that rigorously satisfies Eq. 16.5 and also takes into account the weight of the soil, the influence of the depth of surcharge  $D_f$ , and the real distribution of vertical and horizontal forces on the base of the footing. Furthermore, the existing theories commonly assume that the volume of the soil does not change as the critical load is approached. Yet these shortcomings are not of serious practical importance because the accuracy of even approximate solutions is limited by our ability to evaluate the appropriate physical properties of the soil that enter into the equations rather than by the defects in the theories themselves.

The following general conclusions can be drawn from the theoretical studies. If the base of a continuous footing rests on the surface of a weightless soil possessing cohesion and friction, the loaded soil fails, as shown in Fig. 33.3a, by plastic flow along the composite surface  $fede_1f_1$ . This region can be divided into five zones: one marked *I* and two pairs of zones marked *II* and *III*. Because of friction and adhesion between the soil and the base of the footing, zone *I* remains in an elastic state. It acts as if it were part of the footing and penetrates the soil like a wedge. Its boundaries rise at an angle of  $45^\circ + \phi/2$  with the horizontal. In zones *II* and *III* shear patterns develop. Those in zone *III* are identical with that for the passive Rankine state (Article 27), the boundaries for the passive Rankine zone rise at  $45^\circ - \phi/2$  with the horizontal. The zones *II* located between *I* and *III* are known as *zones of radial shear*, because the lines that constitute one set in the shear pattern in these zones radiate from the outer edge of the base of the footing. These lines are straight. The lines of the other set are logarithmic spirals with their centers located at the outer edge of the base of the footing. The bearing capacity per unit of area is found to be (Prandtl 1921)

$$q_u = \dots \quad (33.2)$$

where  $c$  is the cohesion and  $N_c$ , known as a *bearing capacity factor*, depends only on  $\phi$ . It is equal to

$$N_c = \cot \phi \left[ \epsilon^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (33.3)$$

If the surface of the ground is acted upon by a uniformly distributed surcharge  $q$  the shear pattern remains the same and the bearing capacity is increased by an amount  $N_q q$  (Reissner 1924) where

$$N_q = \epsilon^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (33.4)$$

whence

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (33.5)$$

If  $\phi = 0^\circ$  the spirals become arcs of circles and the corresponding values of  $N_c$  and  $N_q$  become  $(2 + \pi)$  and 1.0 respectively. Hence, for a footing at the ground surface

$$q_d = (2 + \pi)c = 5.14c = 2.57q_u \quad (33.6)$$

where  $q_u$  is the unconfined compressive strength. Moreover, for  $\phi = 0^\circ$ , the shear pattern and Eq. 33.6 remain valid even if the weight of the soil is not zero.

The right side of Fig. 33.3a shows the deformations of the soil located within the zones of plastic flow. The soil in zones III is compressed laterally. Its surface rises and terminates at the side of the footing in a sharp edge that conveys the impression that the soil has been punched.

If the soil is cohesionless but possesses friction and weight, the shear pattern is represented by Fig. 33.3b. The boundaries of the elastic zone I are curved. The two branches intersect at  $d$  at an angle of  $90^\circ - \phi$ , and the boundaries  $de$  and  $de_1$  of the zones II merge smoothly at  $d$  into the boundaries of zone I. In zone II the radial lines are curved. In zone III the shear pattern again corresponds exactly to that of the passive Rankine state. A rigorous general solution for the bearing capacity under these conditions has not been obtained but solutions for particular cases are available (Lundgren and Mortensen 1953).

### *Approximate Methods for Computing the Bearing Capacity of Continuous Footings*

Real soils possess weight and in general exhibit both cohesion and friction. Moreover, the bases of most footings are located, at least a short distance below the surface of the surrounding ground. Rigorous

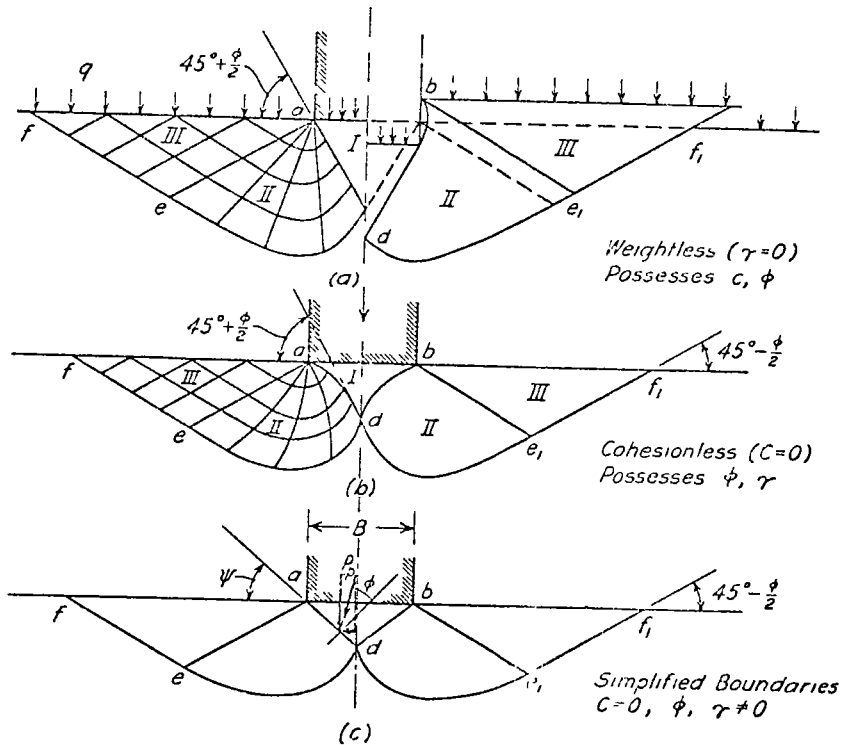


Fig 33.3 Boundaries of zone of plastic equilibrium after failure of soil beneath continuous footing

methods are not available for computing the bearing capacity under these circumstances, but for practical purposes no other than approximate methods are needed.

When the bearing capacity of a real footing is exceeded, the soil fails along a surface of rupture similar to those indicated by  $fede_1$  (Fig 33.3). The actual surface is not likely, however, to coincide with either of those in Fig 33.3 corresponding to ideal materials. In the approximate methods it is assumed that the bearing capacity consists in general of the sum of three components, computed separately, representing respectively the contributions of (1) the cohesion and friction of a weightless material carrying no surcharge, (2) the friction of a weightless material upon addition of a surcharge  $q$  on the ground surface, and (3) the friction of a material possessing weight and carrying no surcharge. Each component is computed on the assumption that the surface of sliding corresponds to the conditions for that particular component.



Since the surfaces differ from each other and from the surface for the real material, the result is an approximation. The error is small and on the side of safety.

The approximate value of the bearing capacity is given by the equation

$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (33.7)$$

in which  $N_c$  and  $N_q$  are the bearing capacity factors with respect to cohesion and surcharge, respectively. They can be evaluated by means of Eqs. 33.5 and 33.4. The surcharge is represented by the weight per unit area  $\gamma D_f$  of the soil surrounding the footing. The bearing capacity factor  $N_\gamma$  accounts for the influence of the weight of the soil. All the bearing capacity factors are dimensionless quantities depending only on  $\phi$ .

Since a theoretical solution is not available for evaluating  $N_\gamma$ , an approximate procedure is used. In this procedure the curved boundaries  $ad$  and  $bd$  of the elastic zone  $abd$  (Fig. 33.3b) are replaced by straight lines (Fig. 33.3c) rising at angles  $\psi$  to the horizontal. The unit weight of the soil is  $\gamma$ . At the instant of failure, the pressure on each of the surfaces  $ad$  and  $bd$  is equal to the passive earth pressure  $P_p$ . Since slip occurs along these faces, the resultant earth pressure acts at an angle  $\phi$  to the normal on each face. If the weight of the soil within  $adb$  is disregarded, the equilibrium of the footing in the vertical direction requires that

$$Q = P_p \cos(\psi - \phi)$$

The average vertical pressure, corresponding to the average bearing capacity, is then

$$q_\gamma = \frac{Q}{B} = \frac{2P_p}{B} \cos(\psi - \phi) \quad (33.8)$$

The problem, therefore, is reduced to determining the passive earth pressure  $P_p$  (Article 32). The point of application of  $P_p$  is located at the lower third-point of  $ad$ . By introducing the symbol

$$N_\gamma = \frac{4P_p}{\gamma B^2} \cos(\psi - \phi) \quad (33.9)$$

into Eq. 33.8, we obtain

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (33.10)$$

the third term in Eq. 33.7. Since the bearing capacity factor  $N_\gamma$  is dimensionless and depends only on  $\phi$ , values can be computed once for all by the methods explained in Article 32. However, the inclination  $\psi$

is not known. Hence, the computations must be repeated for a given value of  $\phi$  with various inclinations  $\psi$  until the minimum value of  $N_\gamma$  is found. The results are conservative but agree well with those calculated for particular cases by the more advanced procedures (Meyerhof 1955). Meyerhof's values are plotted in the chart (Fig. 33.4) together with the values of  $N_c$  and  $N_q$  obtained from Eqs. 33.5 and 33.4. The use of the chart greatly facilitates the computation of the bearing capacity.

The soil does not fail as shown in Fig. 33.3c unless it is fairly dense or stiff, so that its settlement curve resembles  $C_1$  in Fig. 33.1. Otherwise the footing sinks into the ground before the state of plastic equilibrium spreads beyond  $e$  and  $e_1$  (Fig. 33.3) and the corresponding settlement curve has no well-defined break (curve  $C_2$  in Fig. 33.1). An approximate value for the bearing capacity  $q_d$  of continuous footings on such soils can be obtained by assuming that the cohesion and friction of the soil are equal to two-thirds of the corresponding values in Coulomb's equation, or that

$$c' = \frac{2}{3}c \tag{33.11a}$$

and

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \tag{33.11b}$$

If the angle of shearing resistance is  $\phi'$  instead of  $\phi$ , the bearing-capacity factors assume values  $N_c'$ ,  $N_q'$ , and  $N_\gamma'$ . These values are

Loaded strip, width  $B$

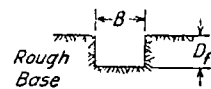
Load per unit area of footing

General shear failure  $q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Local shear failure  $q'_d = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$

Square footing, width  $B$

Load per unit area  $q_{ds} = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$



Unit weight of earth =  $\gamma$

Unit shear resistance,  $s = c + \sigma \tan \phi$

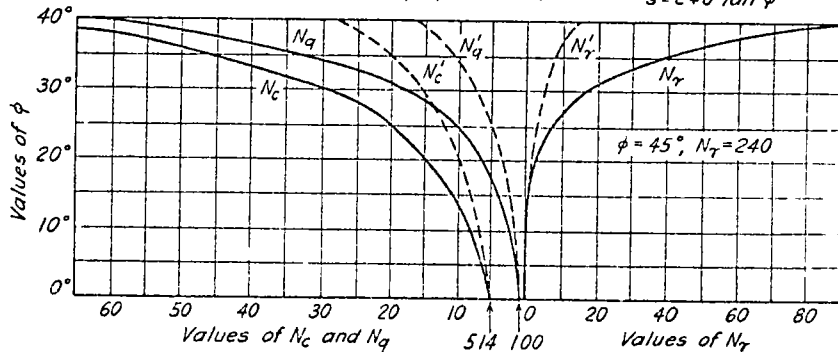


Fig. 33.4 Chart showing relation between  $\phi$  and bearing capacity factors (values of  $N_\gamma$  after Meyerhof 1955)

given by the dash curves in Fig. 33.4. The bearing capacity is then obtained from the equation

$$q_d' = \left(\frac{2}{3}cN_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma'\right) \quad (33.12)$$

Experience has shown that even uniformly loaded foundations always fail by tilting. This fact, however, does not invalidate the reasoning in the preceding paragraphs. It merely demonstrates that there are no perfectly uniform subgrades. With increasing load the settlement above the weakest part of the subgrade increases more rapidly than that above the rest. Because of the tilt, the center of gravity of the structure shifts toward the weak part and increases the pressure on that part, whereas the pressure on the stronger parts decreases. These factors almost exclude the possibility of a failure without tilting.

#### Bearing Capacity of Footings of Finite Length

All the preceding discussions refer to continuous footings. For computing the bearing capacity of square or circular bases, only a few special cases have been solved rigorously, the solutions require the use of numerical procedures. On the basis of the results and of experiments a semiempirical equation has been developed for the bearing capacity  $q_{dr}$  per unit of area of a circular footing with radius  $r$  resting on a fairly dense or stiff soil

$$q_{dr} = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N_\gamma \quad (33.13)$$

The corresponding value for square footings,  $B \times B$ , on dense or stiff soil, is

$$q_{ds} = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (33.14)$$

The values of  $N$  are given by the ordinates of the solid curves in Fig. 33.4.

If  $\phi = 0$  conditions prevail and the soil possesses cohesion, the bearing capacity at the ground surface is

$$q_{dr} = q_{ds} = 6.2c = 3.1q_u \quad (33.15)$$

which is considerably greater than the value  $q_d = 5.14c$  (Eq. 33.6). On the other hand, if  $c = 0$  and  $D_f = 0$ , the bearing capacity  $q_{dr}$  per unit of area is considerably smaller than  $q_d$  for a continuous footing with a width equal to the diameter of the circular footing.

If  $\phi = 0$  and  $c > 0$ , the increase in bearing capacity per unit of area produced by the surcharge  $\gamma D_f$  is exactly compensated by the weight of soil removed for construction of the footing. Therefore it is convenient to deal with the *net bearing capacity*

$$q_{d \text{ net}} = q_d - \gamma D_f \quad (33.16)$$

In reality, because the strength of the clay above footing level is not actually zero, the net bearing capacity increases slightly with increasing values of  $D_f$ . For values of  $D_f/B$  not exceeding 2.5, Skempton (1951) has proposed the following simple expression for the net bearing capacity of a rectangular footing with width  $B$  and length  $L$

$$q_{d \text{ net}} = 5c \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (33.17)$$

It is apparent that the value of  $N_c$  has been rounded conservatively from 5.14.

If the supporting soil is fairly loose or soft, the values of  $N$  must be replaced by the values  $N'$ , determined from the dash curves in Fig. 33.4, and the value of  $c$  must be replaced by  $c'$  (Eq. 33.11.)

#### Problems

1. Compute the bearing capacity per unit of area of a continuous footing 8 ft wide, supported on a soil for which  $c = 100$  lb/ft<sup>2</sup>,  $\phi = 17^\circ$ , and  $\gamma = 120$  lb/ft<sup>3</sup>. The load-settlement curve resembles (c) in Fig. 33.1, and the relation between normal stress and shearing resistance is  $s = c + p \tan \phi$ . The depth of foundation is 6 ft.

Ans. 9,200 lb/ft<sup>2</sup>

2. Compute the bearing capacity per unit of area of a footing 10 ft square on dense sand ( $\phi = 37^\circ$ ), if the depth of foundation is, respectively, 0, 2, 5, 10, and 15 ft. The unit weight of the soil is 126 lb/ft<sup>3</sup>.

Ans. 26,000, 36,000, 53,000, 79,000, 106,000 lb/ft<sup>2</sup>

3. A load test was made on a bearing plate 1 ft square on the surface of a cohesionless deposit of sand having a unit weight of 110 lb/ft<sup>3</sup>. The load-settlement curve approached a vertical tangent at a load of 4000 lb. What was the value of  $\phi$  for the sand?

Ans.  $39.5^\circ$

4. A load test was made on a plate 1 ft square on a dense cohesionless sand having a unit weight of 115 lb/ft<sup>3</sup>. The bearing plate was enclosed in a box surrounded by a surcharge 2 ft deep. Failure occurred at a load of 12,000 lb. What would be the failure load per unit of area of the base of a footing 5 ft square located with its base at the same depth in the same material?

Ans. 22,000 lb/ft<sup>2</sup>

5. A structure was built on a mat foundation 100 ft square. The mat rested at the ground surface on a stratum of uniform soft clay which extended to a depth of 150 ft. If failure occurred at a uniformly distributed load of 4500 lb/ft<sup>2</sup>, what was the average value of  $c$  for the clay? Because of

the great depth of the zone of plastic equilibrium, the consolidation of the clay prior to failure can be disregarded

Ans 730 lb/ft<sup>2</sup>

#### Selected Reading

- Meyerhof, G. G. (1951) "The ultimate bearing capacity of foundations," *Géot.*, **2**, pp 301-332. Approximate theoretical solutions for shallow and deep foundations, supplemented by model tests.
- Skempton, A. W. (1951) "The bearing capacity of clays," *Proc. British Bldg. Research Congress*, **1**, pp 180-189. Discussion for  $\phi = 0$  condition, influence of compressibility on bearing capacity.
- Meyerhof, G. G. (1955) "Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations," *Géot.*, **5**, pp 227-242. Review of 1951 paper in light of subsequent developments.
- Sokolovski, V. V. (1960) *Statics of soil media*. London, Butterworths, 237 pp. General discussion of theory of critical equilibrium, with solutions for several problems of practical importance.
- Hansen, J. Brinch (1961) "A general formula for bearing capacity" *Ingeniøren*, **5**, pp 38-46, also *Bull. 11, Danish Geot. Inst.* Brief summary of present state of theoretical developments.

### ART 34 BEARING CAPACITY OF PIERS AND PILES

#### Definitions

A pier is a slender prismatic or cylindrical body of masonry that transfers a load through a poor stratum onto a better one. A pile is essentially a very slender pier that transfers a load either through its lower end onto a firm stratum or else through side friction onto the surrounding soil. The relation between the load on a pier or pile and the corresponding settlement is very similar to that for footings. The load-settlement curve approaches either a vertical or an inclined tangent, as shown in Fig. 33.1. The definition of the bearing capacity of piers and piles is identical with that of footings (Article 33).

#### Bearing Capacity of Cylindrical Piers

Part of the load carried by a pier is transmitted directly to the soil immediately beneath its base, and part is transferred to the surrounding soil by friction and adhesion between the sides of the pier and the soil. At failure the load on a pier with depth  $D_f$  may be expressed as

$$Q_d = Q_p + Q_s = q_p A_p + 2\pi r f_s D_f \quad (34.1)$$

in which  $q_p$  is the bearing capacity per unit of area of the soil beneath the base,  $A_p$  is the base area and  $r$  the radius of the pier, and  $f_s$  is the average value at failure of the combined friction and adhesion per unit

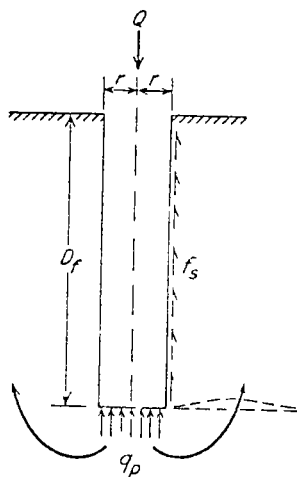


Fig. 34.1 Section through cylindrical pier

of contact area between the sides of the pier and the soil. It is commonly called the *skin friction*.

Failure of the soil beneath the base cannot occur without the displacement of at least part of the mass in an outward or an outward and upward direction as indicated by the curved arrows in Fig. 34.1. If the soil within the depth  $D_f$  is appreciably more compressible than that beneath the base, the displacements produce negligible shearing stresses within the depth  $D_f$ . Consequently, the influence of the surrounding soil is identical to that of a surcharge having an intensity  $\gamma D_f$ . Under these circumstances the bearing-capacity factors may be taken from Fig. 33.4 and  $q_p$  may be considered equal to  $q_{dr}$  or  $q_{da}$ .

(Eqs. 33.13 or 33.14). On the other hand, if the soil is homogeneous the shearing stresses set up in the soil above base level as a consequence of the displacements have two significant effects: they may alter the shear pattern so that the bearing-capacity factors (Fig. 33.4) are no longer applicable, and they may alter the intensity of vertical pressure in the soil near the base of the pier. The latter effect appears to be the more important. On account of it, the term  $\gamma D_f N_q$  (Eqs. 33.13 and 33.14) should be replaced by the expression  $p_v N_q$ , in which  $p_v$  is the actual intensity of the effective vertical pressure immediately adjacent to the pier at foundation level, at the time the failure of the pier occurs (Vesic 1963).

In reality the state of stress near the base of a deeply buried pier at failure is very complex and is not yet understood. Large-scale experiments in homogeneous sands (Vesic 1963, Keesel 1964) have indicated that, for values of  $D_f/2r$  greater than about 5, the base resistance  $Q_p$  no longer increases with depth in accordance with formulas based on the term  $\gamma D_f N_q$ , and that, for  $D_f/2r$  greater than about 15, the base resistance remains roughly constant irrespective of the depth  $D_f$ . These findings suggest that for values of  $D_f/2r$  greater than about 15, the pressure  $p_v$  remains practically constant with increasing depth, and depends only on  $\phi$ . In homogeneous clays under  $\phi = 0$  conditions the net base resistance per unit of area becomes practically constant for values of  $D_f/2r$  greater than about 4 and may be taken as  $9c$  (Skempton 1951).

The second term on the right-hand side of Eq. 34.1 contains the skin friction  $f_s$ . The value of  $f_s$  is usually considered to be the sum of two terms

$$f_s = c_a + p_h \tan \delta \quad (34.2)$$

in which  $c_a$  is the adhesion per unit of area between pier and soil,  $p_h$  is the average horizontal pressure on the vertical surface of the pier at failure, and  $\delta$  is the angle of friction between pier and soil. The values of  $c_a$  and  $\delta$  can in some instances be determined approximately by means of laboratory tests. However, both quantities depend, among other factors, on the method of installation. Moreover, the stress conditions at the contact surface are unknown and as complex as those associated with the vertical stress  $p_v$ . Therefore,  $f_s$  is commonly and preferably estimated on the basis of empirical data derived from field observations (Article 57).

#### Bearing Capacity of Piles

Since piles are essentially very slender cylindrical piers, their bearing capacity can also be estimated by Eq. 34.1. The quantity  $Q_p$  is called the *point resistance*. If  $Q_p$  is large compared to  $Q_f$ , the pile is said to be *point-bearing*. On the other hand, if  $Q_p$  is relatively insignificant, the pile is known as a *friction pile*.

The principal difference between piles and piers lies in the method of installation. The construction of piers is preceded by excavation, whereas the driving of piles, which usually consist either of solid bodies or of shells closed at the lower end, involves a displacement of the soil. Occasionally the driving is facilitated by removing part of the soil located in the path of the pile by means of a water jet or a pre-excavator, but the volume of the soil so removed is usually small compared to the total volume of the piles.

If the piles are driven through compressible material to a firm base, a lower limiting value for the point resistance  $Q_p$  can be obtained by means of Eqs. 33.13 and 33.14 for circular and square cross-sections respectively. If the piles are surrounded and underlain by a homogeneous cohesionless material, Eqs. 33.13 and 33.14 may overestimate the point resistance for the reasons discussed under the preceding sub-heading. The bearing capacity of friction piles depends on the skin friction  $f_s$  (Eq. 34.1). The evaluation of the skin friction on the basis of laboratory tests is even more unreliable for piles than it is for piers, because the computation of the stresses produced by the partial or total displacement of the soil during the process of pile driving is beyond the power of analysis. Therefore, the bearing capacity  $Q_d$  of a friction pile can be determined only by load tests on piles in the field or else, less accurately, on the basis of empirical values for  $f_s$ . Values of  $f_s$  cor-

responding to the principal types of soil are given in Article 56. In those cities where friction piles are extensively used, empirical values for  $f_s$ , derived from local experience, are likely to be quite reliable.

### Pile Formulas

The bearing capacity  $Q$  of a point-bearing pile may, under some circumstances (Article 56) be approximately equal to the resistance  $Q_{dy}$  of the soil against rapid penetration of the pile under the impact of the falling ram of the pile driver. There is at least a theoretical possibility of estimating  $Q_{dy}$ , known as the *dynamic resistance*, from the average penetration  $S$  of the pile under the last few blows of the hammer, provided the weight  $W_H$  of the ram and the height of fall  $H$  are known. Therefore, many efforts have been made to compute the bearing capacity on the basis of this information. The results of these efforts are known as *pile formulas*. The following paragraphs deal with the fundamental concepts on which the pile formulas are based.

The work performed by the falling hammer is  $W_H H$ , and the work required to increase the penetration of the pile by  $S$  against a resistance  $Q_{dy}$  is  $Q_{dy} S$ . If the entire work of the falling hammer served to increase the penetration of the pile, we could write

$$W_H H = Q_{dy} S$$

whence

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S}$$

This is Sanders' pile formula, published about 1850. The values obtained by means of this formula are too great, because part of the energy of the falling hammer is converted into heat and into elastic deformations.

If we assume that all the deformations and energy losses occur simultaneously upon application of the hammer blow, that is, if the existence of stress waves in the pile and soil is ignored, we can write

$$W_H H = Q_{dy} S + \Delta \quad (34.3)$$

where  $\Delta$  represents the energy lost and therefore unavailable to cause penetration of the pile. If there were no penetration and all the driving energy were consumed in elastic compression of the pile, the energy expended would be

$$W_H H = \frac{1}{2} Q_{dy} S_e$$

where  $S_e$  is the elastic compression of the pile. Moreover,

$$S_e = \frac{Q_{dy} \bar{L}}{A E}$$



whence

$$S_e = \sqrt{\frac{2W_H H L}{AL}} \quad (314)$$

If we assume that the energy loss consists only of the elastic deformation of the pile and is, moreover, not influenced by the penetration of the point of the pile, Eq. 313 becomes

$$W_H H = Q_{dy} S + Q_{dy} \frac{S_e}{2} = Q_{dy} \left( S + \frac{S_e}{2} \right)$$

whence

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \quad (315)$$

This expression is known as the Danish formula. Statistical studies show that it should be used with a factor of safety of 3 (Sorensen and Hansen 1957)

Numerous attempts have been made to take into account the remaining energy losses. Some of these attempts have resulted in very complicated expressions and procedures. However, inasmuch as all methods based on Eq. 313 are fundamentally unsound because they ignore the dynamic aspects of the phenomena (Cummings 1940), the complicated formulas possess no inherent advantage over the simpler ones. The relative merits and reliability of any of the pile formulas can be judged only on the basis of comparisons with the results of load tests.

The Danish formula possesses the merit of simplicity and has been found to be reliable over a wide range of conditions (Agarshou 1962). A slightly more refined form of the Danish formula was proposed earlier by Janbu (1953), Janbu's formula contains a semi-empirical adjustment to allow for variations in the ratio  $W_P/W_H$  of the weights of pile and ram of the pile hammer. It may be expressed as

$$Q_{dy} = \frac{1}{K_u} \frac{W_H H}{S} \quad (346)$$

where

$$K_u = C_d \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{2C_d} \frac{S_e^2}{S^2}} \right] \quad (347)$$

In Eq. 347 the empirical coefficient

$$C_d = 0.75 + 0.15 \frac{W_P}{W_H} \quad (348)$$

Statistical studies (Article 56) indicate that the Danish formula should be used with a calculated factor of safety of 3 and that the re-

factor of safety is not likely to be less than 1.75 or more than 4.4 (Flaate 1964)

The *Engineering News* formula (Wellington 1888), widely used in North America, is similar in form to Eq. 31.5 except that the term containing the elastic compression of the pile is replaced by a constant  $c$ . Thus

$$Q_{av} = \frac{W_H H}{S + c}$$

Wellington regarded the quantity  $c$  as an additional penetration of the point of the pile that would have occurred if there were no energy losses. He evaluated it on the basis of whatever empirical data he had at his disposal and concluded that  $c$  is approximately equal to 1 in. for piles driven by a drop hammer and 0.1 in. for piles driven by a steam hammer. Since he realized that his estimate involved uncertainties, he proposed that the allowable load  $Q_a$  per pile should not exceed one-sixth of the computed ultimate load  $Q_{av}$ . By expressing  $H$  in feet and  $S$  in inches, he obtained

$$Q_a = \frac{1}{6} Q_{av} = \frac{12}{6} \frac{W_H H}{S + c} = \frac{2W_H H}{S + c} \quad (34.9)$$

This equation is known as the *Engineering News* formula.

Studies to evaluate the degree of accuracy of Eq. 34.9 (Agershou 1962, Flaate 1964) have conclusively demonstrated that no satisfactory relation exists between the capacity of piles as determined by load tests and as calculated by Eq. 34.9. For two of every one hundred piles the actual bearing capacity may be less than 1/2 or greater than 30 times the calculated value in contrast to the supposed factor of safety of 6. There is no way to predict for a given pile what will be the actual capacity within this range. In view of these conditions the continued use of the *Engineering News* formula can no longer be justified.

A fundamentally more satisfactory approach to the development of pile formulas is the adaptation of the theory of longitudinal impact on rods (Glanville et al. 1938, Smith 1960, Soensen and Hansen 1957). The calculations are complex and cannot yet be condensed into relations simple enough for practical use, furthermore, the limitations of the procedure have not yet been established by sufficient comparisons between predicted and measured bearing capacities. Hence, for the present, the designer of a point-bearing pile foundation must choose among several alternatives. He may use one of the less objectionable dynamic pile formulas, such as the Danish or Janbu formulas, at the risk of driving two or three times more piles than the foundation requires, he may estimate the point resistance on the basis of the static formula (Eq. 31.1) at the risk of overestimating the capacity, particu-

larily if the piles are long and are embedded in dense sand, or else he may go to the expense of making load tests on full-size test piles in the field. The latter alternative may involve special procedures to permit evaluating the point capacity separately from the skin friction (Article 56). Whether the load tests are justifiable depends on the available time and the relation between the cost of the tests and that of the entire foundation.

#### Problems

1. A reinforced-concrete pile with a cross section 16 in by 16 in was driven through a deposit of fine loose sand and soft clay 65 ft thick and into a stratum of dense sand for a distance of 2 ft. The water table was located near the ground surface. The loose sand and soft clay had a submerged unit weight of  $45 \text{ lb/ft}^3$ , and the angle of internal friction of the dense sand in a submerged state was  $30^\circ$ . Compute the point resistance of the pile.

*Ans.* 90 tons. By means of a loading and a pulling test, the point resistance was found to be 115 tons.

2. The pile referred to in the preceding problem was driven by means of a steam hammer having a weight  $W_H = 4$  tons and a stroke  $H = 2$  ft. The penetration of the pile under the last blow was  $S = 0.056$  in. According to the Engineering News formula, what is the ultimate bearing capacity of the pile?

*Ans.* 616 tons. According to the load test, the real ultimate bearing capacity, equal to the sum of the point resistance (115 tons) and the skin friction (110 tons), was 225 tons.

3. A test pile of the type described in problem 1 was driven at another point of the area to be occupied by the structure. Soil conditions were identical, except that the sand encountered at a depth of 65 ft was loose ( $\phi = 30^\circ$ ). Compute the point resistance of the pile.

*Ans.* 19 tons. (No load test was made, but the pile penetrated the sand so easily under the blows of the hammer that it was decided to change the type of foundation over the entire area underlain by the loose sand.)

4. The pile referred to in problem 1 was 70 ft long. Its modulus of elasticity was  $3.5 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$ . What is its ultimate capacity according to the Danish formula? the Janbu formula?

*Ans.* 260 tons, 160 tons.

#### Suggested Reading

One of the classic papers on soil mechanics is Cummings, A. E. (1940) "Dynamic pile driving formulas," *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 27, pp. 6-27. It is reprinted in *Contributions to soil mechanics 1925-1940*, Boston Soc. Civil Engrs. 1940, pp. 392-413.

**EXPANSIVE CLAYS — PROPERTIES AND PROBLEMS**  
**W G HOLTZ\***

---

\*Chief, Earth Laboratory Branch Bureau of Reclamation, U S Department of the Interior, Denver, Colorado

## CONTENTS

	<i>page</i>
Synopsis	91
Introduction	91
Factors Affecting Magnitude of Volume Changes	93
Identification of Expansive Clays	96
Uplift and Settlement of Structures	98
Stability	110
Comparison of Properties of Various Expansive Clays	116
Acknowledgments	117
Discussion Jewell R. Benson	117
Closure W. G. Holtz	124

## FIGURES

<i>figure</i>	<i>page</i>
1 Location of expansive clays tested	92
2 Percentage of expansion for various conditions	94
3 Effect of loading and remolding on expansion	95
4 Relation of volume change to properties	97
5 Effect of sequence of loading and wetting	99
6 Uplift of bottom panels—Mohawk Canal	101
7 Bulging of slope panels—Mohawk Canal	101
8 Concrete-lined section in expansive clays	102
9 Treatment of Porterville clays with lime and cement	103
10 Design of pumping plant foundation	104
11 Wellton Mohawk vertical study movement	104
12 Uplift of highway pavement	106
13 Uplift of highway pavement in southeast Denver	107
14 Uplift of motel structure	108
15A Motel structure uplift	108
15B Remedial construction of motel structure	109
16 Correction of motel uplift	109
17 Shear test data—remolded soils	111
18 Shear test data—undisturbed soils	111
19 Slide in earth section	112
20 Slope conditions in expansive clays	112
21 Slide in concrete-lined canal section	113
22 Electro chemical stabilization experiment	114

## TABLE

<i>table</i>	<i>page</i>
I Typical laboratory volume — change data — Expansive Clay Soils	Insert
II Data for making estimates of probable volume changes for expansive materials	96



## SYNOPSIS

In the western part of the United States more and more attention is being given to unique foundation conditions associated with the expansion and shrinkage of certain clay soils and clayey bedrock materials. The clay minerals, which change volume with changes in moisture and loading often present complex problems for canal and highway subgrades and structure foundations. While the problems are most serious when light loadings and large soil moisture changes are involved, movements of moderately loaded structures with expansive clay foundations subject only to seasonal ground moisture changes may be greater than allowable, unless special precautions are taken. This paper includes, for background information a brief review of identification procedures and research findings previously published (Holtz and Gibbs, 1956, p. 641). This is followed by information on additional research data and field findings accumulated since 1953, including modifications to the original identification criteria. Volume change and shear strength properties, and factors influencing these properties are discussed, and comparisons of these properties for expansive materials from numerous areas throughout the West are given. A considerable portion of the paper is devoted to a discussion of job problems for both hydraulic and nonhydraulic engineering works and buildings. Expansive subsoil conditions encountered in Colorado and the Denver area are included in the discussions.

## INTRODUCTION

The purpose of this paper is to provide a summary of current information gathered by the author on the expansive characteristics of soils and bedrock materials containing montmorillonite minerals, and to discuss how some foundation engineering problems associated with these materials were solved. Throughout the entire western part of the United States from the Gulf of Mexico to the Canadian border and from Nebraska to the Pacific Coast, soils and bedrock materials containing expansive montmorillonite minerals are not an uncommon occurrence. These minerals have been developed or have been transported throughout many sections of the area. They may be in the form of the nearly pure and highly expansive sodium montmorillonite clays which are found in South Dakota and Wyoming and which are commonly known as bentonite, or they may be intermixed with other soil constituents. The sodium montmorillonite may be contained in bedrock shales, such as the Pierre formation and the more recent Laramie and Denver formations derived from it. Processes of weathering and transportation have produced soils whose constituents include sodium montmorillonite mineral at great distances from points of origin. Other geologic processes have produced soils and bedrock formations containing a moderately expansive montmorillonite mineral referred to as "calcium heidelite".

in the far West and Southwest sections of the country. Regardless of the actual processes involved, to the practicing engineer it is of importance that geological processes have produced clay soils and formations with expansive tendencies in many areas of the West and it is often necessary to recognize these materials when building engineering works on them. It is not possible to estimate the cost of repairs to structures disrupted by these materials but if the costs could be determined they would be large.

The paper previously presented in 1953 by the author and his co author (Holtz and Gibbs, 1956) contained a discussion of petrographic and standard soil tests for identifying expansive materials, and the results of research work done to correlate identification tests with physical prop-

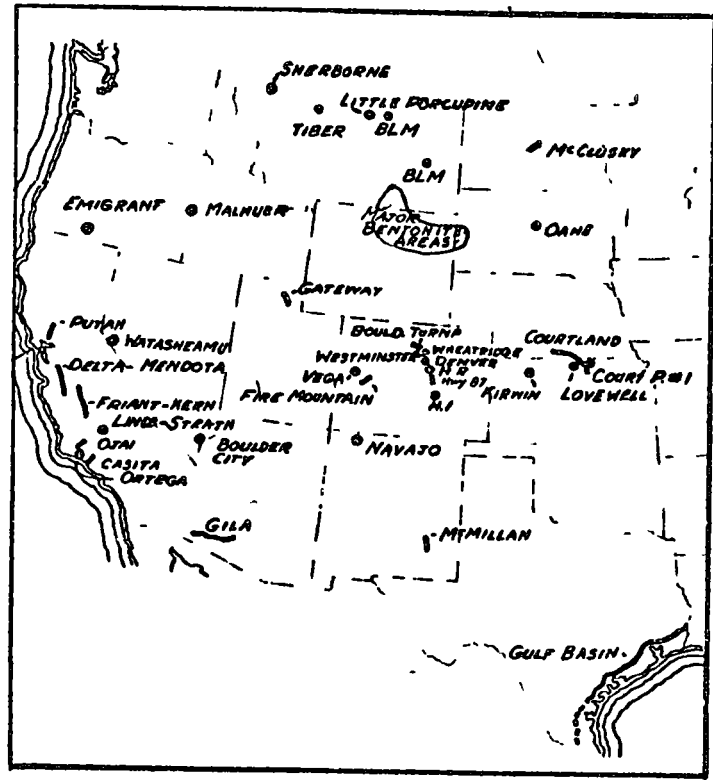


FIGURE 1. Location of expansive clays tested



erties. As occasion has required, this type of research investigation has been continued for a greater variety of materials and a greater number of practical applications over larger geographical areas. The identification procedures and related soil properties can now be discussed with relationship to a wider variety of expansive soils. Figure 1 shows the location of expansive clay deposits which have been studied. As many expansion shrinkage problems have recently developed in Colorado and Denver areas an opportunity was provided for a close examination of these local materials and the conditions. Table I is a summary of typical identification and volume change data which have been obtained on some of the samples tested from widespread locations. The soils and bedrock materials discussed herein are referenced by soil numbers and their properties can be found in the table by referring to the numbers indicated in the first column.

### FACTORS AFFECTING MAGNITUDE OF VOLUME CHANGES

The amount of volume change which can occur in a natural or remolded expansive clay material depends upon six factors: (1) the amount and type of clay mineral, (2) initial density, (3) change in moisture, (4) load conditions, (5) soil structure, and (6) time. Expansive clays and clay bedrock formations are made up of several mineral constituents and the amount of potential volume change is dependent on the amount of expansive mineral in the material. The expansiveness of the mineral itself depends upon its mineralogical characteristics. Montmorillonite minerals swell because of their expanding lattice structures and the base exchange properties of this mineral group greatly influence the activity. For instance, sodium montmorillonite has a very high cation and water adsorption capacity and is the most active, calcium beidellite is less active because its cation and water adsorption capacity is less. Illite has a similar lattice structure to montmorillonite, but unit layers are more rigidly fixed largely because of the fixing action of the potassium ions present. This results in low volume change properties.

The density of an expansive clay soil or bedrock greatly affects volume changes. In a dense soil, more clay particles are packed into a unit volume than in a loose soil, therefore, when the soil is wetted greater movement will occur in the dense soil than in the loose soil. For the same reason a dense expansive soil having particles already tightly packed will not shrink as much as a loose soil upon drying.

Variation in moisture content is one of the most important single factors affecting volume change. In a dry expansive clay, the thickness of the clay mineral is relatively small but, upon the addition of moisture, water is adsorbed into the clay mineral structure and its thickness increases. Conversely, the clay mineral becomes smaller as water is removed, and, thus, shrinkage occurs. Capillary and other tension forces of moisture films are also very active in these fine grained soils, and become great upon

drying further contributing to high shrinkage. These forces are released upon the addition of moisture. The basic plot of Figure 2 shows the influence of density and moisture on a remolded expansive clay (Soil 17) under a 1 psi loading. This plot was obtained by testing numerous specimens placed at various density and moisture conditions. From the plot, it can be seen that highly expansive clays, such as the one tested, expand very little when compacted at low densities and high moistures, but expand greatly when compacted at high densities and low moistures. In a similar manner density and moisture affect the uplift forces that can be developed by a clay soil the density being extremely important.

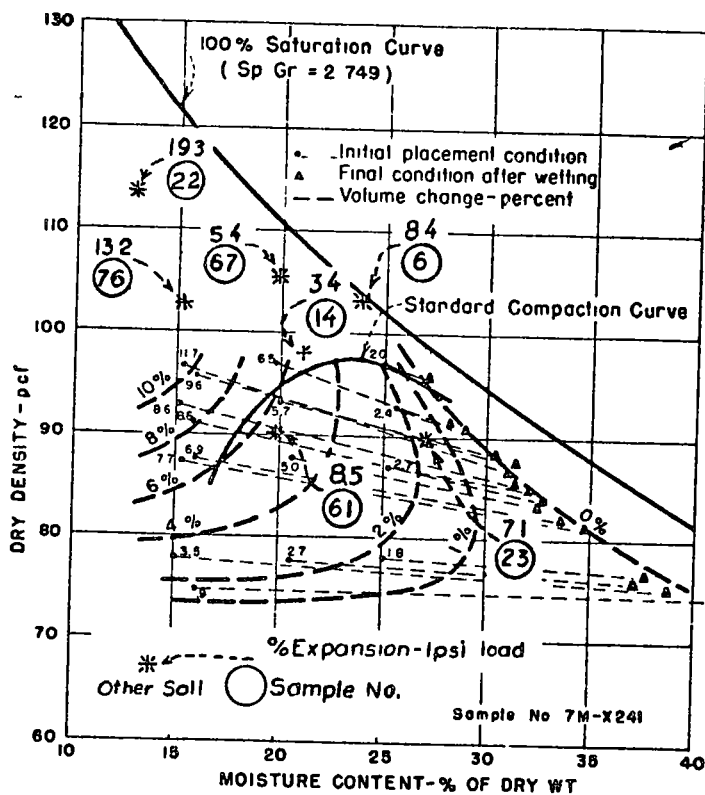


FIGURE 2 Percentage of expansion for various placement conditions when under 1 psi load (remolded soil)

The amount of load on an expansive clay material controls the amount of volume change that will take place under the particular conditions of moisture and density involved. If sufficient external load is applied to balance the internal forces developed in a clay mineral upon wetting, expansion can be held to zero. Lesser loads than that required for zero volume change will allow some expansion to occur until the internal and external forces are in balance, with maximum expansion occurring under zero loading. Similarly if loads are reduced, as by excavation, on a saturated expansive clay, the clay will adsorb additional water and expansion will occur until a balance of forces is obtained. Figure 3 shows the load expansion characteristics for three clay soils, each in both natural and remolded conditions. From this exhibit it can be seen that there is a great difference in the shape of the curves for different soils for different types of soil structure, and for different moisture density conditions. The curves for the Gulf Coast Canal sample (Soil 67) are quite flat and the influence of load on reducing expansion is not as great as for the Mohawk Canal samples (Soils 2 and 4), where the curvature is much greater. Soil 67 (undisturbed) is quite wet, the maximum uplift pressure is low, and only a small load is required to reduce expansion to a negligible amount.

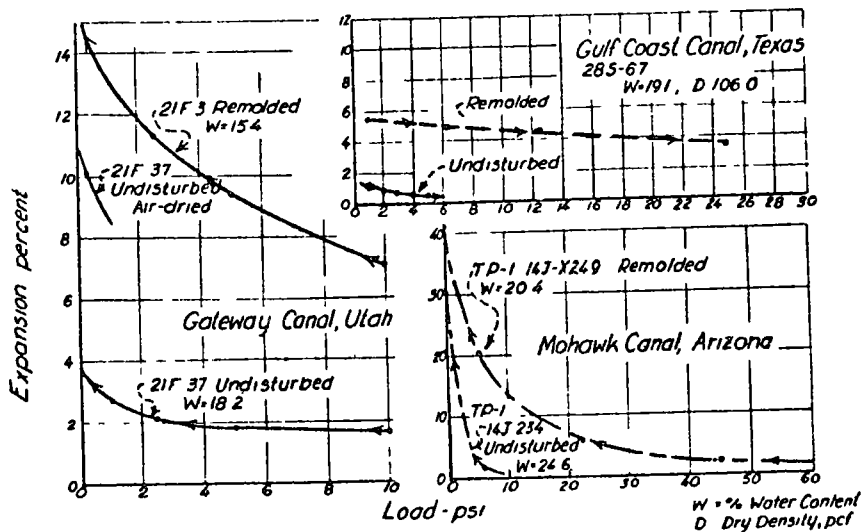


FIGURE 3 Effect of loading and remolding on expansion

The structure of an expansive clay has an influence on the expansion properties. It has been found that, when undisturbed and remolded specimens of the same soil are tested in consolidometers at the same moisture-density conditions, the expansion of the remolded specimen will be considerably greater. This effect is shown for the three clay soils plotted on Figure 3.

Time plays an important part in the ultimate volume changes which take place in these materials. Because of the fineness of the material, transmission of moisture and thus a balancing of forces is slow. Montmorillonite clays become tighter upon wetting and, therefore, permeability lessens. Days or weeks are sometimes required to completely wet and expand thin laboratory specimens. Similarly, years may be required to saturate a foundation soil or water retaining embankment of this material.

### IDENTIFICATION OF EXPANSIVE CLAYS

In the previous paper (Holtz and Gibbs 1956), a detailed discussion was given of various laboratory tests which could be performed to identify clays subject to volume change. These included three petrographic tests — microscopic examination, X ray diffraction, and differential thermal analysis — for determining the amount and type of minerals in any clay sample. While these tests are necessary for a complete understanding of a clay and its related volume change action, particularly in research investigations, simpler identification tests usually provide adequate identification for practical considerations. Very simple staining and free swell tests provide some identification of expansive minerals and data so obtained is often adequate for early stage investigations.

The Atterberg consistency test data and the colloid content (amount of particles smaller than 0.001 mm) of clay materials which were initially proposed as an easy means for identifying these materials have proven to be valuable. When the identification criteria was originally proposed on the basis of tests on a limited group of soils, caution was emphasized regarding the use of the criteria for all types of expansive soils. Experience has shown that the criteria are generally applicable to all materials which have been encountered in the West. It has been possible, with experience, to modify the criteria so that the limits are narrowed somewhat. The revised criteria are as follows:

TABLE II  
DATA FOR MAKING ESTIMATES OF PROBABLE VOLUME  
CHANGES FOR EXPANSIVE MATERIALS

Data from index tests**			Probable expansion* % total volume change (dry to saturated condition)	Degree of expansion
Colloid content (% minus 0.001 mm)	Plasticity index	Shrinkage limit (%)		
> 28	> 35	< 11	> 30	Very high
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	High
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 20	Medium
< 15	< 18	> 15	< 10	Low

\*Based on a vertical loading of 10 psi

\*\*All three index tests should be considered in estimating expansive properties

Table II is based on actual expansion tests for 45 undisturbed and remolded samples as plotted in Figure 4. The vertical limit lines were drawn so as to enclose most of the points and at the same time keep the limits as narrow as possible. The values in Table II express these limits in terms of low, medium, high, and very high degrees of expansiveness as compared to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit. The approximate volume changes that may be expected with moisture changes from air dry to saturated conditions under a light loading of 1 psi are also given. As previously discussed, the actual volume change which will occur in any particular soil will depend upon the change in moisture content, the initial density, and the soil structure. As these factors are not taken into account in the Figure 4 plots, the scattering of points shown is to be anticipated.

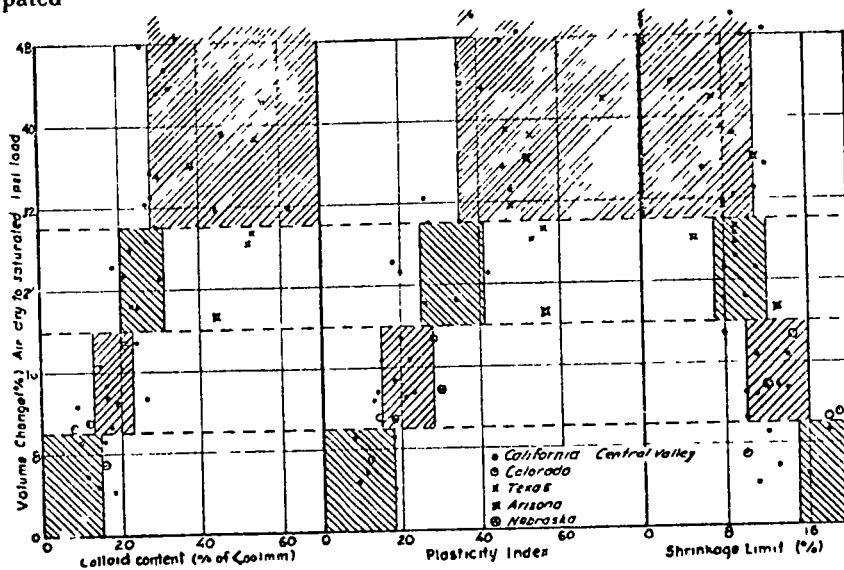


FIGURE 4 Relation of volume change to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit

From a practical standpoint, the limits represent the most severe conditions of volume change that would normally be encountered, because they are based on air dry to saturated moisture changes and low load conditions. Experience has shown that natural soils or soils compacted near optimum moisture, falling in the low category, will very seldom cause distress to structures, even though saturated later under low loadings, because moisture considerably above air dry normally prevails. The procedure adopted by the author is to perform these identification tests on all CH soils and CL (Bureau of Reclamation, 1958, fig 3, and Wagner, 1957, p 125) soils with liquid limits greater than 40. If from Table II the soil falls within the "low" grouping, further consideration of detrimental expansion is normally

not required. Soils falling within the medium to very high categories are tested for quantitative volume change values, under initial to final operating soil and load conditions, to determine if the volume changes will be a problem. Judgment must, of course, be exercised in the use of this general practice. If large moisture changes from the initial are anticipated during operation, and the structure is critical, quantitative volume changes under prototype operating conditions should be checked even for low expansive soils. Conversely, if highly expansive soils are not to be subjected to moisture or load changes during the construction and life of a structure, such as deep saturated soils under a heavy hydraulic structure, quantitative expansion data are not necessary.

### UPLIFT AND SETTLEMENT OF STRUCTURES

Probably the greatest amount of damage to structures founded on expansive soils occurs from vertical movement as the soils become wetted or dried from their original moisture conditions. If the subsoils are under shallow foundations or slabs and within a zone of seasonal moisture changes, continual heaving and settlement may occur as the changes in soil moisture take place. Because the amount of expansion will depend upon the load conditions imposed upon the soil, lightly loaded footings and slabs are normally subject to greater uplift movements than heavily loaded footings. Vertical movements caused by expansion often create more trouble than those caused by normal settlement, because it may be difficult to correct the situation once it has occurred.

When identification tests show the possibility of detrimental vertical movements, laboratory expansion tests should be performed, so that special design precautions can be taken. The laboratory consolidometer test provides good quantitative data for these design purposes. The procedures which have been followed are described in detail in the previous paper (Holtz and Gibbs, 1956). Samples secured for this test should represent the actual soils and field conditions as accurately as possible. If the structure is to be founded on natural soils, good undisturbed samples must be obtained without changing the natural moisture, density, and soil structure conditions. Drilling water should not be used during sampling, when the practice would result in significant addition of moisture to the soil. If the structure is to be made of or be founded on compacted soils, disturbed samples for laboratory remolding are satisfactory. These samples should be placed in moistureproof bags, however, as drying will sometimes affect the soil properties.

When preparing the laboratory consolidometer specimens from field samples, extreme care must be taken, as in all such laboratory testing to insure that the soil structure or moisture conditions of undisturbed samples are not changed. In the case of compacted specimens, care must be taken to insure that anticipated field density and moisture conditions are duplicated.

EXPANSIVE CLAYS — PROPERTIES AND PROBLEMS

The sequence of wetting and loading during the test must represent the anticipated prototype conditions as closely as possible or misleading results will be obtained. For instance, if a structure foundation is to be loaded before operational wetting occurs, the test specimens should be loaded before wetting, or if the foundation area is below ground water level and is to be unloaded before the structure is built, the soil specimen should be completely saturated before loading. Curves A and B, Figure 5, for Soil 38 are typical load volume change curves for expansive soils and show the difference in load volume change values when an expansive soil is wetted before loading (Curve A), and when the soil is loaded before wetting (Curve B). Specimen A was wetted under a light load of 1 psi and then loaded. The maximum load applied to Specimen B was the maximum uplift pressure, or that load required to hold the expansion to zero when the soil was wetted, after wetting, the load was reduced in increments. Curve C, which passes through the initial points of Curves A and B, represents the load expansion characteristics of the dry soil when initially wetted under various loadings. In this plot, a third specimen which was wetted under an intermediate load condition, was tested to help establish the shape of the curve. Curve C is used for computing the total movement of soil influencing uplift of a structure when wetting occurs after loading. If very accurate estimates of uplift are desired, it is necessary to test several intermediate specimens to establish Curve C. These specimens are loaded, prior to wetting with the structure load plus the weights of various depths of soil under the structure.

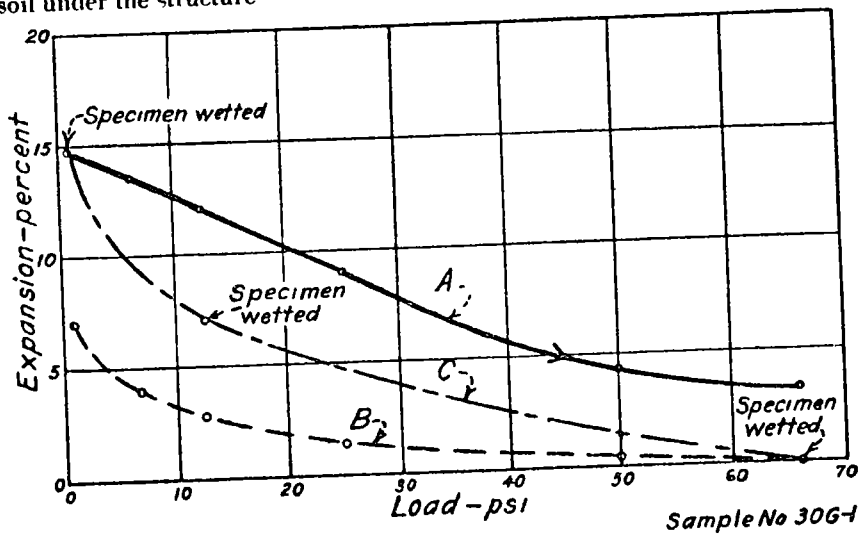


FIGURE 5 Effect of sequence of loading and wetting

If weather conditions are anticipated to dry or wet the subgrade after excavation to grade during construction, and is to be followed by signifi-

cant subgrade moisture increases during the life of the structure, a test from natural to increased moisture conditions would produce expansion values which are too low or too high, respectively. Therefore, the amount of drying or wetting anticipated during construction should be reproduced in the test specimens prior to the wetting and loading portions of the tests. These construction conditions often present serious problems of increased future uplift when drying occurs or immediate settlement problems when wetting occurs.

Probably the worst uplift problems occur when lightly loaded slabs or footings are constructed on expansive clays for hydraulic works. Concrete canal linings, reservoir linings, and swimming pool walls and floors are examples of these critical structures. Figures 6 and 7 are photographs of a concrete canal lining showing heaving of the bottom and the bulging of the side panels from lateral expansion and bottom uplift. The soil is a Namontmorillonite from the Mohawk Canal, Gila Project, Arizona (Soils 1 to 4). These conditions took from 1 to 5 years to develop.

There are several methods that can be adopted to reduce problems such as these:

- (1) The subgrade can be overexcavated and be refilled with a sufficient amount of nonexpansive soil to provide weight necessary to hold the uplift to an amount that can be tolerated in the structure design. Repairs to the Mohawk and Wellton Canals were made in this manner by removing subgrade soil and replacing with sand-gravel soil before reconstructing the lining. The gravel was not highly compacted, so that some compression of the gravel would occur, thus relieving part of the expansive force. At this time, the soils were already partially expanded. If a soil is extremely expansive and uplift forces high, the depth necessary to accomplish acceptable results may not be practical from an economical standpoint.

- (2) Means for keeping moisture from the subgrade can be adopted. Concrete slabs alone are not watertight. Water eventually finds a way through fine cracks, and even the best sealed joints, to the subgrade clays after which additional cracking and moistening become progressive. Watertight membranes have been used successfully to eliminate such moisture increases. On the Friant-Kern Canal, California, several reaches were constructed using a 1/4-inch, semiblow, hot sprayed, asphalt membrane between the concrete lining and the subgrade (similar to Soils 22 to 26). Figure 8 shows the construction plan adopted for the Gateway Canal, Utah (Soils 74 to 77). In addition to the membrane, removal of some subgrade clay and refilling with sand gravel was specified for weight and drainage. In a swimming pool built on expansive clay in Westminster, Colorado, asphalt plank was used between the concrete walls and bottom and the subgrade to prevent soil-moisture increase (Soils 40 and 41). A reservoir near Denver is being constructed on expansive Denver shale, and subgrade sealing or special





FIGURE 7 Bulging of slope panels — Mohawk Canal — Arizona

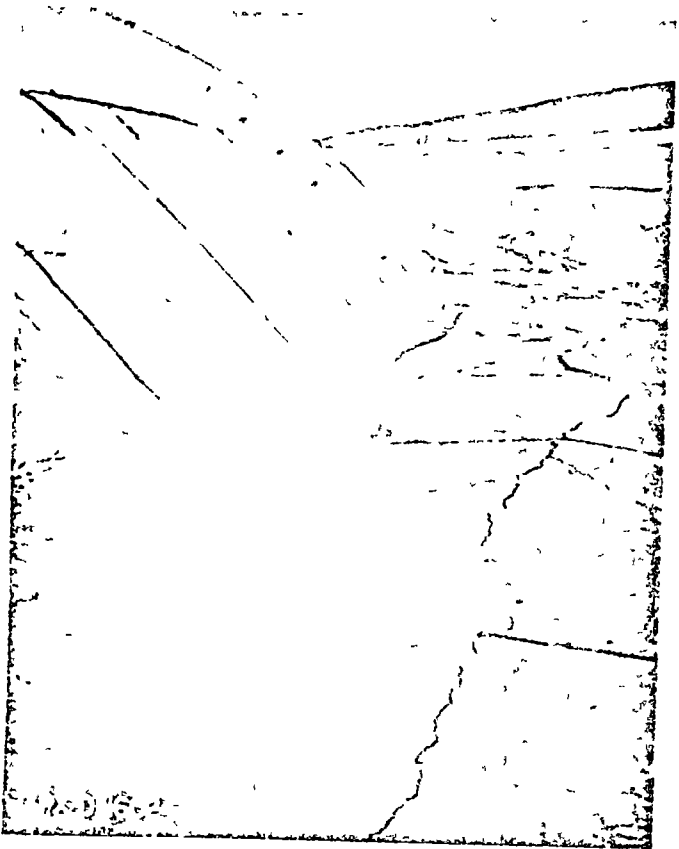


FIGURE 6 Uplift of bottom panels — Mohawk Canal — Arizona

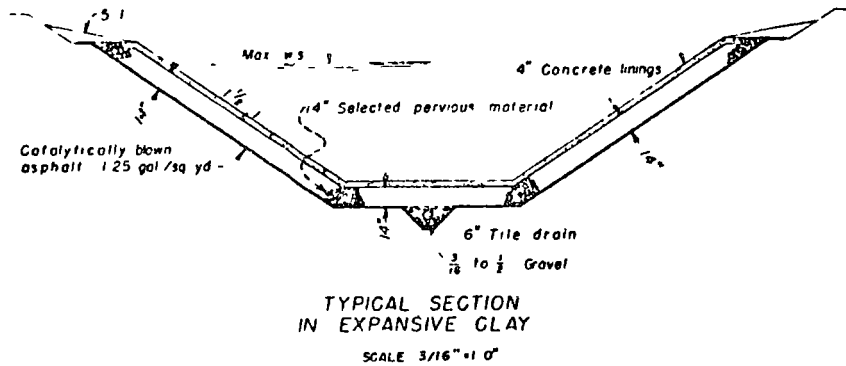


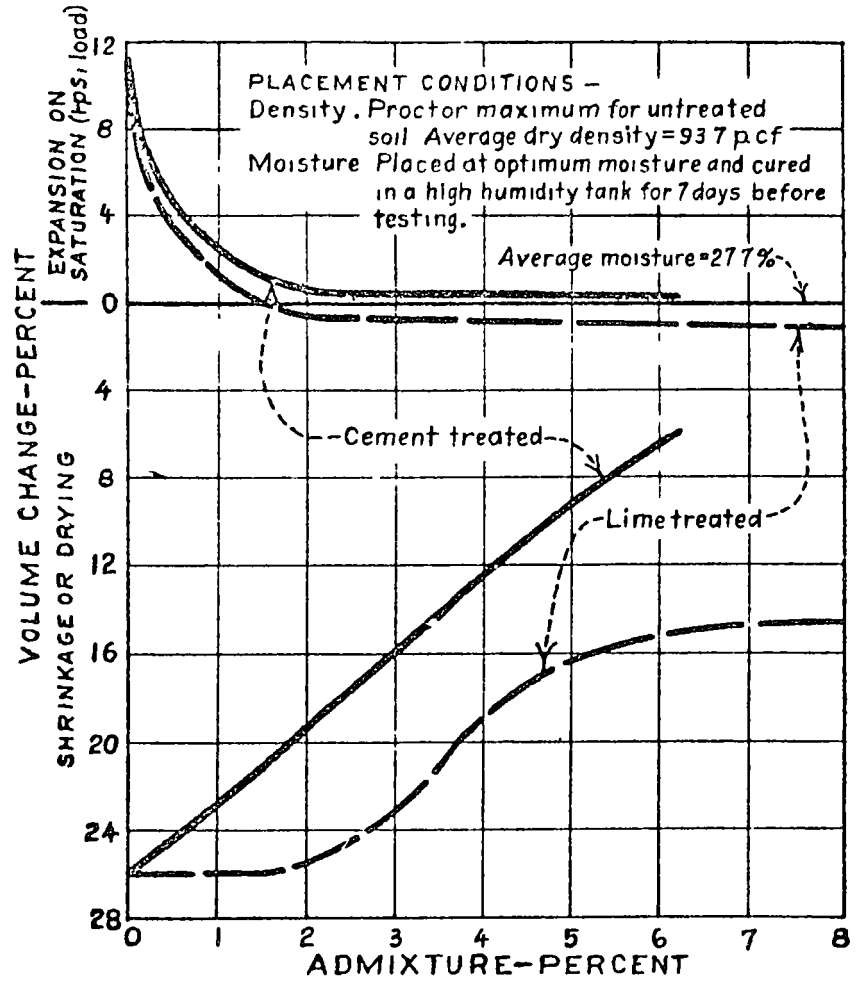
FIGURE 8 Concrete lined section in expansive clays — Gateway Canal — Utah

structure design will be used to prevent uplift of the structure (Soils 33 to 37) All of these methods have proven satisfactory in reducing uplift related to soil-moisture increase

(3) The soil may be treated to reduce expansion As shown in Figure 2, the expansion is related to initial moisture and density conditions Therefore, if sufficient depth of subgrade soil is wetted or reworked to lower density and higher moisture conditions, less expansion will occur Oftentimes, wetting alone is not practical because long periods of time are required and the soil may become so plastic that construction cannot proceed Careful testing and studying of soil characteristics is necessary when lowering density and increasing moisture to insure that settlement does not occur under the imposed load conditions, prior to the operation of the hydraulic system Soils may be treated with lime or cement to reduce expansion and shrinkage Figure 9 shows the results of these treatments on the expansive characteristics of Ca-beidellite clay from California (original soils similar to Soils 22 to 26) Expansive soils mixed with proper amounts of cement or lime can be used to refill overexcavations, as discussed in (1) above, when nonexpansive soils are not economically available for this purpose

(4) Oftentimes certain structure designs can be adopted to reduce the damage of uplift movements Articulated, but reinforced wall or slab panels with flexible water seals are examples of such design features For proper design of these features the magnitude of the movements must be determined by appropriate soil tests

Moderately loaded hydraulic structures may present somewhat different problems Here, there is some loading to help reduce expansion, but the load may not be adequate to reduce uplift to small amounts that can be tolerated Included in structures of this type are bridges culverts, checks, drops turnouts, and pumping and powerplants in canals, spillways, or other waterways Solutions to uplift problems for these structures can in-



EXPANSION AND SHRINKAGE OF PORTERVILLE CLAY SPECIMENS TREATED WITH LIME AND CEMENT

FIGURE 9 Treatment of Porterville clays with lime and cement

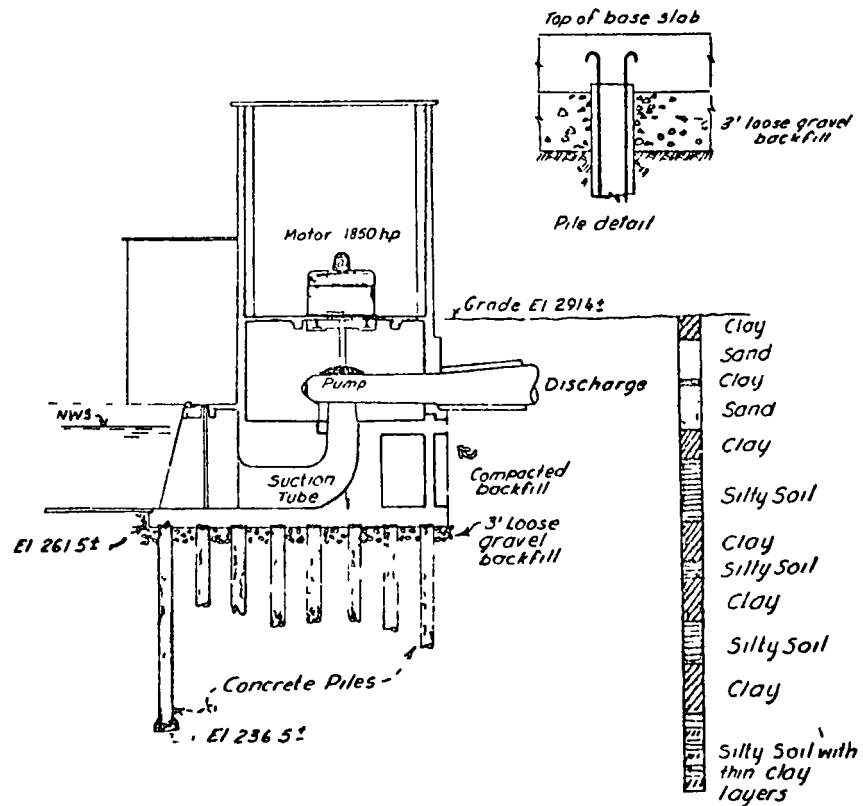


FIGURE 10 Design of pumping plant foundation

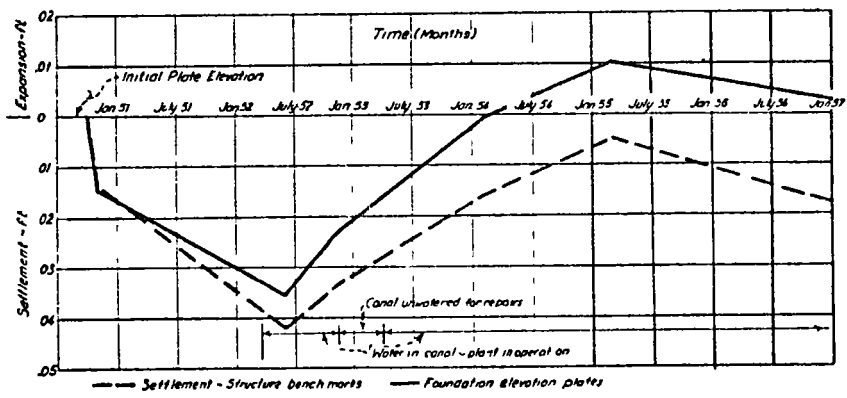


FIGURE 11 Wellton Mohawk vertical movement study

## EXPANSIVE CLAYS — PROPERTIES AND PROBLEMS

clude Solutions (1) to (4), discussed above, for slab and wall structures. In addition three other methods have been used:

(1) In some cases, the loads can be concentrated on spread footings to provide the load under the footing which is necessary to prevent uplift.

(2) Nonexpansive materials placed at a density which will allow some compression can also be used between the structure base and foundation clay to reduce uplift, providing objectionable settlements do not occur prior to foundation wetting.

(3) Anchor caissons and piles have been used extensively to prevent uplift. In this type of design the caisson or pile is placed to sufficient depth in inactive expansive clay, or other soil to resist in pullout the maximum uplift pressure of the expanding soil. Caissons are often belled at the bottom to increase pullout resistance. The pile or caisson must be sufficiently strong in tension and be adequately tied to the structure base to resist the uplift forces. An air space is often left between the subgrade clay and the foundation base to relieve uplift forces.

The plan adopted for construction of the Wellton Mohawk Pumping Plant No. 3, Gila Project, Arizona, is shown on Figure 10. The foundation consisted of alternating layers of silty soils and expansive clays (Soils 5 to 7). The water table was not encountered in test holes which extended to 35 feet below foundation grade, and the clays were only partially saturated. Heavily reinforced concrete caissons, belled at the bottom, were used to support the major loads of the plant. The depth at which the caissons were belled was determined by load-expansion tests on undisturbed foundation samples. From these tests, it was determined that the clay layers 25 feet below the plant base would contribute only a small amount of expansion under the plant load plus the weight of the intervening soil. Therefore, the bottom of the caissons were located at this depth. A clay layer encountered directly below foundation grade was removed to a depth of 3 feet and was replaced with loose gravel. It was thought that the loose backfill would eventually compress and reduce some of the uplift force.

It is believed that this type of design has worked extremely well. Figure 11 is a graphical record showing the average vertical movements of four bench marks placed in the concrete plant base and four measurement plates placed on the subgrade soil below the gravel backfill. This record shows that as the load was applied to the natural soils settlements averaging 0.012 foot at the base, and 0.035 foot on the subgrade occurred. After the canal and plant were put into operation uplift slowly took place as water progressively wetted the foundation soils. The final average uplift after 5 years of operation was 0.025 foot for the base bench marks and 0.038 foot for the subgrade plates. This expansion brought the base and subgrade to near the original elevations. The difference between the uplift of the base

bench marks and the subgrade plates is the amount that the gravel backfill compressed, thus absorbing some of the expansive force

If the loadings of a hydraulic structure are high or if the foundation soil is saturated and the soil loading is not changed appreciably, special treatments for expansion are usually not necessary even though the clay is of a highly expansive type. The Wellton Mohawk Pumping Plant No. 2 was placed directly on the soil foundation even though the soils were similar to those at Plant No. 3. The water table at Plant No. 2 was high and the soils were saturated. Vertical measurements show that no significant uplift has occurred. Tests were performed however prior to designing the plant to confirm the suitability of the foundation design used.

Nonhydraulic structures do not normally present problems as severe as do hydraulic structures when founded on expansive clays, because unlimited quantities of water are usually not available to the foundation clays. However, some serious problems have been encountered with nonhydraulic structures. These usually occur with lightly to moderately loaded structures and where seasonal moisture changes are sufficiently large to cause shrinkage of the clay in dry weather and expansion of the clay in wet weather to significant depths. In the Boulder Denver-Colorado Springs area of Colorado, lightly loaded nonhydraulic structures founded on Pierre shale, Laramie shale, Denver shale, and plastic clays derived from these formations have in many instances suffered considerable distress from uplift.

Figure 12 shows uplift of the concrete pavement on the Denver-Boulder Turnpike (Soil 47). Here, the highway is constructed in a cut of appreciable depth in Laramie shale. The removal of load from the subgrade, plus increased soil moisture, has caused the pavement to be raised as much as 0.6 foot in some places. Figure 13 shows the heaving and cracking effects of soil expansion of a main highway in Southeast Denver. Subgrade material at this location is Denver shale (Soil 46).

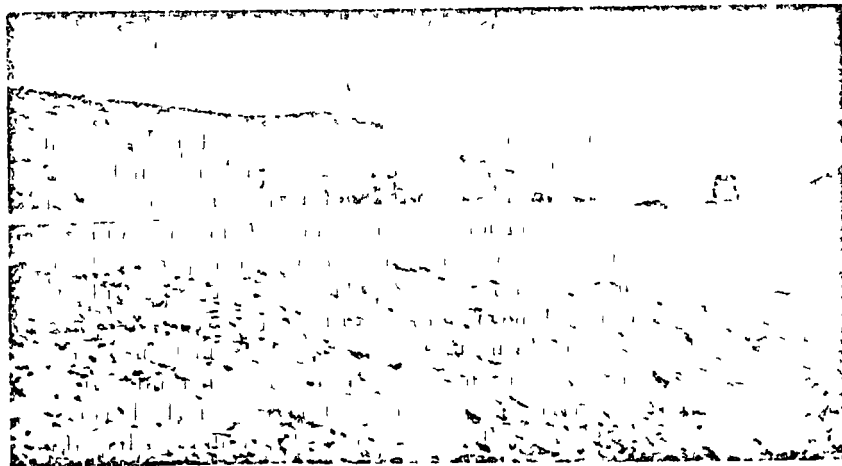


FIGURE 12 Uplift of highway pavement - Denver Boulder Turnpike - Colorado

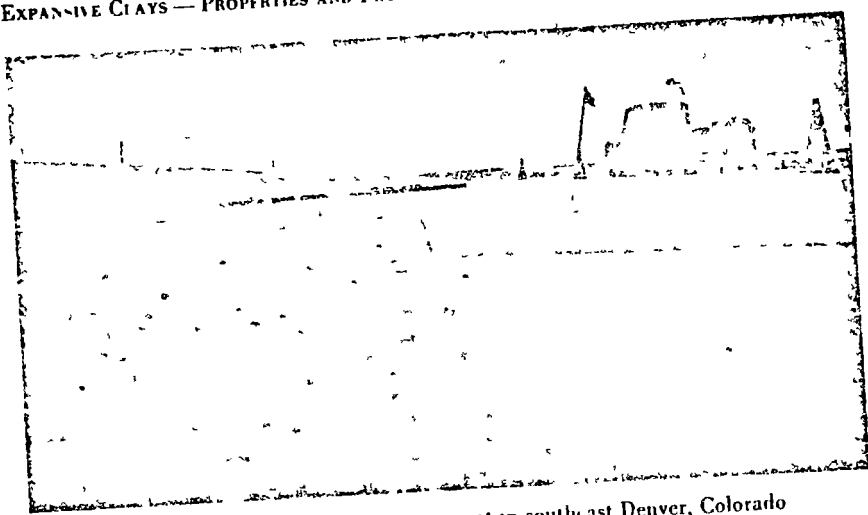


FIGURE 13 Uplift of highway pavement in southeast Denver, Colorado

Many buildings on lightly loaded slabs or footings such as residential houses, motels, garages, and warehouses have suffered when founded on expansive clays. Vertical movements are usually caused by seasonal moisture changes and by the addition or loss of moisture to the clay during use of the building. There are many examples in the Denver area of extreme wall cracking and heaving of basement and garage slabs of houses founded on expansive clays. Houses are normally constructed on relatively dry or moderately moist soils. After occupancy, lawn and shrub watering and roof runoff during storms supply water to the soil near the exterior footings, inducing uplift. Soils under the house may be caused to dry from heating, inducing soil shrinkage and settlement of interior footings. To guard against such structural failures in houses and other lightly loaded buildings, caissons are often used instead of spread footings to concentrate loads and to secure bearing at depths not subjected to harmful moisture changes. Satisfactory remedial work after these buildings have cracked is difficult, costly, and often uncertain. For this reason, it is important that the soil be properly analyzed before construction so that the building can be adequately designed.

In the Colorado Springs area, a motel suffered severe cracking and uplifting from the wetting and related expansion of clay soil derived from Laramie shale (Soils 38 and 39). As shown in Figures 14 and 15A, the concrete walks in front of the building were uplifted and tilted toward the building, allowing rain water to run into the building at times. The roof supports were iron posts, set on the walk. When the walk uplifted, the posts raised the roof causing considerable cracking. Exterior and interior walls were also cracked, as soil moisture penetrated under the foundation. The principal cause of the soil wetting was from irrigation of the lawn and shrub strip adjacent to the walk and from roof runoff during storms.

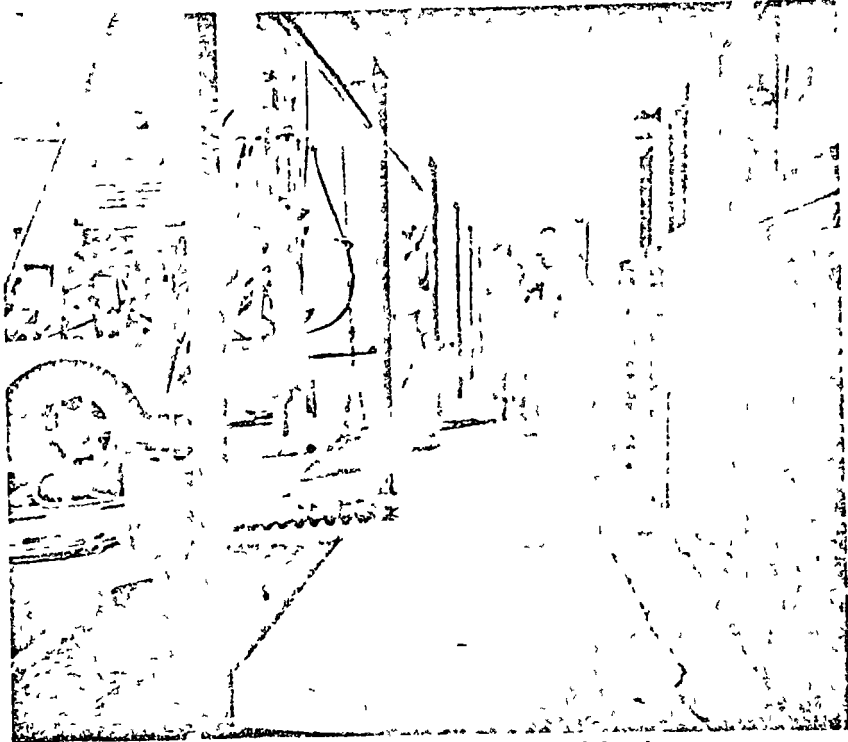
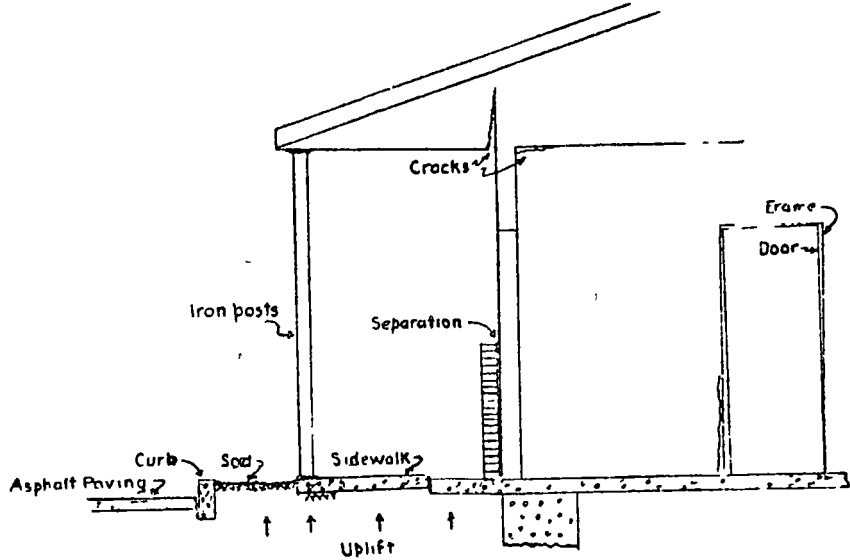


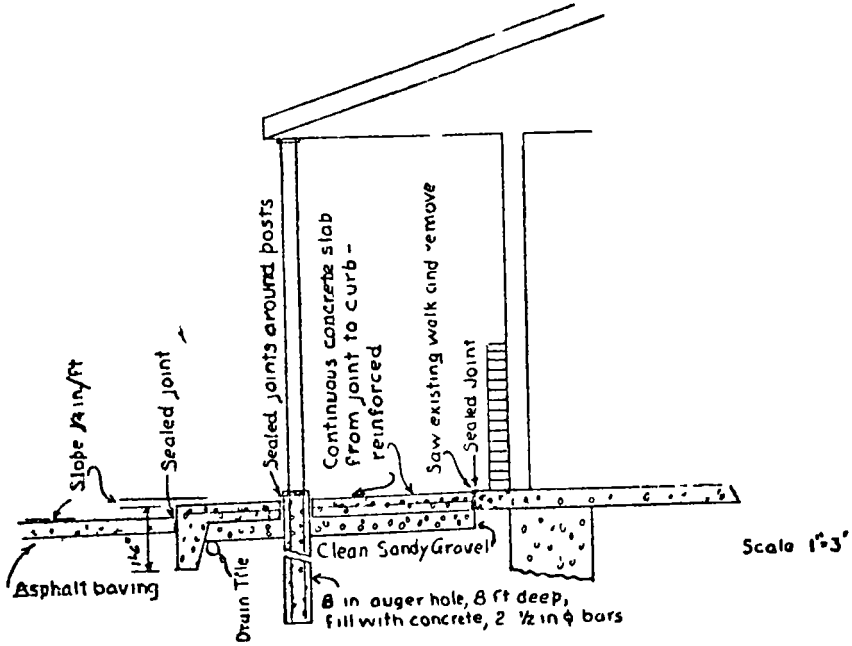
FIG. 14 Uplift of motel structure — Colorado



A - TYPICAL CONDITIONS

FIG. 15A Uplift of motel structure and remedial construction — Colorado





B - RECOMMENDED REMEDIAL MEASURES

FIGURE 15B Remedial construction of motel structure — Colorado

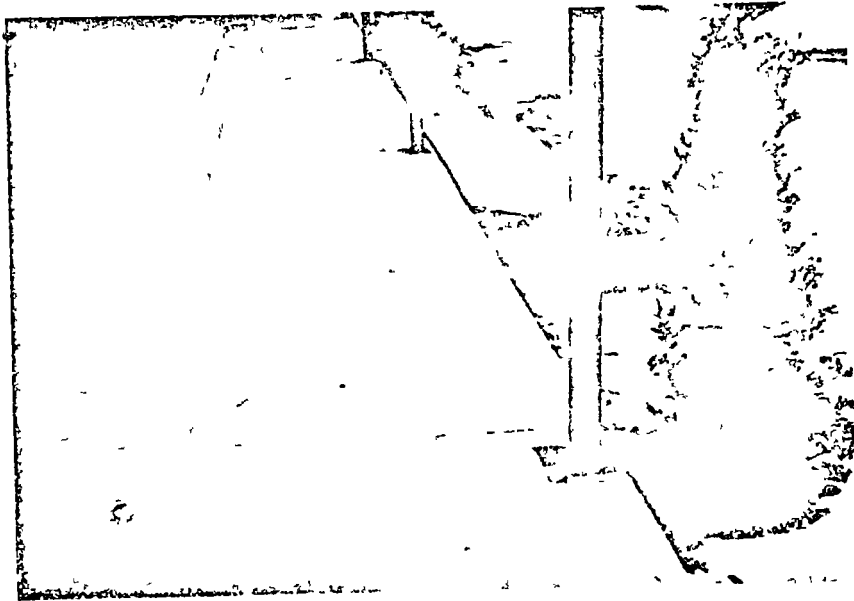


FIGURE 16 Correction of motel uplift — Colorado

The remedial measures taken to correct this situation, as shown in Figure 15B included removal of the cracked and tilted walks, regrading of the subgrade soil away from the building, providing drainage, replacing the walks, and using a competent joint filler in the walk joints. The roof support posts were placed on small concrete piles, embedded 3 feet into the soil and entirely separated from the walks. Removal of the planting strip was also recommended. Figure 16 is a photograph of the building a few years after the repair work was completed. No major distress is now in evidence. Some minor additional uplift of the walk has occurred, this has raised slightly above the post bases as shown in the photograph, but the bases have not moved.

Severe movements of an auto servicing garage floor slab occurred in Boulder City Nevada (Soil 61). This was caused by water entering expansive clays through cracks in the slab of the car washing area. Some cracking of adjacent exterior walls also occurred as moisture penetrated below the spread footings. The only remedial work that could be done, without major rebuilding, was to seal all of the floor cracks and to provide better drainage to the floor sump. This improved but did not entirely correct the situation.

## STABILITY

When moisture changes occur in expansive soils, the shear strength can be affected greatly. The shear strengths of all clay soils are influenced a considerable amount by moisture changes, but expansive clays often are subject to extreme changes in shear strength. In addition to the strength factors related to the minerals involved, the interrelation of moisture, density, and load plays an important part in the strength of expansive clays.

To properly determine the strength that can be relied upon during the operation of a structure, care must be taken in securing samples and in performing tests for design data. The same type of care must be exercised as that previously discussed regarding tests for quantitative vertical movements. If the structure is constructed in or on natural soils, good undisturbed samples and test specimens must be obtained without changing the natural moisture, density, and soil structure. When remolded soils are to be used, anticipated field moisture and density conditions must be duplicated for the laboratory test specimens.

Triaxial shear tests can be used to determine the shear strength. However, the sequence of loading and wetting (or drying) affects the volume changes and shear strengths determined. Therefore, it is important to duplicate prototype conditions closely. Figures 17 and 18 are typical shear test data plots. These tests were made on remolded and undisturbed clays, respectively, from the Gulf Basins Project (Soils 70 and 71). A most important fact to be noted from these tests is the loss of cohesion when the soils were wetted and dried and rewetted from the initial conditions. These

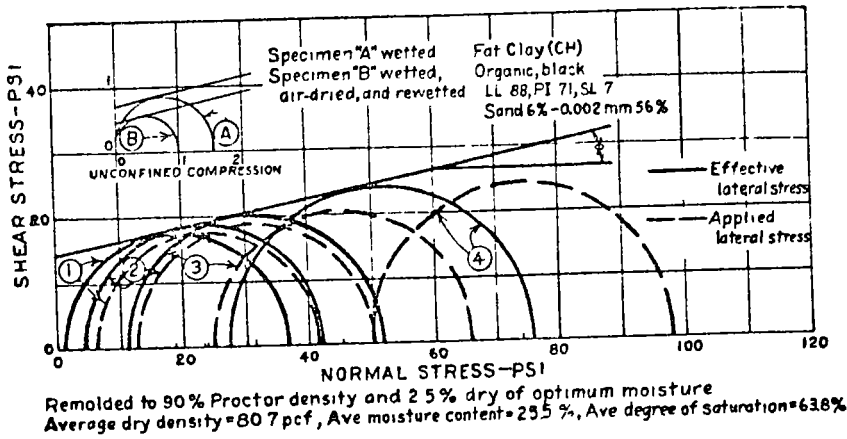


FIGURE 17 Shear test data — remolded soils (Gulf Basins Project, Texas)

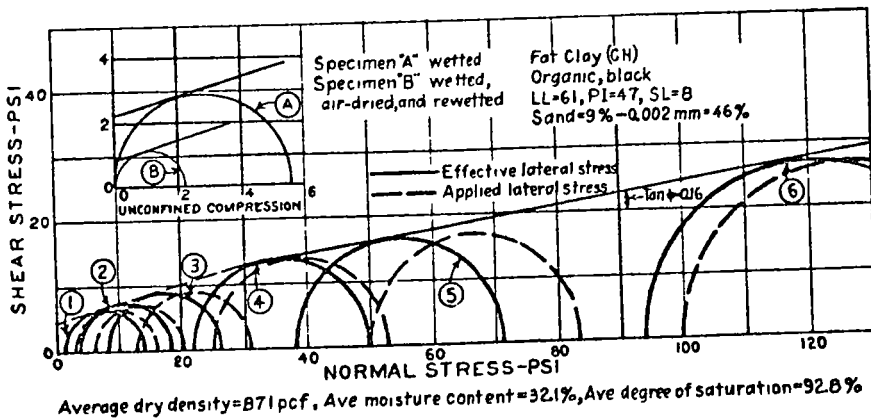


FIGURE 18 Shear test data — undisturbed soils (Gulf Basins Project, Texas)

changes are caused by expansion and related increased moisture content. Undisturbed Soil No. 71 had a cohesion of 4.5 psi at natural conditions. Upon wetting, the density decreased and the cohesion was reduced to 2.2 psi. When the soil was air dried and rewetted, further density decrease occurred, and cohesion was reduced to 0.9 psi. Soil No. 70 (remolded to 95 percent of Proctor maximum density at optimum moisture content, less 2.5 percent) showed similar strength loss. Under the same sequence of testing, the cohesion varied from 1.4 psi to 0.7 psi to 0.4 psi, respectively.

Figure 19 is a photograph of a series of slides in an earth section on the Friant Kern Canal. The soil is Porterville clay of the Ca-beidellite type, similar to Soils 22 to 26. This section is 23 feet deep and on a 1½ horizontal to 1 vertical slope. Slopes rebuilt on 2:1 were also unstable.

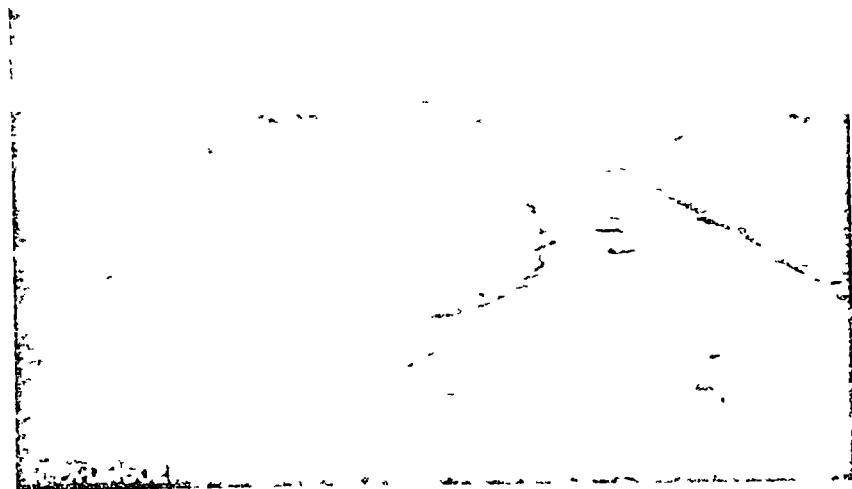
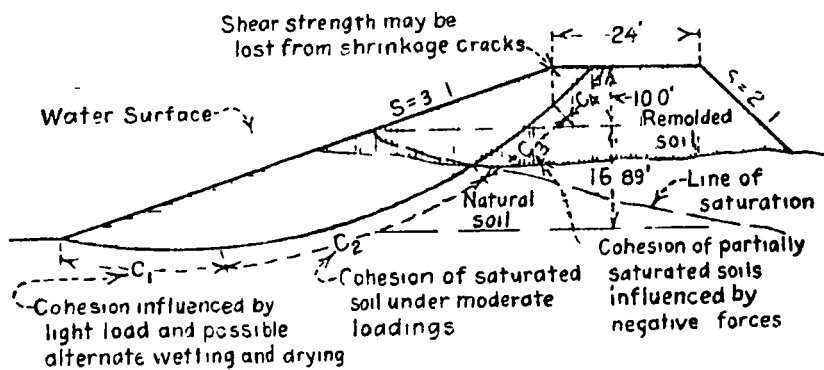


FIGURE 19 Slide in earth section -- Friant Kern Canal - California

Figure 20 is a typical slope condition for a canal section in expansive clay. As shown on the figure, the cohesion at the base of the sliding arc ( $C_1$ ) will be influenced by saturation, low loadings, and possible drying and resaturation. High volume changes and resulting low cohesion can, therefore, be anticipated. The soil above this segment and below the saturation line will be saturated, will be moderately loaded, and will be less likely to be subject to severe cycles of wetting and drying. Therefore, the cohesion of this segment ( $C_2$ ) may be greater than  $C_1$ . Above the line of saturation, free water conditions do not exist, and the cohesion of the soil



### DESIGN OF SLOPES

FIGURE 20 Slope conditions in expansive clays

( $C_3$ ) is influenced by capillary and other tension forces, and may be quite high. As shrinkage cracks often open to depths of several feet when expansive-type clays become very dry, the cohesive ( $C_4$ ) and frictional strength at the uppermost part of the arc cannot be relied upon. The above factors must be considered in any stability study.

Figure 21 is a photograph of a slide of a  $1\frac{1}{2}$  : 1 slope of a concrete-lined section of the Friant-Kern Canal. Deep, longitudinal shrinkage cracks occurred extensively along the banks and the clays at the base of the slopes became soft. The extent of shrinkage cracking can be seen readily at the upper part of the slide in the figure. Slides of this type have been occurring from 2 to 10 years after the canal was put into operation. This example further points up the length of time often involved for expansion and saturation of these clays.

Protective measures which can be taken to guard against shear failures in expansive-type clays are as follows:

- (1) The soil can be removed to adequate depth and breadth, and be replaced with nonexpansive soils.
- (2) Means for keeping moisture from entering or leaving the clay can be adopted. Shear failures have not occurred on the slopes of the Friant-Kern or Gateway Canals, where asphaltic membranes were placed between the concrete lining and the subgrade clays.
- (3) Designs can be adopted which will fit the soil conditions. For the moderate to highly expansive clays studied, slopes varying from  $2\frac{1}{2}$  : 1 to  $3\frac{1}{2}$  : 1 will usually provide adequate stability for banks about 25 feet high, even under relatively rapid drawdown conditions.
- (4) The clay soil can be stabilized by the addition of cement,

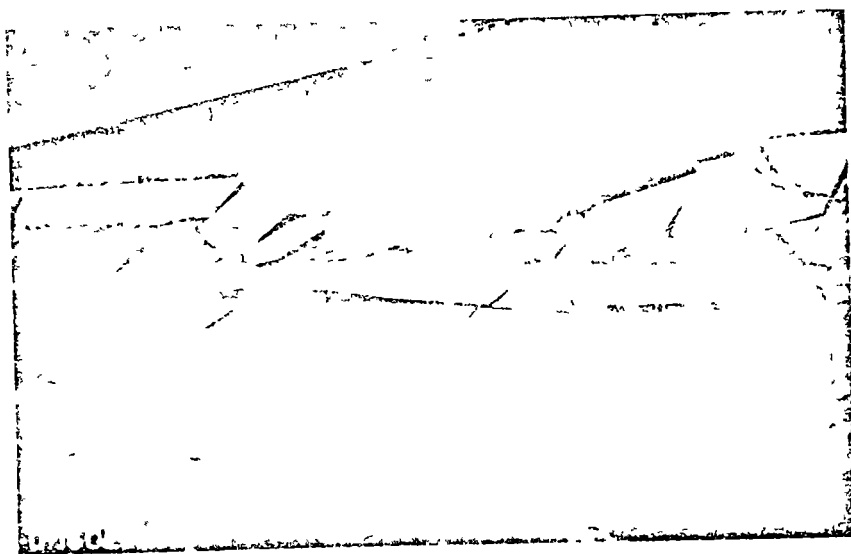


FIGURE 21 Slide in concrete lined section — Friant Kern Canal — California

lime, or other additives. The most practical way to secure such stabilization today is to remove the expansive clay and replace with compacted clay treated with the additive. Sufficient depth and breadth of treated soil, as necessary, to achieve the desired stability would be required, just as in the method involving refilling with nonexpansive soils.

An attempt was made to stabilize a section of Friant-Kern Canal bank by electrochemical methods. This detailed experiment is only briefly discussed herein. Figure 22 shows the layout for the trial section, 840 feet long. Perforated aluminum pipe anodes were placed 6 feet deep in the toe of the slope at 30 foot intervals. Iron well point cathodes, 25 feet long, were also placed at 30 foot intervals and near the top of the slope just above the water surface. A chemical distribution system was provided to supply chemical solutions to the anodes and the cathode well points were provided with means for removing drainage water. The d.c. electric power source consisted of two rectifiers, each capable of supplying 7.5 kw.

The Ca bentonite soil at this site is a moderately expansive clay with characteristics similar to Soils 22 to 26. The exchangeable cations are largely calcium and magnesium with about 10 percent of sodium and practically no potassium. Detailed electrochemical tests first were made on small specimens in the laboratory to study the chemicals and amount of electricity best suited to the field experiment. From these tests, it was decided to introduce a 1:1 mixture of 7 percent KCl solution and 3 percent

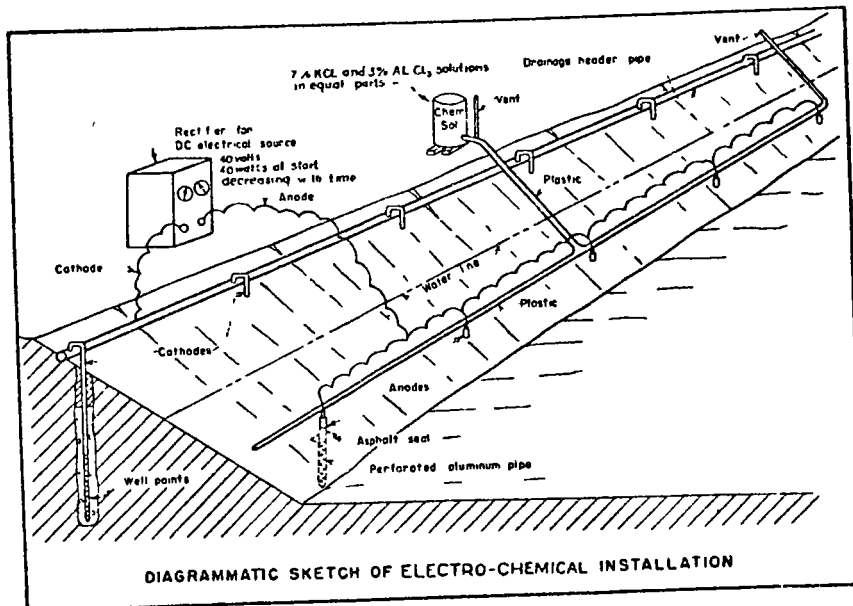


FIGURE 22 Electro-chemical stabilization experiment — Friant Kern Canal — California

$\text{AlCl}_3$  solution at the anodes. The purpose of the chemicals was to add potassium which has greater fixing power in the expanding lattice and to add aluminum which has stabilizing characteristics. In one of the four units into which the section was divided,  $\text{CaCl}_2$  was introduced first for 1 month in an attempt to open the soil. For the entire section, the applied voltage was kept at about 40 and the amperage varied from about 40 at the start of the test to near zero at the end of the test about 5½ months later. After the experiment was completed, vane shear tests were made at the site and undisturbed samples were secured for soil and chemical tests in the laboratory. The results of these tests, although quite irregular, showed that favorable stabilization took place only within about 4 feet from the anodes. This was manifested principally in a decrease of exchangeable Na cations and increased K cations, and probable stabilizing effects of aluminum. While this, undoubtedly, added some strength to the slope, it was not considered adequate to definitely stabilize the slope and would not prevent heaving of lining in concrete lined sections. Based on the vane test values, the total shear strength of the softer clays increased from about 2 to 5 psi, and the firmer clays from 5 to 15 psi. These are average values for the soil within 4 feet of the anodes. The base exchange and Atterberg characteristics are briefly summarized as follows:

	Exchangeable Cations					Liquid Limit	Plasticity Index
	Na		K		Ca + Mg		
	me/100 g	%	me/100 g	%	me/100 g		
Treated Section 4' from anode	1.84	4.9	2.5	8.7	31.4	46	26
10' to 20' from anode	2.78	8.1	0.7	2.0	33.1	—	—
Untreated Section	2.26	5.6	0.7	1.8	37.8	55	33

While the above discussion of stability has been principally related to the design of hydraulic structures, the same type of thinking must be used in the design of nonhydraulic structures when stability is a problem under operating conditions which are liable to produce detrimental moisture changes. The raveling of embankment or cut slopes fall into this category. Numerous cycles of wetting from rain and runoff and drying produce a very loose soil condition and subsequent wetting or runoff may produce an unstable condition. The proper slopes and the establishment of good sod often helps to alleviate this condition.

## COMPARISON OF PROPERTIES OF VARIOUS EXPANSIVE CLAYS

There are both similarities and dissimilarities in the properties of expansive clays found throughout the West. The greatest difference appears to exist between soils containing Na montmorillonite and soils containing Ca beidellite as might be expected. The Ca beidellite Porterville clays from central California show very similar differential thermal characteristics to the Ca beidellite illite Beaumont clays from Texas. The physical properties, including volume change and shear characteristics are quite similar.

An attempt was made to correlate the general physical characteristics of expansive clays with their volume change properties for many Western clays with the data available. It was thought that, if expansive clays were grouped into the low, medium high, and very high categories, as discussed previously, some relationship between expansion and the initial moisture-density conditions might be developed for specific load conditions. This was not entirely successful.

The Porterville clay from the Delta Mendota Canal (Soil 17) used in the moisture density plot, Figure 2, was classed as medium to high on the basis of colloid content, plasticity index, and shrinkage limit properties. Samples of the same soil taken at other nearby locations (Soils 18 and 19) have index properties which would place them in the medium expansive group. The quantitative dry to saturated volume change tests made on these latter soils showed the clays to have actual total volume changes of 11.0 to 11.8 percent. This would also place them in the medium category. Several other soils were selected from widely separated locations, each having colloid contents, plasticity indexes, and shrinkage limits, which would place them in the same group of total expansiveness. The laboratory volume change data obtained from undisturbed and remolded samples of these soils were then added to Figure 2. The specific gravities of the clays selected for this comparison were very close to that of the Delta Mendota clay. It can be seen that the expansions are considerably different than those obtained from the Delta Mendota soils for some of the soils and quite similar for other soils. Similar comparisons were made for clays in the other three groups of expansiveness with only partial correlation being apparent. Other types of data analyses are to be attempted.

The apparent lack of good correlation on this basis is not surprising when one considers all of the variable factors which affect expansion. It has already been shown that there is considerable difference in the volume change characteristics of the same clay in natural and remolded conditions. Similarly, reworking from weathering can also affect the characteristics. It has further been shown that different expansive clays have entirely different load-volume change characteristics. This is probably related to the complex clay structure and past geologic histories. The type and amount



of clay mineral present in a soil also plays a very significant part in the behavior characteristics of any particular expansive clay soil.

Although it is not possible to predict accurately the behavior of these soils found throughout the West on a plot such as Figure 2 when moisture density, load, and index properties are known the index properties listed on Table 2 are quite useful for determining the broad degree of possible expansion when judgment is used. It has been found that these general criteria can be used for expansive clays located throughout the West. As shown in Figure 4, the majority of the soils studied fall within the criteria limits regardless of location and natural conditions. When accurate data are required for design purposes, it is necessary to make quantitative laboratory tests. However, considerable time and expense can be saved by eliminating from such tests the soils found to be in a low category of expansion by the index test criteria, giving proper consideration to moisture, density, and load conditions.

### ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to express his appreciation to Mr. H. J. Gibbs for his assistance in reviewing this paper and in discussions related to data analyses, and to Mr. John Merriman for his assistance in the preparation of exhibits and plotting of data.

### REFERENCES

- Holtz, W. G., and Gibbs, H. J., 1956, Engineering properties of expansive clays. ASCE Trans., Paper 2814, v. 121, p. 641.  
Wagner, A. A., 1957, The unified classification system. Proc. 4th Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. I, p. 125, Bur. Reclamation Earth Manual, May, 1958, Paper 1a/30.

### DISCUSSION

JEWELL R. BENSON\*

The effective control of high volume change soils is essential and critical to many phases of engineering in today's construction. The control is of great importance to foundations and walls of various buildings, to street and highway pavements and especially, to modern airfield pavements for jet aircraft. The most stringent of specification requirements for alignment, grade and surface smoothness are frequently brought to naught through the ignoring of the effects of expansive and shrinking soils, or the inability to control such soils by conventional means. The rapid obsolescence or high maintenance cost of buildings suffering from the effects of volume change, with resultant pressures and movements is well known, and has been emphasized by several of the speakers at this conference.

The angles of attack on this soil problem are manifold, as has been

\*Consulting Bituminous Engineer, Denver, Colorado.

---

---

Journal of the  
SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION  
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

---

---

REVIEW OF COLLAPSING SOILS

By John H. Dudley,<sup>1</sup> F. ASCE

---

INTRODUCTION

In recent years there has arisen an increasing awareness of the existence of soils that decrease in bulk volume when water is applied to them. Although this situation was recognized by Terzhagi, there has been little mention of it until after World War II. The application of water to a soil of one of the types described herein is necessary to produce the surface subsidence that is typical of the phenomenon. The following terms have been applied to this situation: collapse, collapsing soil, near surface subsidence, subsidence, hydrocompaction, and hydroconsolidation.

A number of papers can be found dealing with the adverse effect of the phenomenon at particular places, the identification of the specific soil involved, and the counter measures that were taken or should have been taken. Herein the writer attempts to bring the diverse soil types into one picture and to give an overall explanation of the situation.

Some detailed information will be presented on soils occurring in southern Africa and in the United States. This selection permits the coverage of various types of soils with considerable description of their characteristics and reaction to water. It is not believed that extending the detailed presentation to the soils in other parts of the world, for example, Russia, would add much to the listing of varieties.

Analysis of the causes of the phenomenon will show that changes in the water content are the principal triggering events. The methods that have been used to identify possible soils of this type are presented along with a summary

---

Note—Discussion open until October 1, 1970. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the Executive Secretary, ASCE. This paper is part of the copyrighted Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM3, May, 1970. Manuscript was submitted for review for possible publication on February 14, 1969.

<sup>1</sup>Assoc. Prof., Civil Engrg., California State College, Long Beach, Calif.

of the magnitudes of collapse. Finally some of the procedures used to prevent damaging results are outlined.

### THE PROBLEM

The neglect in studying these soils is natural, as usually they have been present in regions of considerable desiccation. In the past structures erected in these areas tended to be inexpensive and of small size. Thus the economic incentive to investigate these soils was not as demanding as was the incentive with soils in other areas. However the recent development of the means of economically moving large volumes of water into these territories has changed the economics of the situation and at the same time has provided the means of producing the collapse. Many years ago water was moved into these areas with great effort. For instance when water was carried in goat skin bags, very little water was poured out on the ground around buildings and very little was used for irrigation. Now the availability of water in large quantities makes irrigation possible in regions where farming had not been attempted before, opens up arid areas to industrial and urban development and provides opportunities for spillages of water in large quantities.

Some soils at their natural water content will support a heavy load with only a small amount of consolidation but when water is provided they undergo a considerable reduction in volume consolidating considerably. This produces a lowering of the ground surface. The writer uses the term "collapse" for this. However one writer restricts the use of this term to mean the additional consolidation that occurs in a few minutes and uses "compaction" to cover the additional consolidation that occurs over an extended period. This collapse and compaction are not the classical consolidation since no water is being forced out and in fact the soil may be absorbing additional water during the period and progressively losing strength. Other writers use the term collapse to cover all additional reduction in volume in a period that would adversely affect the structure or the use of the ground under discussion.

The amount of collapse is a function of variations in the materials (kinds of materials and relative proportions of each component including water), initial void ratio, stress history of the materials, thickness of the soil layer involved, and the amount of the added load. The settlement can be large as demonstrated by irrigation canal settlements of 15 ft (7) in the west central part of the San Joaquin Valley in California and the settlement of a test plot at the southern end of the valley of the same magnitude. On a laboratory scale the possible magnitude is indicated in Fig. 1. In this test a 1-in. thick sample was loaded to 8 kg per sq cm, allowed to rebound under a load of 0.53 kg per sq cm and reloaded to slightly over 2 kg while at a low level of moisture. Water then applied to the top and bottom of the sample produced a rapid reduction in volume. Then the reloading was continued under a soaked condition.

The settlement may also be quite small in some cases. However with structures that can not accept much settlement a 1-in. collapse can be destructive. Thus the soils engineer's investigation needs to be designed to fit the situation. If the structure can accept a foot of settlement and the foundation soil could settle between 1 in. and 3 in., no expensive investigations or corrective measures are required. On the other hand, if 1/2 in. of differential

settlement is the limit acceptable, much greater precision is needed in the investigation and extensive preventive measures may be needed against only small amounts of expected settlement.

The soil materials involved vary tremendously although the majority of the components seem to be bulky shaped grains. The bulky shaped grains in many cases are of silt size. In other cases they are larger, up to the size of boulders in some cases. Frequently there is also some clay content.

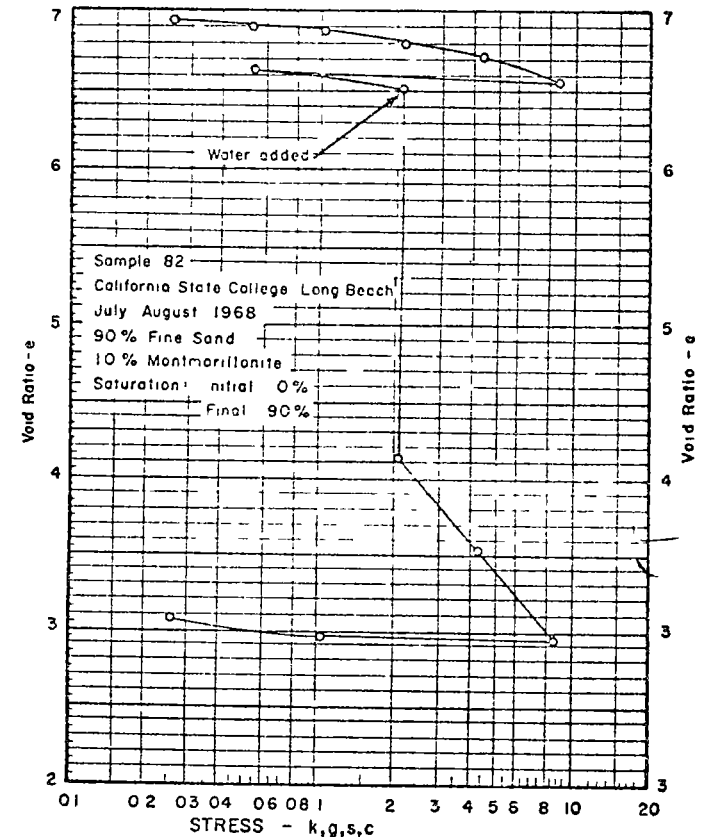


FIG 1 - COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

The type of deposit also varies tremendously. Various researchers have identified as the culprit, soil deposits that were loessial, aeolian, subaerial, colluvial, mud flow, alluvial, residual, and man-made fills. As the sources of these soils are diverse, determination of the source does not help in determining the probability of the presence of an adverse soil unless correlations are being made in a restricted area.

There are two prime requirements for collapse to be possible. These are a loose soil structure (meaning a large void ratio) and a moisture content less than saturation. The definition of the term loose and the required amount of

moisture deficiency below saturation have been subject to a variety of interpretations. Various researchers have given different values of dry density as a measure of loose soil. Within the context of a restricted variety of materials this is a valuable criterion. But as the soil types vary, the range of dry unit weights where collapse has been experienced varies from 65 lb to 105 lb per cu ft (1.1 g per cu cm to 1.7 g per cu cm). Where cobbles and larger particles are present, the unit weights run even higher. The critical moisture content also varies to a great extent.

Collapsing soils have usually been associated with regions of moisture deficiency. Jennings (20) states that for the soils of South Africa the collapse is a consequence of desiccation. His definition of desiccation in a subsoil includes the idea of the presence of some source of moisture so that if the soil is covered with an impermeable membrane, its water content will increase. (Apparently he includes the idea that the desiccation is a product of excessive evaporation.) Although desiccation is usually a product of an arid climate,

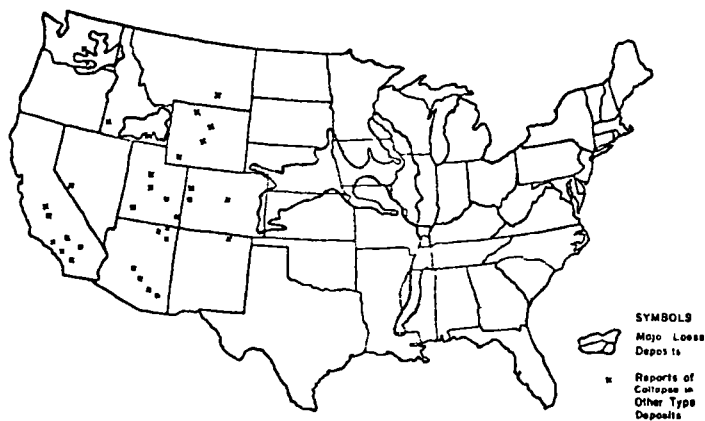


FIG 2 — COLLAPSING SOILS IN THE UNITED STATES

such a climate is not essential (20). For example, although Mississippi is not an arid state, the loess of that area is subject to collapse on soaking (25).

Just how dry the soil must be for maximum collapse to occur is variable. A number of reports state that the amount of subsidence increases continually as the initial degree of saturation decreases below 100% (13). Others have found that there is an optimum degree of saturation for maximum collapse (30). All agree that moisture deficiency is a requirement.

Collapsing soils are found in many parts of the world. Fig 2 shows the major loessial areas of the United States and the places in the United States for which reports of collapse of other types of soil have been found. Some of these latter places have been well defined as to the size of the area involved. For example there is one such area of about 6 miles by 18 miles in the west central part of the San Joaquin Valley (28). A consideration of geology and weather conditions would indicate that these soils exist in many other parts of the world. This is confirmed by reports of many such soils in South Africa, several other places in Africa, Australia, India, and in a variety of countries

where loess is found. In Russia there have been many studies on the characteristics of loess and how to handle it.

## LOCATIONS AND PROPERTIES

The following paragraphs review the locations and description of properties of some of these soils in Africa and the United States. This will show the variety of soils that have this collapsing characteristic and the magnitude of the collapse.

### Africa.

*Aeolian* — Aeolian sands occur in extensive areas in the Transvaal, Rhodesia, Bechuanaland, and South West Africa (22). Although these deposits do not derive from the same source, there is considerable similarity between them in their composition and structure. Originally these sands were composed of quartz and feldspar with small amounts of heavier minerals. Subsequently in situ changes occurred from local weathering and deposition of the finer particles. Some of the coarse grains appeared to have fractured with little or no subsequent movement. The material was free draining, therefore the fine particles from the decomposition remained near the source. Because the material was acid, kaolinite was the principal product. This was verified by Knight (22) through optical observation, X-ray diffraction, and differential thermal analysis. A small amount of ferric and ferrous oxide also remained in place. Brownian movement distributed these fine particles through the fluid that was present. As drying occurred the fluid concentrated in the smaller spaces close to the contact between the sand grains. Thus clay clumps formed in the wedges between the sand grains. Electron microscope studies showed that these clusters at the junctions were of a random flocculated nature. The clusters acted as bridges, or buttresses to help support the sand grains in position. Under the natural overburden the structure was in equilibrium for the various degrees of saturation that occurred in the deposit. However the addition of more load along with the addition of moisture produced a collapse.

For one area in the Transvaal (24) the soil characteristics for a red silty sand were as follows: Size 80% < 0.2 mm, 37% < 0.06 mm, and, 20% < 0.002 mm, with particles to 1/4 in. Liquid Limit = 25, plasticity index = 11. Dry density about 80 lb per cu ft at a depth of 1 ft increasing to 85 lb at 5 ft. AASHO optimum density = 113 lb per cu ft, while the Modified AASHO density = 129 lb.

When subjected to repeated wheel loadings of 20,000 lb and saturated, the soil at 1 ft depth compacted to 105 lb per cu ft with the density decreasing to 85 lb at a depth of 5 ft (all dry densities). The observed settlement was 6 in. while the material tested in the laboratory indicated a settlement of 7 in. The reduction in density should have produced a settlement of 4-1/2 in. When compacted on the dry side of the AASHO Modified optimum moisture, the collapse was greater than when the soil was compacted on the wet side.

This soil had characteristics very similar to those of the nine soils investigated by Knight (22). These 10 aeolian sands had considerable clay content and dry unit weights varying from 68 lb per cu ft to 103 lb per cu ft.

An airfield at Luanda, Angola (31) was built on a layer of muceque, a ferruginous collapsing soil containing some kaolinite. The 61 samples tested gave the following characteristics: Size 100% < No. 10 sieve, 75% < No. 40 sieve

(0.42 mm), range 52-97%, 28% < No. 200 sieve (0.074 mm), range 14-44%, 12% < 0.005 mm, range 0-29%, and 10% < 0.002 mm, range 0-28%.

For the plastic samples the averages were Liquid limit = 21 (maximum of 24), plastic limit = 12 (maximum of 16), and plasticity index = 9 (maximum of 15) Specific gravity = 2.60 (range 2.58 - 2.64). Dry density average = 102 lb per cu ft (Range 95-114) AASHTO optimum density average 124 lb per cu ft (Range 115-131).

Consolidation tests in the laboratory indicated that the installations should have settled 7 cm when the ground was flooded but the actual settlement amounted to 10 cm.

*Residual* —Residual decomposed granites near Cape Town, north of Johannesburg, in Swaziland, in Northern Rhodesia and in Northern Transvaal have been found to collapse (6). The collapsible grain structure developed as a result of the leaching of soluble and colloidal matter from the residual soil. The parent rock varied to some extent but the main constituents were always quartz, feldspar and mica. The prerequisite conditions include advanced decomposition, relatively high annual rainfall and good internal drainage. All these cases occur in areas of a surplus rainfall and are confined to slopes where the soils can be readily drained. The leaching out of the soluble and fine material results in a high void ratio and an unstable structure of quartz, feldspar and mica. The structure is very similar to that found in the eolian sands described above. The total collapse amounts to about 7% to 10% increase in density.

#### United States.

*San Joaquin Valley of California* —There are several areas of near surface subsidence in the western and southern parts of the San Joaquin Valley in California. The existence there of the collapsing effect was known in the nineteenth century but there is little information available on the details of that time. In the two decades after World War II, subsidence in some areas of 2 ft to 3 ft was common and some cases have been reported of subsidences up to 15 ft. One small irrigation ditch originally 3 ft deep has had a section subside 15 ft and is still subsiding (Ref. 7, p. 46). Although this one was maintained in operation at considerable expense, there are other concrete-lined ditches that had to be abandoned in less than 1 yr of operation. Pipe lines, buildings and roads have been seriously damaged by differential settlements. These recent events have been covered in numerous reports of which a selection of the most readily available are listed in the Appendix—References.

The materials tend to be in the silt and clay sizes with, in some cases, larger size fragments being present. Usually these larger size fragments were pieces of shale. Bull (7) gives a thorough analysis of the materials in western Fresno County in this area which may be considered to be typical.

The materials have been deposited by flash floods or mud flows derived from small watersheds that are subject to cloud bursts at infrequent intervals. The deposits dry out before the arrival of another flow and never again become saturated. The eroding hills consist of poorly consolidated materials that contain considerable clay. Although there are some eolian deposits, they have not been important in the sections that have been thoroughly evaluated.

As the clay content appears to be critical, maximum subsidence occurs where the clay amounts to about 12% of the solids. Below 5% there is little subsidence and above 30% the clays swell. In between there are many cases where

the soil would swell under a small load and collapse under a large load. In the collapsing soils the montmorillonite content was around seven tenths to eight tenths of the clay, with small amounts of illite, chlorite and kaolinite and with mixed layer montmorillonite/illite almost nonexistent.

Other factors also affected the results. Soils with larger pore spaces settled more than those at the same void ratio but with smaller pores. The larger the void ratio the greater the settlement. The drier the soil the greater the settlement. Since the predominant adsorbed cation was calcium, the amount of consolidation was increased when a sodium chloride brine was permitted to seep into the samples. An addition to the imposed load increased the subsidence but there was major subsidence just by flooding. Although gypsum, calcium carbonate and calcium sulfate were present, they did not seem to have any measurable effect.

The California Division of Highways (18,19) has reported comparative information on some soils in the western Fresno County area. The data in Table 1 is typical.

Data collected by the California Department of Water Resources (28) from the same general area and from the southern end of the San Joaquin Valley near Maricopa shows the same range of characteristics. Their predicted and actual

TABLE 1 —DATA ON SOILS IN WESTERN FRESNO COUNTY

Hole	Liquid limit range	Plasticity index range	Unit dry weight, in pounds per cubic foot	Calculated subsidence, in feet	Observed subsidence, in feet
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
D-3	24 to 45	7 to 21	75 to 110	1.0	2.8
D-5	26 to 52	8 to 26	83 to 104	2.0	0.3
D-6	25 to 44	11 to 22	92 to 102	0.5	0.0

subsidences were almost equal for subsidences of over six feet but for predictions of one foot of subsidence the actual subsidences varied from zero to two feet.

*Nevada* —Near Hawthorne, Nevada, (41) an alluvial, well graded, gravel and sand mixture with a silt binder of low plasticity was found to collapse when water was added. The general description of the material according to size was 25% cobbles over 6 in., 18% gravel under 6 in., 38% sand, 19% silt and clay, 10% < No. 325 sieve, and 4% < 0.005 mm.

For the fraction less than the No. 40 sieve Liquid limit = 20, plasticity index = 4, specific gravity = 2.73, dry density = 126.5 lb per cu ft, dry density of 1/4 in. material = 106.6 pcf, and modified AASHTO optimum density = 139 pcf. Of the 10% passing the No. 325 sieve 1/2 of 1% was montmorillonite, 2% chlorite, 2% illite, and the remainder was mainly quartz and feldspar. There was no appreciable chemical binder.

The laboratory consolidation test at the field load gave 15% consolidation when water was added. (Field moisture was 7.4%)

*Washington* —In connection with reservoir projects on the Snake River and railroad relocations near that river in Washington the Corps of Engineers (30) has made a study of three soils, a white volcanic ash, a tan and an ashy silt

and a brown silt. The natural moisture content varied with the season from 15% to 35% for the ash, from 5% to 20% for the silt. None of the three shrink on drying and all had a permeability of about  $10^{-4}$  cm per sec. The volcanic ash contained shards coated with organic matter or iron oxide. About 20% of the sample consisted of minerals such as quartz and feldspar.

The silty ash appeared to be an aeolian mixture of silt and volcanic ash. Its properties varied between those of ash and silt depending on the proportion of each.

The silt was cemented with calcium carbonate and had numerous holes of the size 1/16 in. to 1/8 in. in diameter. The three soils had the following approximate characteristics, as shown in Table 2.

**Loess**—Is a common soil that appears in vast areas of several continents. (Fig. 2 shows most of its extent in the United States.) It is characteristically a silt with varying amounts of sand, clay, calcite grains and other materials arranged in an open cohesive fabric which frequently results in a natural dry

TABLE 2—CHARACTERISTICS OF THREE SOILS

Characteristics (1)	Ash (2)	Ashy silt (3)	Silt (4)
Size < 0.5 mm	98%	98%	98%
< 0.074 mm	90	70	91
< 0.02 mm	55	33	55
< 0.005 mm	10	4	13
< 0.0035 mm	5	2-1/2	7
Liquid limit	NP	NP	33
Plasticity index	NP	NP	8
Moisture at test	22+	14+	17+
Specific gravity	2.42+	2.60+	2.71+
Dry density, in pounds per cubic foot	50 to 60	65	74
AASHTO optimum, in pounds per cubic foot	65.5	81.3	94.6
Initial saturation, as a percentage	28	25	36
Final saturation, as a percentage	98	89	97
Collapse at field loading, as a percentage	8	19	25

density of 70 lb per cu ft to 90 lb per cu ft. Some densities go over 110 lb. It is usually not stratified but has a definite structural arrangement that gives it considerable strength in the undisturbed condition while at its natural moisture content. There are variations in the grain sizes and in the proportions of the various materials. However the same characteristics apply to deposits in various areas. Thus a description of the loess in the Central States of the United States can serve to represent the information available in many other areas.

Benak (3) found that the Wisconsin Loess had a plasticity index about equal to 1.1 (liquid limit—25). The liquid limits were sandy loess, under 28, silty loess, 28-35, and clayey loess, 35-52. Fig. 3 (13) indicates the trends of consolidation for loess at natural moisture content and when soaked. A sample consolidated at natural moisture content and then soaked tends to join precipitously its companion curve for the soaked test. The densities shown in the figure are not limiting as both higher and lower unit weights are possible

One series of tests on loess that varied from 70 pcf to 110 pcf gave AASHTO optimum densities of 102 to 112. The minerals usually present are quartz, 25 to 30%, feldspar, 10 to 25%, volcanic glass, trace to 10%, clay minerals, 10 to 20%, and small amounts of miscellaneous other minerals. Calcite and dolomite when present seem to be in crystals (or grains) and therefore not effective as cementing agents. Thus the clay is the major cementing agent (14). The clay minerals are predominantly montmorillonite with lesser amounts of illite. The exchange cation is mostly calcium. This distribution of mineral content produces specific gravities that range from 2.57 to 2.80. In nature the moisture content varies from 6% to 38% with the drier samples giving the greater amount of collapse. Usually the soil does not collapse on

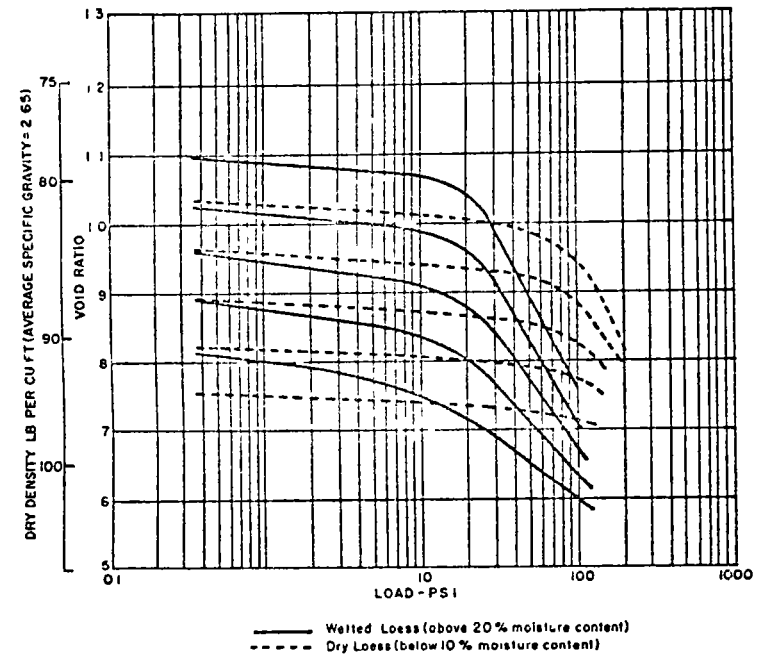


FIG 3—GENERALIZED CONSOLIDATION TRENDS

simple wetting but when flooded under and added load, settlements from a few inches up to several feet have occurred.

**Other Examples**—The reports of other cases of collapsing soils indicated in Fig. 2 give information very similar to that presented above although usually in less detail. Two cases are of special significance.

In Lancaster (Southern California) (42) investigations for the foundation of a bridge revealed a collapsing soil that the geologist involved identified as residual from sandstone. One sample which had a field moisture content of 2.9% and a dry unit weight of 113 pcf showed nearly zero consolidation when loaded at 7 tons per sq ft over its natural overburden load and while at its natural moisture content. When soaked, it collapsed 10% of the height of the sample. A parallel sample of similar density and moisture content collapsed

only 1.8% when soaked at its natural overburden pressure.

In the counties around Los Angeles there are many examples of collapsing soils. These include alluvium, colluvium, mud flows, and artificial fill. The clay content of the susceptible soils varies from zero to around 20% with the soils of higher clay content grading into the expansive soils. It has been observed that flooding the tops of these soils will not produce 100% saturation of the lower levels. This lack of saturation does not insure safety since in many cases most of the collapse has occurred by the time the soil has reached 80% saturation. Comparing various soils the degree of additional saturation that produces an amount of collapse approaches the maximum collapse of a previously desiccated soil is a function of the liquid limit or the activity. (Activity equals the plasticity index divided by the clay content.) The higher the liquid limit, or the higher the activity, the lower is the required degree of saturation.

As tested in the laboratory consolidation apparatus the relationship shown in Fig. 4 between the initial dry density, initial moisture content and the mag-

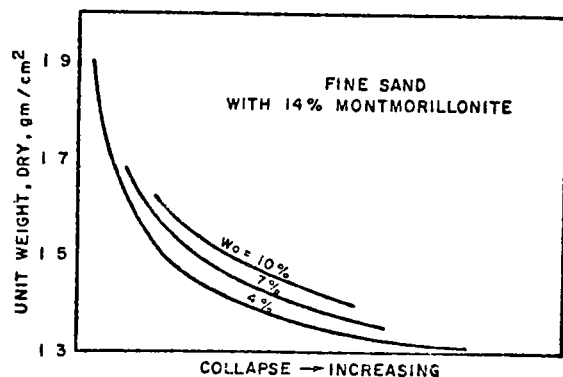


FIG 4 - RELATIONSHIP BETWEEN UNIT WEIGHT, INITIAL MOISTURE AND MAGNITUDE OF COLLAPSE

nitude of the collapse was found to exist in a fine sand containing 14% montmorillonite. The collapse varied from close to zero to over 20% in the various tests. When the initial moisture content was considerably higher than that shown on the figure, the collapse became less. This material had a liquid limit of 75 and a plasticity index of 44. In this material the major factor to be considered is the initial density.

#### CAUSES OF PHENOMENON

In order for collapse to occur the soil must have a structure that lends itself to this action. All cases so far investigated have a honeycomb structure of bulky shaped grains with the grains held in place by some material or force. The material or force must be susceptible to removal or reduction by the arrival of additional water. When the support is removed, the grains are able to slide (shear) on one another moving into the vacant spaces.

The basic shear strength equation  $\tau = c + \bar{\sigma} \tan \phi$  can be considered to

apply. Term  $\bar{\sigma}$  is the effective stress and  $\bar{c}$  includes the forces that are not affected by friction. Thus the resistance to deformation depends on the friction angle,  $\phi$ , the effective stress and the molecular forces of repulsion, attraction and cementation. Sometimes  $\bar{c}$  may be ignored but in many cases all the factors are present. From situation to situation the quantitative values to be used for each factor vary depending on the materials and the mode of formation of the soil mass.

In many cases the temporary strength is due to capillary tension or is related to it as will be explained later. As the soil dries below the shrinkage limit, the water remaining withdraws into the narrow spaces close to the junction of the soil grains as shown in Fig. 5. The air-water interface in these capillary size spaces places the water under tension. Thus the excess water pressure,  $u$ , in the usual expression for effective stress,  $\bar{\sigma} = \sigma - u$ , becomes negative and the actual effective stress becomes larger than the total stress applied by the load. This increases the apparent strength of the soil. However, the addition of water reduces the beneficial effect. If the soil

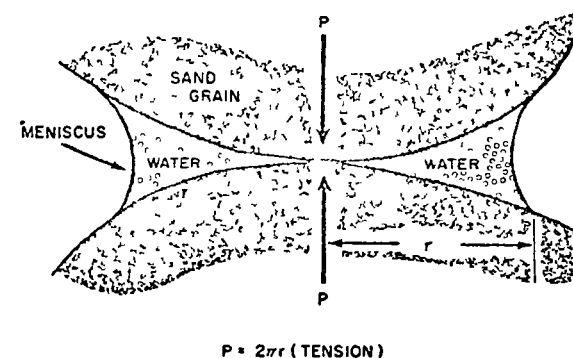


FIG 5 - CAPILLARY PRODUCED CONTACT PRESSURE

is porous, it can then have a rapid decrease in volume. In making quantitative evaluations the effect of air pressure must be included as given by Blight (5).

For uniform spherical grains in an open or cubical packing (six contact points per grain) the maximum added pressure due to the capillary effect occurs at a moisture content of about 32% (1). For the densest packing of these uniform spherical grains the maximum added pressure occurs at about 10% moisture. The effect drops off in each case as the moisture content varies from the peak pressure condition. For the loose case saturation occurs at a moisture content of 34.1%, and for the dense case it occurs at a moisture content of 13.3%. Since actual soils are mixtures of sizes and shapes and with various shapes of void spaces, these vary from the above figures but all tested (1) had peak effective stress values at moisture contents less than saturation and above 10% moisture.

Moore (30) reported that the soils with which he was working gained in strength as the degree of saturation increased until it reached from 50% to 60%, and then decreased.

It was computed (1) that for fine sands the maximum effective intergranular stress due to moisture films was of the order of  $C$  gm per sq cm.

This occurred at the moisture content at the stage of initial pore drainage (about the point of the shrinkage limit) For unsaturated silts (0.02 mm to 0.002 mm) the effective stresses may be in the range of 0.35 kg per sq cm to 3.5 kg per sq cm.

Considering the sum of the forces that can be present, those due to capillarity and gravity must become proportionally less of the total when the grains reach the size of the clays. At this size the forces of osmosis, Van der Waals, and molecular attraction must become relatively more prominent. In addition to the change in the relative importance of the various forces the usual soils consist of a mixture of soil sizes and shapes. Thus to explain the various situations possible a variety of models must be set up.

Some individuals have reported their collapsing material as consisting of sand with some silt binder. In these we may usually expect that the capillary forces as shown previously in Fig. 5 apply around the silt to silt contacts and the silt to sand contacts as shown in Fig. 6.

When the bulky grains (silt or clay) are bound by clay, the history of the soil becomes important and a variety of arrangements are possible. The clay may be either formed in place by authigenesis or transported as clay.

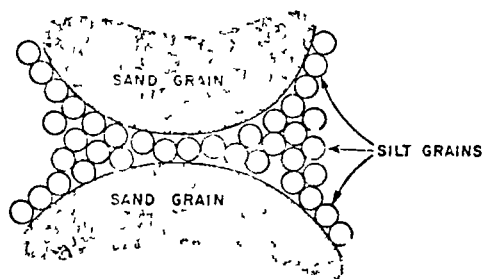


FIG 6 - SCHEMATIC ARRANGEMENT OF SAND AND SILT GRAINS

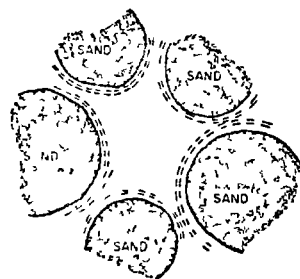


FIG 7 - SCHEMATIC ARRANGEMENT WITH AGGREGATED CLAY GRAINS

The authigenic clays can be derived by a reaction between ground or rain water and feldspar. One of the arrangements that could be produced when the clay is formed in place is shown in Fig. 7. This is drawn to indicate a close-packed parallel arrangement. (The detailed arrangement would be affected by the original crystal structure of the coarse grains.) Under desiccated conditions this could have considerable strength. The addition of water then would cause the clay grains to separate to some extent, thereby producing a loss of strength.

In areas of high rainfall much of the authigenic clay could be leached out. But when the rainfall is small, it is possible that the leaching effect is minor. If the clay particles were dispersed in the fluid in the pores, the situation shown in Fig. 8 could develop. Initially Brownian movement would keep the fine grains evenly distributed. But as the water later evaporated the remaining water would retreat into the narrow passages between the larger grains carrying the solids with it. Knight (22) under the microscope found that the clay grains finally clustered around the junctions in a random flocculated arrangement. Although a face to face arrangement is theoretically possible, it should

not occur frequently as the evaporation would concentrate the dissolved ions in the fluid tending to produce flocculation. (Later addition of water would tend to dilute the ion concentration.) The resulting buttresses support and hold together the bulky grains. Gross capillary tensions can also be present.

When water is added, the capillary tensions would be relieved and the ion concentration in the fluid would be reduced. This would increase the repulsive force existing between the particles as shown in Fig. 9 and Ref. 32. In the flocculated structure any two grains would have portions at various distances of separation. At the high ion concentration all parts would be attracted while at the low concentration a portion could be at a distance that produces a net repulsion. The change in ion concentration (36) would therefore produce a change in supportive and cohesive effect of the buttresses of clay. The proportion of the total loss in strength that this would represent would vary with the magnitude of the other elements of strength that were lost.

The situation is not as clear cut as this would indicate. Warkentin and Yong (39) found that at constant void ratios both kaolinite and montmorillonite

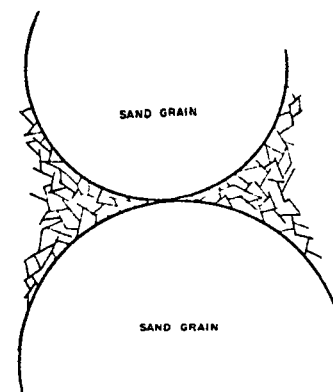


FIG 8 - SCHEMATIC ARRANGEMENT OF RING BUTTRESSES

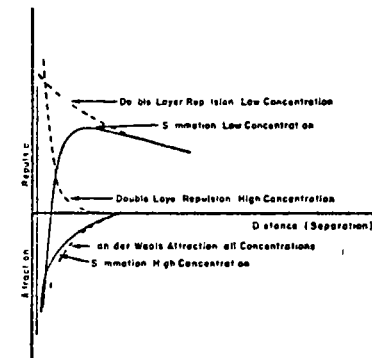


FIG 9 - REPULSIVE AND ATTRACTIVE ENERGY AT HIGH AND LOW ION CONCENTRATIONS

had higher shear strength at lesser salt concentrations. They were testing at fixed void ratios and temperatures. It may be that the void ratios and the temperatures change when the salt concentration changes in situ. It does appear that the resistance to consolidation caused by the presence of the clay buttresses is a function of salt concentration, void ratio within the clay structure, and probably temperature. The latter may apply because many clays expand as they cool in the vicinity of room temperature.

The flocculated structure of the buttresses shown in Fig. 8 is not the only possible arrangement in the clay. The clay may have been formed into aggregations which could act as grains in flocculated structures as shown in Fig. 8 and could produce their own capillary tensions similar to silt grains.

In the case of mud flows where the initial water content is not much more than required to attain a fluid condition, the ion concentration is probably high, and even the constant shearing action while in movement can not maintain a dispersed arrangement. Thus the clay particles would tend to cluster



around the bulky grains in a flocculant structure. As drying progressed, some of the clay would be caught between the bulky grains, and other portions of the clay would be drawn into the narrow wedges adjacent to the bulky grains. Fig. 10. The trapped portion of the clay at low pressures would be in a flocculated state with a resulting attractive force and structural strength [Bull (7) shows that the amount of clay for maximum collapse is about 12% of the total solids.] This situation could produce a desiccated soil structure that was quite resistant to settlement at low pressures. But while still desiccated, a large increase in load could change the clay structure to a more nearly parallel arrangement and produce a considerable settlement.

As the grain sizes decrease into the smaller clay grain sizes the capillary forces must contribute a lesser portion of the total forces present. However

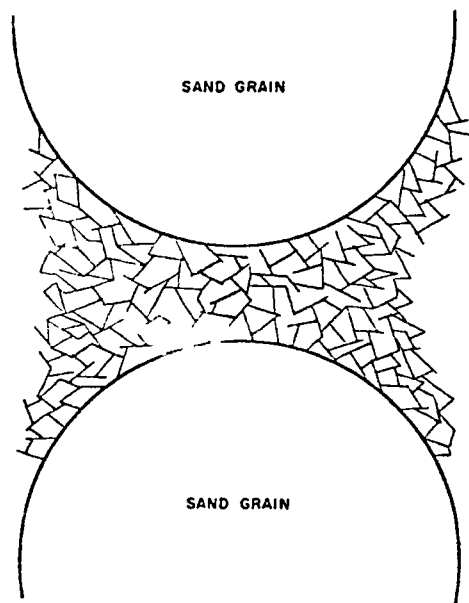


FIG 10 --MUD FLOW TYPE OF SEPARATION

capillarity should still be important. Considering Figs. 7, 8 and 10, if the surface of the remaining water is outside of the clay buttresses, the capillary force should still be effective. However if the natural water surface withdraws inside the clay structure, we get into a complex situation at the microscopic level. The clay grains vary in maximum dimension from more than 10,000 Angstroms on down to the magnitude of 100 Angstroms (16). The water molecule is of the magnitude of 2.5 Angstroms. The nonliquid adsorbed water layer for sodium montmorillonite is about 7.5 Angstroms gradually changing to fluid water at about 100 Angstroms thickness. For calcium montmorillonite these dimensions for adsorbed water are 10 Angstroms changing to fully fluid water by 15 Angstroms (16). The thicknesses for kaolinite and illite are of the same magnitude. While the characteristics of this bound water are somewhat different from that of free water, the surface tension effect should still

present. This would be specially true if there was more water present than the amount that could be adsorbed. Thus we can expect that the capillary force may still be important when the water content is very small. The magnitude will depend on the actual sizes of the mineral grains, their orientation, the nature of the adsorbed ions, the nature and concentration of the dissolved ions and the amount of moisture.

The retreat of the water surface to within the flocculated clay structure would produce another problem. Unless the grains were oriented at right angles there would be uneven capillary forces on the opposite sides of the grains which would tend to reorient the grains. This reorientation could change the volume of the soil mass and also change its strength.

A third strength factor can be the presence of a cementing agent, such as iron oxide, or a welding at the grain contacts. These could restrain the bulky grains from rotating so that a more dense arrangement could be secured. The rate at which a cementing action loses its effectiveness would depend on the nature of the contaminants in the incoming water and the natural rate of solution of the material involved. One would expect that this strength would disappear after that due to capillary tension and clay buttresses, and this loss in strength may be largely a product of the motion resulting from the loss of the latter two sources of strength. An increase in load could add to this effect as an increase in pressure on the solids will increase their rate of solution. This effect could produce a delayed increase in consolidation.

The general consensus of opinion is that the capillary tension is the principal factor in the temporary strength of these soils. Although there have been some experimental proofs of this in special cases, the opinion is principally based on theoretical analyses and not on experiment. In any event the addition of water to the soil is the triggering action.

## ENGINEERING

The soils engineer needs to be able to identify readily the soils that could collapse and to determine the amount of collapse that may occur. In some cases he is also concerned about the time required for certain portions of the total collapse. The tests for these factors vary from very simple to complex and time consuming. Some may be performed by the inspector in a field in a few minutes. Others require laboratory work with greater and greater costs associated with the securing of good quantitative information.

Determination of relative density has proven to be of little value (28). Unstable soils have relative densities of 0.1 to 0.9 but many stable soils have relative densities of the magnitude of 0.7. In comparing similar soils this test can help in securing qualitative information but it takes considerable time to perform.

Both Denisov and the U.S. Bureau of Reclamation (11,12) have used the liquid limit as a criteria. If the soil exists in nature at a void ratio higher than would exist at the liquid limit, the addition of water would result in a soil mass with very little strength. Before 100% saturation was reached major structural changes should occur accompanied by reductions in volume.

Clay activity as represented by the slope of the lines in Fig. 11 (28) for the San Joaquin Valley soils helps in determining the magnitude of the subsidence hazard. The soils represented by the lines with flatter slopes (Lines

f and g) subside more than the soils represented by steeper slopes. The soils represented by lines with steeper slopes tend to expand. However the expansion is a function of applied load and some soils that collapse under one load will expand under a lighter load. This procedure does not evaluate the effects of existing moisture content and degree of saturation. Some soils lose their strength at saturations much less than 100% while others retain strength up to nearly 100%. In addition there are soils that lose their shear strength as the volume decreases at no change in the moisture content.

Use of one of the consolidation tests will give not only a qualitative determination of the possibilities of collapse but also quantitative information to permit estimates to be made of the magnitude of the collapse. Jennings (21) has proposed a double oedometer test (consolidation test). In this two similar

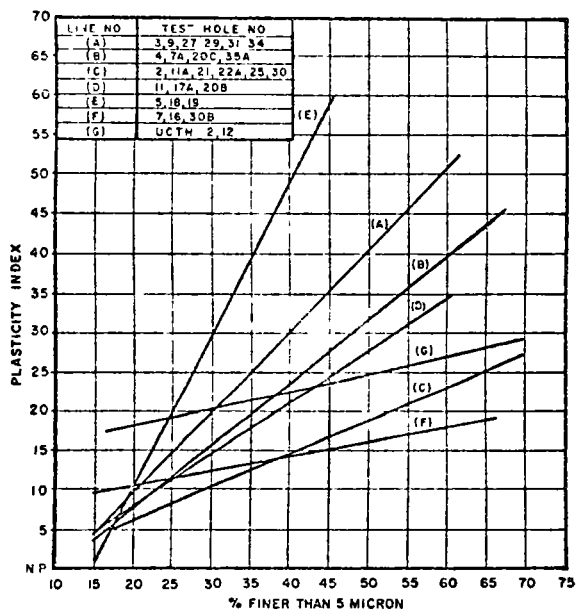


FIG 11 - CLAY ACTIVITY AS A MEASURE OF POSSIBLE COLLAPSE IN THE SAN JOAQUIN VALLEY

samples are tested, one at field moisture content, and one saturated. This gives the settlement at field moisture and also the additional amount to be expected on saturation. Figs 12 and 13 (30) show data for two such pairs of tests. The soil for curve A, Fig. 13, was loaded at natural water content to 4 tons per sq ft and then flooded while the soil for curve B was flooded and then loaded to 4 tons per sq ft. Although the assumption that the two curves meet when the soil of curve A is flooded is not fulfilled in all cases, it is close enough for use in most engineering estimates. Fig 14 is an idealized diagram for the same material as in Fig. 12 showing the effect of adding the water at various loads.

The most accurate test would be one conducted in the field with the actual

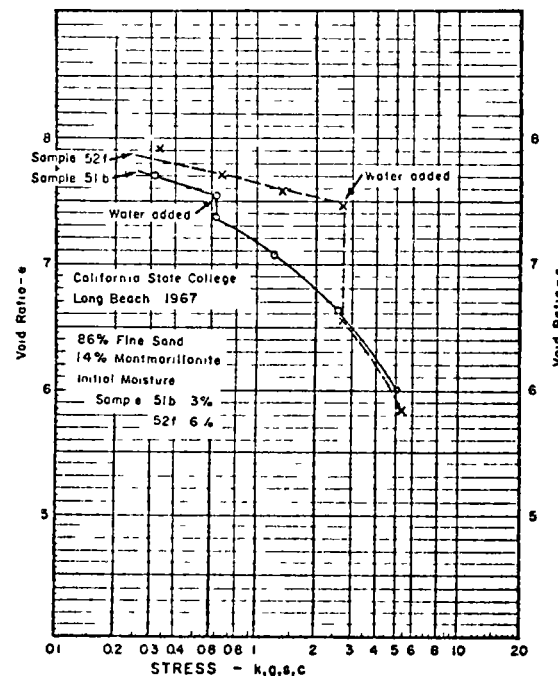
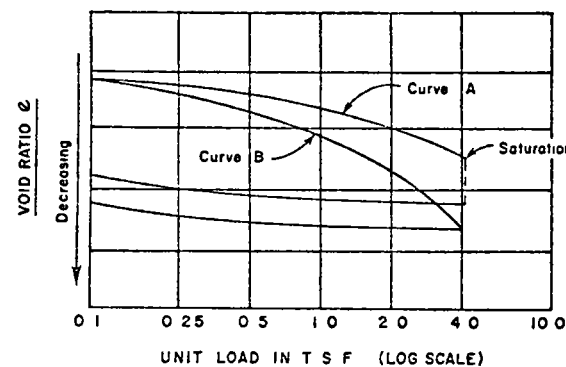


FIG 12 - DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION-CLAYEY SAND



Curve A loaded at natural water to 4 tons per square foot and then flooded.  
Curve B flooded and then loaded to 4 tons per square foot

FIG 13 - DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION-SNAKE RIVER SILT

load in place. This is expensive, time consuming, and only shows the effect at the area tested.

The sophistication can be continued into submicroscopic study of the materials. The electron microscope (or electron beam scanning) can give an idea as to the structure of the soil. X-ray diffraction can give an indication of the clay minerals present and in what proportions. Chemical analyses can determine the identity of the adsorbed ions and of the ions dissolved in the pore fluid. If we are to find out what is really going on, this is an important effort. However at the present state of knowledge it does not help to answer the vital question, "How much will it settle?" Thus, for most engineering work there is no need to investigate in this detail.

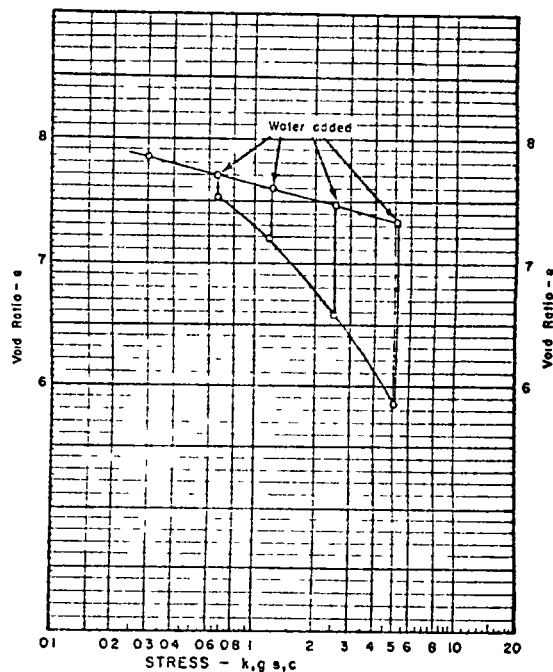


FIG 14 —SCHEMATIC ILLUSTRATION OF EFFECT OF LOAD AT THE TIME OF SATURATION

Some comparisons have been made of the actual hydrocompaction versus the settlement computed from laboratory data. For one area the rule has been to divide the computed settlement by two to arrive at the probable actual settlement. Some information on comparative data on soils in western Fresno County was given earlier. Kriger (43) states that the actual subsidence is 1-1/2 to 4 times the calculated subsidence. Other comparisons are shown in Table 3.

It may be expected that for each area different correction factors must be applied to the computed subsidence to get a good estimate of probable subsidence. Time factors are also of importance. Not only may there be pro-

longed compression extending for days after the water reaches the affected spot but also in real situations the water may need many months to percolate to the susceptible layer.

The existence of these collapsing soils has not prevented men from working and living in these regions. It has simply made the soils investigations more demanding and required more careful engineering. Many methods of solution have been employed. As time passes we may expect that more areas where

TABLE 3 —DATA ON SUBSIDENCE

Reference (1)	Calculated subsidence (2)	Observed subsidence (3)
Balaev (43)	58 cm	56 cm
	116 cm	136 cm
	54 cm	50 cm
Krutov (43)	9.3 cm	10.3 cm
	9.3 cm	14.5 cm
Knight and Dehlen (25)	7 in	6 in
Novais-Ferreira and Meireles (21)	7 cm	10 cm

collapsing soils exist, buildings and structures successfully constructed on them.

### CONCLUSIONS

The information presented herein indicates that a variety of factors and conditions are present with the collapsing soils. Very specific qualities have been ascribed for specific collapsing soils but frequently these qualities do not apply to other collapsing soils. Although this type of material is present in only a small fraction of the sites where human beings live, its destructive effects are such that care should be taken to prevent an excessive amount of these effects. As the quantity of settlement that will be destructive varies from one facility or use to another, determination of the amount of possible settlement is necessary to prevent the wastefulness of overdesign.

The following general conclusions may be drawn from the information covered briefly herein.

Collapsing soils have been found in soils from all types of sources, in mountainous areas and on the plains and in arid and humid areas. However, within restricted areas the identification of a source and a type of land shape may help in locating other spots of probable collapse.

The major components of collapsing soils are materials of bulky shape such as occurs in silts, sands and gravels. These soils occur with greater frequency in areas of moisture deficiency than in areas with considerable rainfall.

For collapse to occur the soil must start with a structure that is open (large void ratio) for the particular materials and must have a temporary source of strength to hold the soil grains in position against shearing forces. These temporary sources of strength are reduced by addition of water. Although in most cases the soil was under a light load at the time of being formed, the load could have been increased later in nature by the addition of overburden.

The amount of collapse and its rate appear to be affected by the mineralogy of the materials present, the percent of each type of clay mineral, the shape of the bulky grains and their grain size distribution, the moisture content in nature, the void ratio, the pore sizes and shapes, the cementing agents, the adsorbed ions and the type of ions and their concentration in the pore water.

The Atterberg limits are of aid in the identification of these soils as several of the soil properties are combined in the numerical values of the limits. Most of the collapsing soils have liquid limits below 45 and plasticity indices below 25. Usually they are much lower even down to the nonplastic condition.

The predominant source of strength derives from capillary tensions in the pore water which increase the effective stress factor. Many soils also have cohesive effects that contribute to the total strength. Cementing agents (such as gypsum, etc.) may be present but often they are in forms that do not contribute to the temporary strength.

A moisture content in nature that is well below 100% saturation is required but the optimum content for maximum collapse varies among the various soils and may be between 13% and 39%. Some soils gain strength as the moisture content rises initially.

Although the presence of clay is not essential, a small amount contributes to the magnitude of the total collapse with the optimum amount varying with the clay minerals and the size factors of the bulky grains.

Some soils collapse without an additional surcharge other than the added water, and collapse even more if there is an additional surcharge. Other soils require an additional surcharge before there is any collapse.

Simple routine tests can show whether or not the soil is subject to collapse and the more complex tests (such as the consolidation test) will give an indication of the magnitude of the collapse. However as the tests do not completely reproduce field conditions, correction factors based on experience in the area must be applied to the test data in order to arrive at a computed collapse that is close to that which will occur in the field. These factors may not be transferable from one area to another.

As the soils above the water table do not reach 100% saturation, the amount of collapse for the degree of saturation they will attain should be determined.

---

#### APPENDIX —REFERENCES

---

1 Atchison, G. D. and Donald, I. B. "Effective Stresses in Unsaturated Soils." *Proceedings Second Australia-New Zealand Soils Mechanics Conference* 1956 pp 192-199

- 2 Balaev, L. G. "Prognosis of Slumping Deformation of Loess Soils." *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau, New York, May-June 1967, No. 3, 195-197.
- 3 Benak, Joseph Vincent. "Engineering Properties of the Late Pleistocene Loess in the Omaha Council Bluffs Area." thesis presented to the University of Illinois at Urbana, Ill. in 1967 in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 4 Benites, L. A. "Geotechnical Properties of the Soils affected by Piping near the Benson Area Cochise County, Arizona." thesis presented to The University of Arizona at Tucson, Ariz. in 1968 in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
- 5 Blight, G. E. "Effective Stress in Unsaturated Soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol. 93, No. SM2, Proc. Paper 5146, March 1967, pp 125-148.
- 6 Brink, A. B. A. and Kantev, P. V. "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa." *Proceedings Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 1961, pp 61-64.
- 7 Bull, W. B. "Alluvial Fans and Near-Surface Subsidence in Western Fresno County, California." *Geological Survey Professional Paper 437-1* Washington, 1964, pp 71.
- 8 Burland, J. B. "Effective Stress in Partially Saturated Soils." thesis presented to the University of Witwatersrand in Johannesburg, South Africa in 1961, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 9 Curtis, W. D. and Toland, G. C. "Foundations on Moisture Sensitive Soils." *Engineering Bulletin No. 25* Dams and Moore, Los Angeles, July 1964, pp 10.
- 10 Davidson, D. T. and Sheeler, J. B. "Cation Exchange Capacity of Loesses and its Relation to Engineering Properties." *Symposium on Exchange Phenomena in Soils*, American Society for Testing and Materials Special Technical Publications No. 1-2, 1952, pp 10-28.
- 11 Gibbs, H. J. "Properties which Divide Loose and Dense Uncemented Soils." *Earth Lab Report No. EM-608*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, Jan 6, 1961.
- 12 Gibbs, H. J., and Bara, J. P. "Stability Problems of Collapsing Soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5331, July, 1967, pp 577-594.
- 13 Gibbs, H. J. and Bara, J. P. "Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests." *Soils Engineering Report No. EM658*, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Rec., Denver, Col., June 25, 1962.
- 14 Gibbs, H. J., and Holland, W. Y. "Petrographic and Engineering Properties of Loess." *Bureau of Reclamation Engineering Monograph No. 28*, U.S. Dept. of the Interior, Denver, Col., Nov., 1960, pp 37.
- 15 Grim, R. E. "Ion Exchange in Relation to Some Properties of Soil-Water Systems." *Symposium on Exchange Phenomena in Soils*, American Society for Testing and Materials Special Technical Publications No. 142, 1952, pp 3-9.
- 16 Grim, R. E., *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1953.
- 17 Holtz, W. G., and Hilf, J. W. "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation." *Proceedings of Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 1961, Vol. 3, pp 673-679.
- 18 Hveem, F. N. and Smith, T. W. "Report of Foundation Investigation of the Westside Freeway, Wheeler Ridge to South of Tracy." *Letter to Mr. L. L. Funk*, Materials and Research Department, Division of Highways, Ca., October 10, 1958, pp 16, + 42 tables and plates.
- 19 Hveem, F. N. and Smith, T. W. "Report of Investigation of Shallow Subsidence, Westside Freeway, Wheeler Ridge to South of Tracy." *Letter to Mr. J. C. Womack*, Division of Highways, Sacramento, Ca., Materials and Research Dept., Division of Highways, November 18, 1959, pp 10, + 13 Figures.
- 20 Jennings, J. E. "The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils as Applied to South African Conditions." *Engineering Effects of Moisture Changes in Soils*, Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, August 30 to September 3, 1965, Texas A & M Press, pp 345-363.
- 21 Jennings, J. E. and Knight, K. "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structures of Sandy Soils on Wetting." *Proceedings 4th International Conference on Soil*

- Mechanics and foundation Engineering, August 27, 1957 Vol 3a/12 pp 316-319
- 22 Knight K, 'Collapsing of Partially Saturated Soils of South Africa' *Unpublished Thesis* University of Witwatersrand Johannesburg South Africa 1962
  - 23 Knight K 'The Origin and Occurance of Collapsing Soils' *Proceedings of the 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Vol 1 1963, pp 127-130
  - 24 Knight K and Dehlen G, 'The Failure of a Road Constructed on Collapsing Soil,' *Proceedings 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering Salisbury Rhodesian Instn of Engineers*, Vol 1, 1963 pp 31-34
  - 25 Krinitsky E L and Turnbull W J 'Loess Deposits of Mississippi' *Geological Society of America Special GSA Paper No 94* New York 1967, pp 64
  - 26 Larionov A K 'Structural Characteristics of Loess Soils for Evaluating Their Constructional Properties,' *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Vol 1 1965 University of Toronto Press pp 64-68
  - 27 Litvinov I M 'Changes in the Properties of Settled Loessial Soils by Blasting and the Effects of Blasting,' *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau, New York November-December 1967 No 6 pp 419-421
  - 28 Lucas C V, et al 'Design and Construction Studies of Shallow Land Subsidence for the California Aqueduct in the San Joaquin Valley' *California Department of Water Resources* December, 1964 Sacramento Cal
  - 29 Mitchell, J K 'Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils' *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol 86, No SM3 Proc Paper 2522 June 1960 pp 19-52
  - 30 Moore H E 'The Engineering Properties of the Silty Soils Snake River Canyon State of Washington' *U S Army Engineer District Walla Walla Corp of Engineers* July 1967, pp 31-118 Charts
  - 31 Novais-Ferreira H and Meireles J M F 'On the Drainage of Mucque - A Collapsing Soil' *Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Cape Town, South Africa, December 1967 Division of Soil Mechanics and Foundation Engineering of the South African Institution of Civil Engineers published in Cape Town pp 151-155
  - 32 Olphen H van, 'Theory of Stability of Hydrophobic Soils and Electric Double Layer Structure and Stability of Clay Suspensions' *An Introduction to Clay Colloid Chemistry* Interscience Publishers New York, 1963, pp 30-44 and 89-108
  - 33 Rethati, L 'The Subsidence of Granular Soils Arising from the Combined Effect of Water Absorption and Loading' *Proceedings 6th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1 University of Toronto Press, 1965 pp 101-103
  - 34 Rosenqvist, Th 'Physico Chemical Properties of Soils Soil Water Systems,' *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol 85 No SM2 Proc Paper 2000 April, 1959 pp 31-53
  - 35 Skvaletskii E N 'Compaction of Slumping Soils after Flooding under Conditions of Tadshikistan' *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian, by Consultants Bureau New York May-June, 1967, No 3 pp 191-194
  - 36 Taylor A W, 'Physico Chemical Properties of Soils Ion Exchange Phenomena,' *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol 85, No SM2, Proc Paper 1999 April, 1959, pp 19-30
  - 37 Terzaghi K and Peck R B 'Water Table Soil Moisture and Capillary Phenomena,' *Soil Mechanics in Engineering Practice* 1st ed, John Wiley & Sons New York 1948, pp 117-118 (or 2nd ed, 1967, pp 135-136)
  - 38 Vorobkov L N Karpetskiy O A and Karpichenko V M 'Thermal Stabilization of Loessial Soils' *Soil Mechanics and Foundation Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau New York July-August 1967 No 4 pp 286-288
  - 39 Warkentin, B P and Yong, R N, 'Shear Strength of Montmorillonite and Kaolinite Related to Inter-particle Forces' *Clays and Clay Minerals Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals (NAS-NRC)*, Macmillan Co, 1960, Vol 11 of Earth Sciences, C R 1962, pp 210-218
  - 40 Zvolinskii, S T, Kraev, V F, and Cherpovskii, Yu T, 'Study of Slumping Deformations of Loess Supporting Soils by Means of Radioactive Isotopes' *Soil Mechanics and Foundations Engineering* translated from Russian by Consultants Bureau New York, January-February, 1967, No 1, pp 19-22
  - 41 'Laboratory Tests on Foundation and Embankment Materials from 50 Million Gallon Reservoir United States Naval Ammunition Depot Hawthorne Nevada' *Earth Laboratory Report No EM-332* Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver Col January 12 1953, pp 13 8 plates, 2 page letter
  - 42 'Foundation Investigation Proposed Bridge Sites 40th and 47th Street East Over California Aqueduct City of Lancaster,' *Engineering Geology Section Department of the County Engineer Los Angeles California* January, 1967, 6 pages, Drill Logs, Consolidation Tests
  - 43 'Shallow Subsidence,' Annotated Bibliography of Foreign Literature, Prepared for the Department of the Interior and National Science Foundation, Washington, D C, by the Israel Program for Scientific Translations, 1963, pp 46 (Clearing House No TT63-11180)

# UN CRITERIO PARA ESTABLECER LA SUSCEPTIBILIDAD DE LICUACION DE SUELOS GRANULARES

Sergio W Covarrubias

Instituto de Ingeniería, UNAM

ca se puede obtener partiendo de una relación de vacíos mayor o menor que la crítica. Durante las investigaciones para la presa Franklin Falls, Casagrande (1938) demostró que la relación de vacíos crítica disminuye con el aumento de la presión de confinamiento.

Experiencia limitada obtenida por Castro (1969) ha probado la existencia de la línea  $\bar{e}_f$  en el plano  $(e, \bar{\sigma}_3)$  que representa la variación de  $e_{cr}$  con  $\bar{\sigma}_3$ , como se observa en la Fig. 1. La línea  $\bar{e}_f$  queda definida por puntos obtenidos mediante pruebas de tipo  $\bar{R}$  (consolidada-no drenada con medición de presión de poro) sin importar las condiciones de carga, es decir, aparentemente la línea  $\bar{e}_f$  es única para carga estática ó dinámica, con consolidación isotrópica o con consolidación anisotrópica.

## INTRODUCCION

Fallas de taludes, bordos, presas de tierra y edificios han sido originados por la licuación de los depósitos de suelos granulares finos, uniformes, saturados y en estado suelto que los constituyen o sobre los cuales están cimentados. La licuación de los suelos granulares es debida a la reducción de su resistencia al corte cuando se desarrollan presiones de poro altas producidas por la aplicación de esfuerzos cortantes cíclicos o monotónicos bajo condiciones "no drenadas".

En fallas por licuación, la resistencia al corte del suelo es tan pequeña que la masa de suelo realmente fluye hasta que los esfuerzos cortantes actuando dentro de la masa son compatibles con la reducida resistencia al corte. En estas condiciones el material puede adquirir grandes deformaciones bajo un estado constante de esfuerzos efectivos y sin cambio de volumen. A esta condición de flujo también se le llama estado crítico.

## MATERIALES SUSCEPTIBLES A LICUACION

La experiencia con fallas de licuación ha establecido que los suelos granulares finos, uniformes, con granos redondeados, saturados y en estado más o menos suelto han sufrido licuación producida por esfuerzos cíclicos durante temblores y también producida por la aplicación "súbita" de un solo incremento de esfuerzo como es el caso del vaciado rápido frente a un dique o el de un deslizamiento bajo un terraplén.

## MECANICA DE LICUACION

El fenómeno de licuación ocurre porque cierto tipo de materiales en estado suelto tienden a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si las condiciones de drenaje de la masa de suelo son tales que el agua no puede salir a la velocidad requerida para que el cambio en la presión de poro sea despreciable, la presión de poro aumentará reduciendo la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Sin embargo, si el suelo tuviese la tendencia a aumentar de volumen al ser sometido a esfuerzos cortantes y las condiciones de drenaje son las mismas que en el caso anterior, la presión de poro disminuirá incrementando los esfuerzos efectivos y por tanto la resistencia al corte.

Arthur Casagrande (1935) concluyó que existe una "relación de vacíos crítica"  $e_{cr}$  a la cual un suelo no cohesivo puede alcanzar cualquier deformación o flujo sin cambio de volumen. Esta relación de vacíos crítica

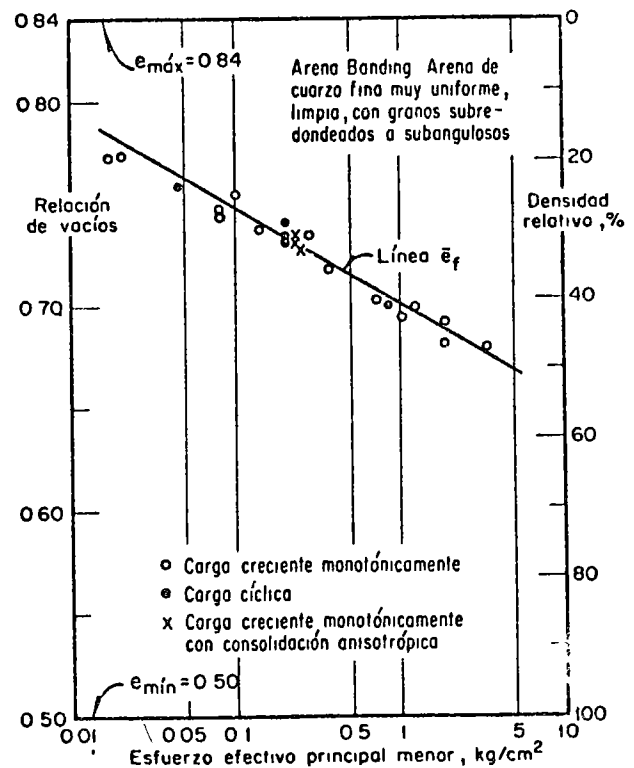


Fig 1 Relación de vacíos crítica obtenida de pruebas  $\bar{R}$  en las que se desarrolló licuación (Castro, 1969)

CRITERIO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LIQUACION

A la vista de los resultados mencionados se concluye que un espécimen cuyas condiciones en el campo quedan representadas en el plano  $(\bar{\sigma}, \bar{\sigma}_3)$  por un punto bajo la línea  $\bar{\sigma}_F$ , al deformarse hasta adquirir su estado crítico en condiciones no drenadas, es decir, sin cambio en la relación de vacíos, incrementa el esfuerzo efectivo  $\bar{\sigma}$ , y por tanto aumenta su resistencia al corte. Por el contrario, si las condiciones de campo representan a la masa de suelo sobre la línea  $\bar{\sigma}_F$  y el espécimen se deforma sin cambio de volumen hasta llegar a su estado crítico, la presión de confinamiento  $\bar{\sigma}_3$  se reducirá y su resistencia al corte disminuye. La disminución de resistencia será mayor mientras mayor sea la distancia del punto a la línea  $\bar{\sigma}_F$ .

Un criterio como éste, tiene la ventaja que es independiente de la magnitud del esfuerzo cortante aplicado y del número de ciclos de esfuerzo. La resistencia final del suelo está dada por su ángulo de fricción interna  $\phi$  que depende de la densidad relativa  $D_r$  y la presión de confinamiento efectiva  $\bar{\sigma}_3$ . Esta resistencia comparada con los esfuerzos actuantes determina si hay o no licuación.

El mismo criterio se puede establecer alternativamente en forma aproximada si la relación de vacíos se relaciona con la densidad relativa  $D_r$  y esta última a su vez con el número de golpes en una prueba de penetración estándar. Relaciones semejantes a las curvas empíricas de Holtz y Gibbs (1957) que se muestran en la Fig. 2 pueden usarse con este fin. Sin embargo, para cada tipo de arena estas relaciones son diferentes.

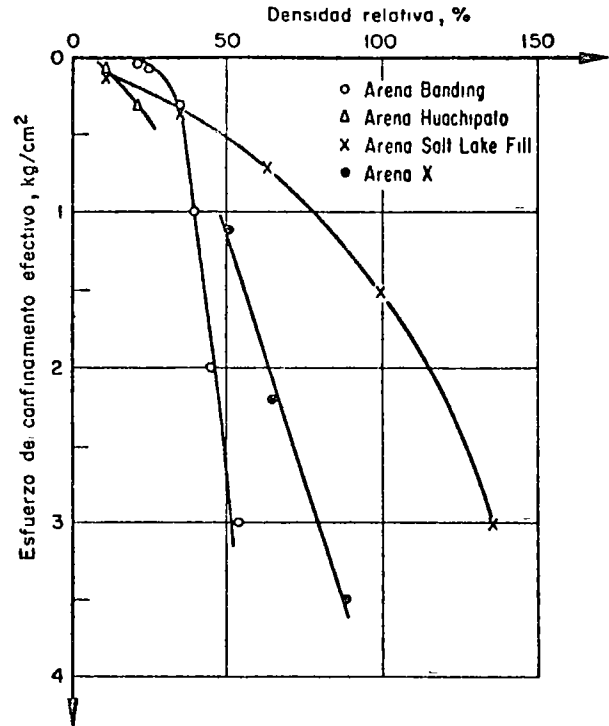


Fig 3 Relación entre esfuerzo de confinamiento y densidad relativa en estado crítico (Castro, 1969)

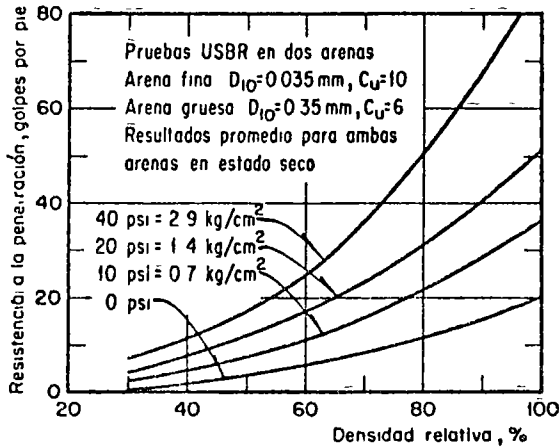


Fig 2 Relación entre la resistencia a la penetración y la densidad relativa de arenas (Holtz y Gibbs, 1957)

En la Fig. 3 se muestran para algunas arenas ensayadas por Castro (1969), curvas de presión de confinamiento efectiva  $\bar{\sigma}_3$  contra densidad relativa  $D_r$ . En la Fig. 4 se muestra la correlación para una arena de cuarzo de granos redondeados, Arena Banding, entre profundidad y número de golpes suponiendo un peso unitario sumergido  $\gamma'_m = 1000 \text{ kg/cm}^3$  y que las curvas de la Fig. 2 son aplicables. Debe notarse que como se indica en la Fig. 3 diferentes tipos de suelos tienen diferentes características y por tanto la curva  $\bar{N}$  de la Fig. 4 no es constante para todo tipo de depósitos.

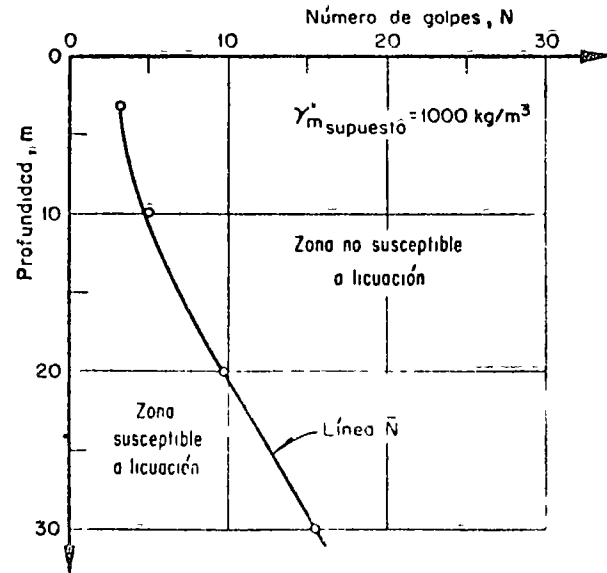


Fig 4 Relación entre número de golpes y profundidad para arena Banding

REFERENCIAS

1. Casagrande, A., "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940 Boston Society of Civil Engineers, Oct. 1940. Publicada originalmente en Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Boston, Mass. Enero 1936.
2. Casagrande, A., y Watson, J. D. Appendix BII de "Compaction Test and Critical Density Investigations of Cohesionless Materials for Franklin Fall's Dam". Report to the U.S. Engineer Corps. Boston, Mass, 1938.
3. Castro, G., "Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Harvard University, Cambridge, Mass. 1969.
4. Holtz, W. E. y Gibbs, H. E. "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", Proceedings Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworths Scientific Publications, London 1957.



Albert  
Newmark

# INFLUENCE CHARTS FOR COMPUTATION OF VERTICAL DISPLACEMENTS IN ELASTIC FOUNDATIONS

## I INTRODUCTION

1 *Scope of Bulletin*—This bulletin, a sequel to Bulletin 338,<sup>1</sup> describes a simple graphical procedure for computing vertical displacements at the surface or within the interior of an elastic, homogeneous, isotropic solid body bounded by a plane horizontal surface and loaded by distributed vertical loads at the surface. The displacements are computed from charts given herein merely by counting on the chart the number of elements of area, or blocks, covered by a plan of the loaded area drawn to proper scale and laid upon the chart. The charts are used in essentially the same manner as those for computation of stress given in Bulletin 338.

Three influence charts are included. Plate 1, for computing the vertical displacement or settlement at the surface, can be used for any value of Poisson's ratio. Plate 2, for computing the vertical displacement at any depth  $Z$  beneath the surface, is used directly for a value of Poisson's ratio of 0.5. Plate 3 is a chart for determining the correction to be used with the results from Plate 2 for values of Poisson's ratio other than 0.5. The influence values for the individual squares in each chart are dependent on the value of Poisson's ratio, on the intensity of loading, on the base length  $L$  or the depth  $Z$ , and on the modulus of elasticity.

Table 1 contains numerical data for constructing the charts. Chapter III gives formulas for computing the numerical values.

2 *Acknowledgments*—The investigation reported herein was conducted as a part of the work of the Engineering Experiment Station of the University of Illinois, of which DEAN M. L. ENGER is the director, and of the Department of Civil Engineering, of which PROFESSOR W. C. HUNTINGTON is the head.

The selection of the numerical values for drawing the charts in Plates 1, 2, and 3 was governed by considerations involved in the use of the charts by the United States Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, for computing vertical displacements in the subgrade of airfield pavements. Acknowledgment is made to the Director of the Station for permission to publish these charts.

<sup>1</sup> N. M. Newmark, "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations," Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bul. 338, 1942.

3 *Notation* —The following notation is used.

$p$  = intensity of load, or load per unit of area

$s_0$  = settlement or vertical deformation of a point at the surface

$s'$  = settlement of a point at the depth  $Z$  beneath the surface.

$E$  = modulus of elasticity, or modulus of deformation of the material

$L$  = base length for settlement at surface

$Z$  = depth of stratum at which settlement is computed

$\mu$  = Poisson's ratio

$n_0$  = number of influence squares (blocks) from Plate 1.

$n'$  = number of influence squares (blocks) from Plate 2

$n_c$  = number of influence squares (blocks) from Plate 3.

$N$  = sum of the number of blocks within a circle of radius  $r$

$r$  = radius of loaded circular area

$\alpha$  = arc tan  $r/Z$

## II. USE OF INFLUENCE CHARTS

4 *Outline of Procedure for Use of Charts* —The influence charts given herein are used in the same manner as those described in Bulletin 338 for the computation of stress

To use the charts, a drawing is made of the loaded area to such a scale that the depth  $Z$  at which the settlement is desired (in Plates 2 and 3) or the base length  $L$  (in Plate 1) is, to scale, equal to the length denoted by  $Z$  or by  $L$  on the plate. The drawing of the loaded area is then placed on the chart in such a way that the origin of the chart falls under the point at which the settlement is desired.

The number of blocks covered by the loaded area is then counted. The settlements are determined from Equations (1) and (2) below. The calculations can be made directly only for uniformly loaded areas. Where the area is not uniformly loaded the charts can still be used by considering the non-uniform loading to be made up of several sets of uniformly loaded areas.

The equations for determining the settlement are as follows:

$$s_0 = 0.02 (1 - \mu^2) n_0 pL/E \quad (1)$$

$$s' = 0.01 (1 + \mu) [n' + (1 - 2\mu) n_c] pZ/E. \quad (2)$$

For the special case where  $\mu = 0.5$  these equations become

$$s_o = 0.015 n_o pL/E \tag{3}$$

$$s' = 0.015 n' pZ/L. \tag{4}$$

For a given loaded area, drawings of the plan of the loaded area to different scales are required in order to compute settlements at various depths. For settlement at the surface, however, the loaded area may be drawn to any scale whatsoever and the length  $L$  determined for the particular scale used.

All the charts are radially symmetrical, therefore the loading plan may be rotated through any angle about a vertical axis through the origin of the chart without changing the magnitude of the settlement.

In using the charts, parts of blocks may be estimated with sufficient accuracy for practical purposes. In general the loaded area will be drawn on tracing paper and laid upon the chart so that blocks may be counted through the tracing.

The charts may be used to compute the change in thickness of a stratum, by determining the vertical displacement of the top and bottom boundaries of the stratum.

5 *Illustrative Example*—As an example of the use of the charts, consider the problem of a loaded area 100 ft square, with  $E = 1,000,000$  lb per sq ft,  $\mu = 0.5$ , and  $p = 2,000$  lb. per sq ft. It is required to find the settlement at the corner of the area, and also the settlement vertically beneath the corner of a stratum at a depth of 25 ft.

Since Plate 1 can be used with any scale, it is convenient to use the same drawing of the loaded area for both Plate 1 and Plate 2. Consequently the plan of the loaded area is drawn to such a size that the length of a side is four times the length  $Z$  in Plate 2 or four times the length  $L$  in Plate 1.

The following results are obtained:

$$n_o = 112,$$

$$s_o = (0.02)(0.75) \frac{(2000)(25)}{1,000,000} (112) \text{ ft.} = 0.084 \text{ ft.};$$

$$n' = 109, \quad n_c = 0, \quad (1-2\mu) n_c = 0 \text{ plus } \mu = 0.5$$

$$s' = (0.01)(1.5) \frac{(2000)(25)}{1,000,000} (109) \text{ ft.} = 0.082 \text{ ft.}$$

### III. FORMULAS AND NUMERICAL VALUES FOR CONSTRUCTING CHARTS

Consider a circular area of radius  $r$  loaded uniformly by a distributed load of intensity  $p$ . The vertical displacement  $s$  of a point at a distance  $Z$  beneath the center of the circular area is given by the following formula:

$$s = (1 + \mu) \frac{pr}{E} \left\{ \sin \alpha + (1 - 2\mu) \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} \right\} \quad (5)$$

where

$$\tan \alpha = \frac{r}{Z}. \quad (6)$$

For the surface of the loaded area  $Z=0$  and, consequently,  $\alpha = \pi/2$  Equation (5) then becomes

$$s = 2(1 - \mu^2) \frac{pr}{E} = 2(1 - \mu^2) \left( \frac{pL}{E} \right) \left( \frac{r}{L} \right) \quad (7)$$

$L$  is introduced in Equation (7) merely for convenience in having a base length or scale for the plate.

The values of  $r/L$  in Equation (7) or of  $r/Z = \tan \alpha$  in Equation (5) are tabulated in Table 1 for various values of  $N$ , the number of blocks within a circle of radius  $r$ . In other words, the increment in  $N$  between any two values of  $r$  gives the number of blocks  $n$ ,  $n'$ , or  $n_c$  between two circles having as radii the two values of  $r$ .

For deflections at the surface, the value of  $N$  is obtained by comparing Equations (1) and (7) and is given by the equation

$$N = 100 \frac{r}{L}. \quad (8)$$

For deflections beneath the surface the value of  $N$  corresponding to  $n'$  or  $n_c$  is obtained by comparing Equations (5) and (2). For  $n'$  it is

$$N = 100 \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha} \quad (9)$$

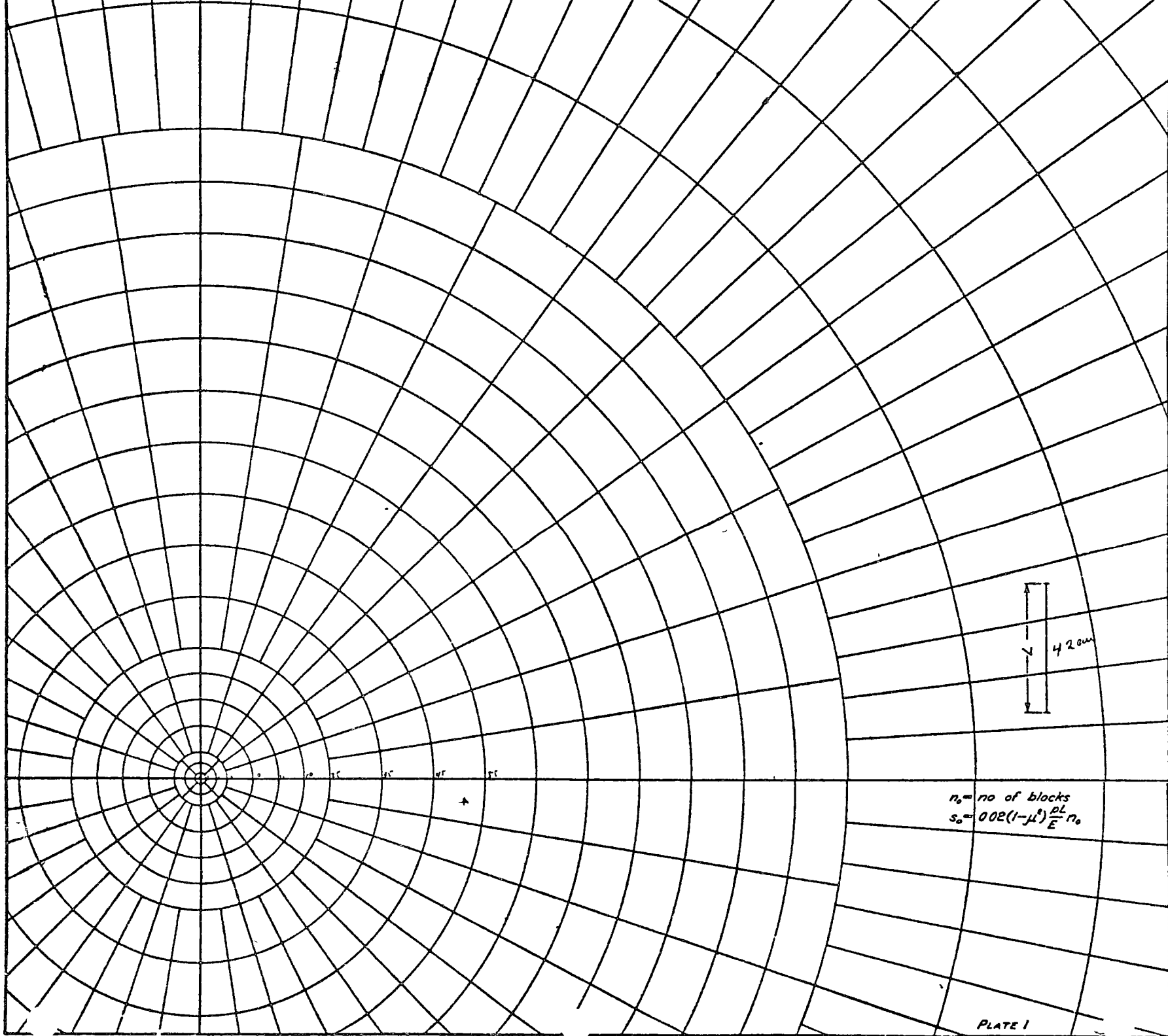
TABLE I  
VALUES OF  $\frac{r}{L}$  AND  $\frac{r}{Z}$  FOR VERTICAL DEFLECTION

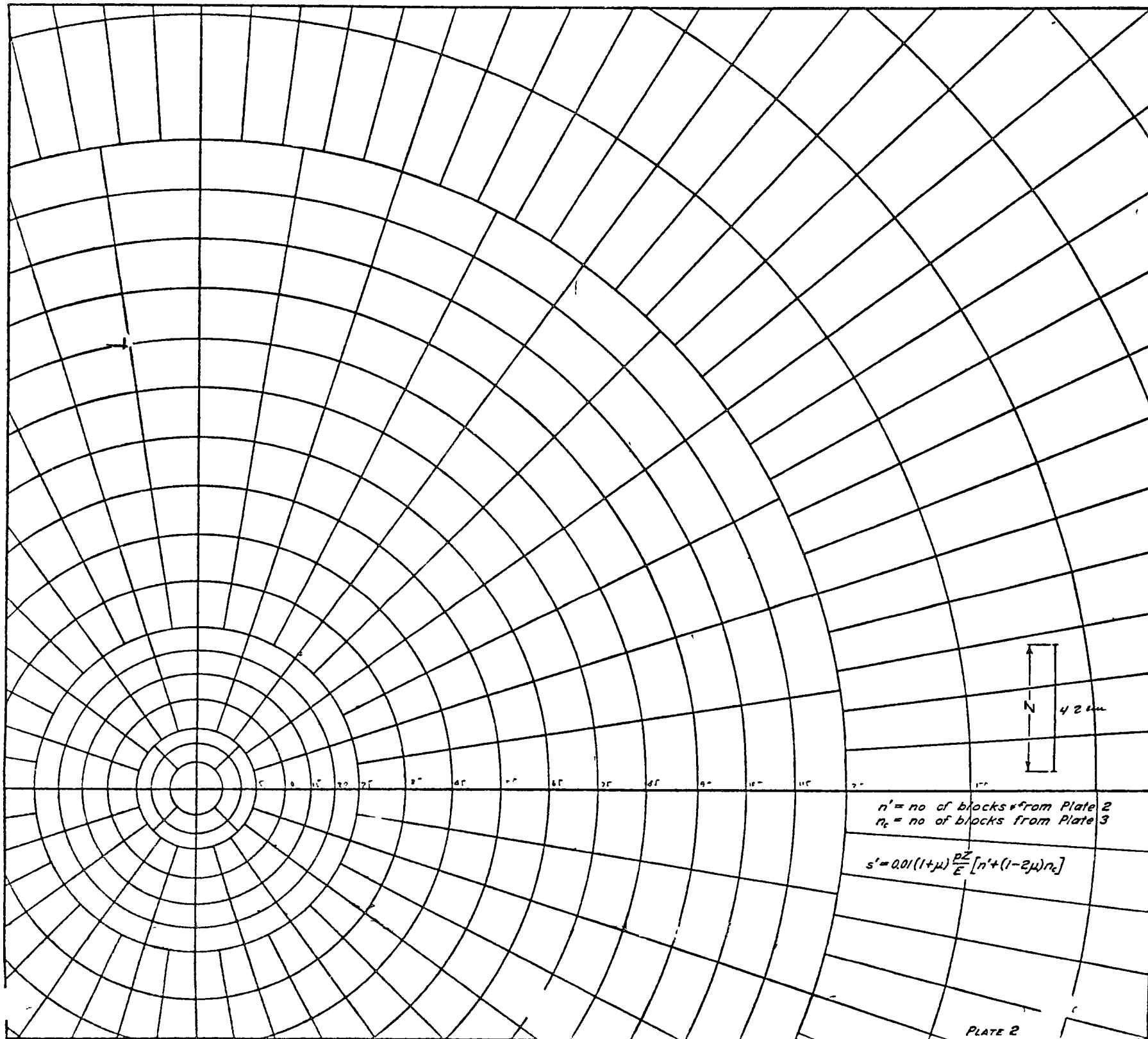
$N$	Increment in $N$	Number of Radial Segments in $\frac{1}{4}$ Circle	$\frac{r}{L}$ for $n_c$ Deflection at Surface	$\frac{r}{Z}$ for $n_c$ Deflection at Depth $Z$ , $\mu = \frac{1}{2}$	$\frac{r}{Z}$ for $n_c$ Deflection at Depth $Z$ , Correction for $\mu$
0	0		0	0	0
4	4	1	0 01	0 202	0 208
12	8	2	0 12	0 357	0 364
20	8	2	0 20	0 470	0 473
30	20	5	0 40	0 698	0 690
60	20	5	0 60	0 898	1 219
80	20	5	0 80	1 051	1 437
100	20	5	1 00	1 272	1 732
140	40	10	1 4	1 640	2 182
180	40	10	1 8	2 010	2 615
220	40	10	2 2	2 385	3 04
260	40	10	2 6	2 765	3 46
300	40	10	3 0	3 15	3 87
340	40	10	3 4	3 53	4 28
380	40	10	3 8	3 92	4 69
420	40	10	4 2	4 31	5 10
460	40	10	4 6	4 70	5 51
500	40	10	5 0	5 10	5 92
600	100	25	6	6 08	6 93
700	100	25	7	7 07	7 94
800	100	25	8	8 06	8 94
900	100	25	9	9 05	9 95
1000	100	25	10	10 05	10 95
1100	100	25	11	11 04	11 96
1200	100	25	12	12 04	12 96
1300	100	25	13	13 04	13 96
1400	100	25	14	14 04	14 97
1500	100	25	15	15 03	15 97
1600	100	25	16	16 03	16 97
1700	100	25	17	17 03	17 97
1800	100	25	18	18 03	18 97
1900	100	25	19	19 03	19 97
2000	100	25	20	20 02	20 98

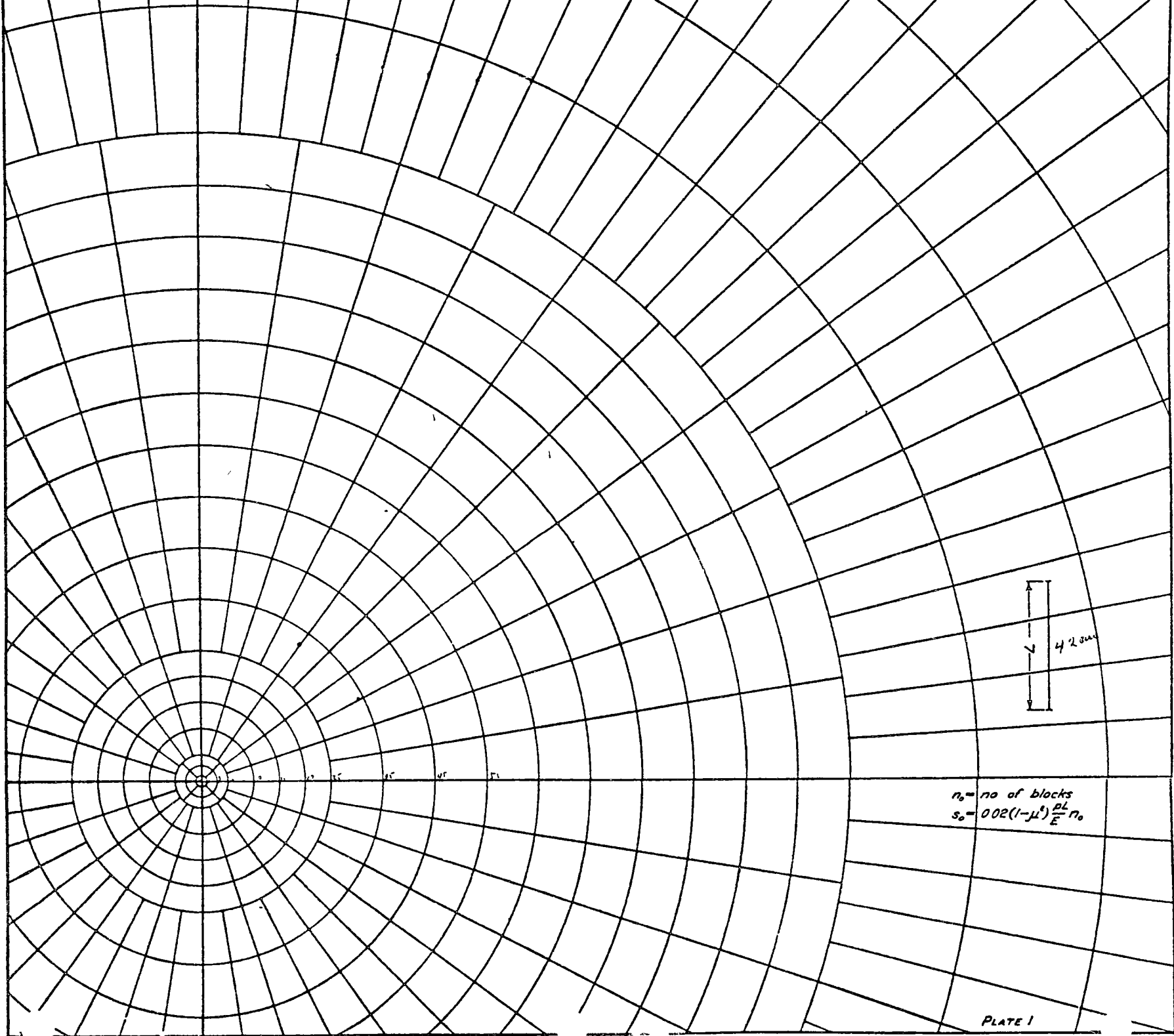
The value of  $N$  corresponding to  $n_c$  is

$$N = 100 \frac{1 - \cos \alpha}{\cos \alpha} \tag{10}$$

Equations (9) and (10) can be solved for values of  $\tan \alpha$  corresponding to given values of  $N$ . The values given in Table 1 were obtained in this way.





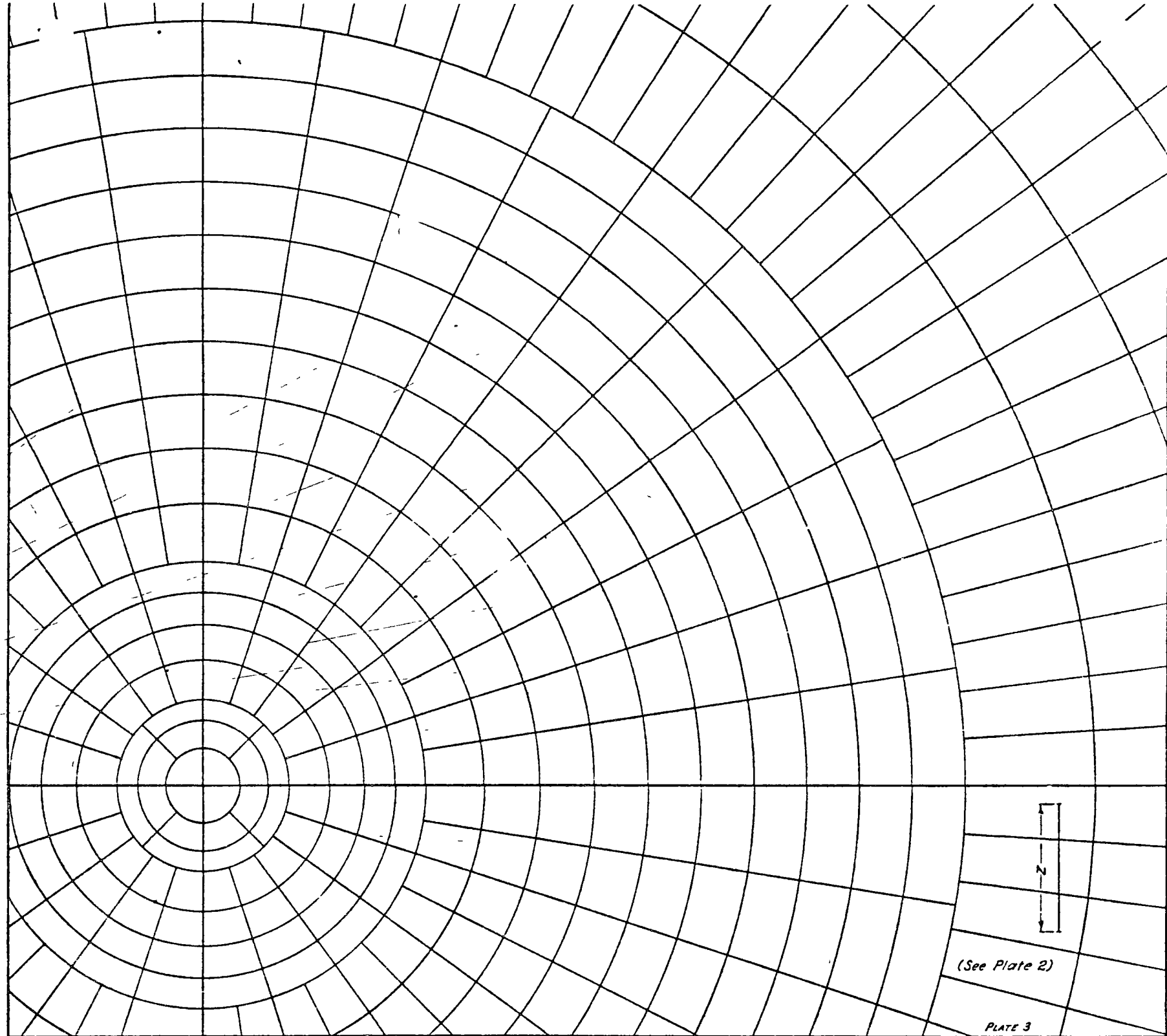


$$n_0 = \text{no of blocks}$$

$$s_0 = 0.02(1-\mu^2) \frac{pL}{E} n_0$$

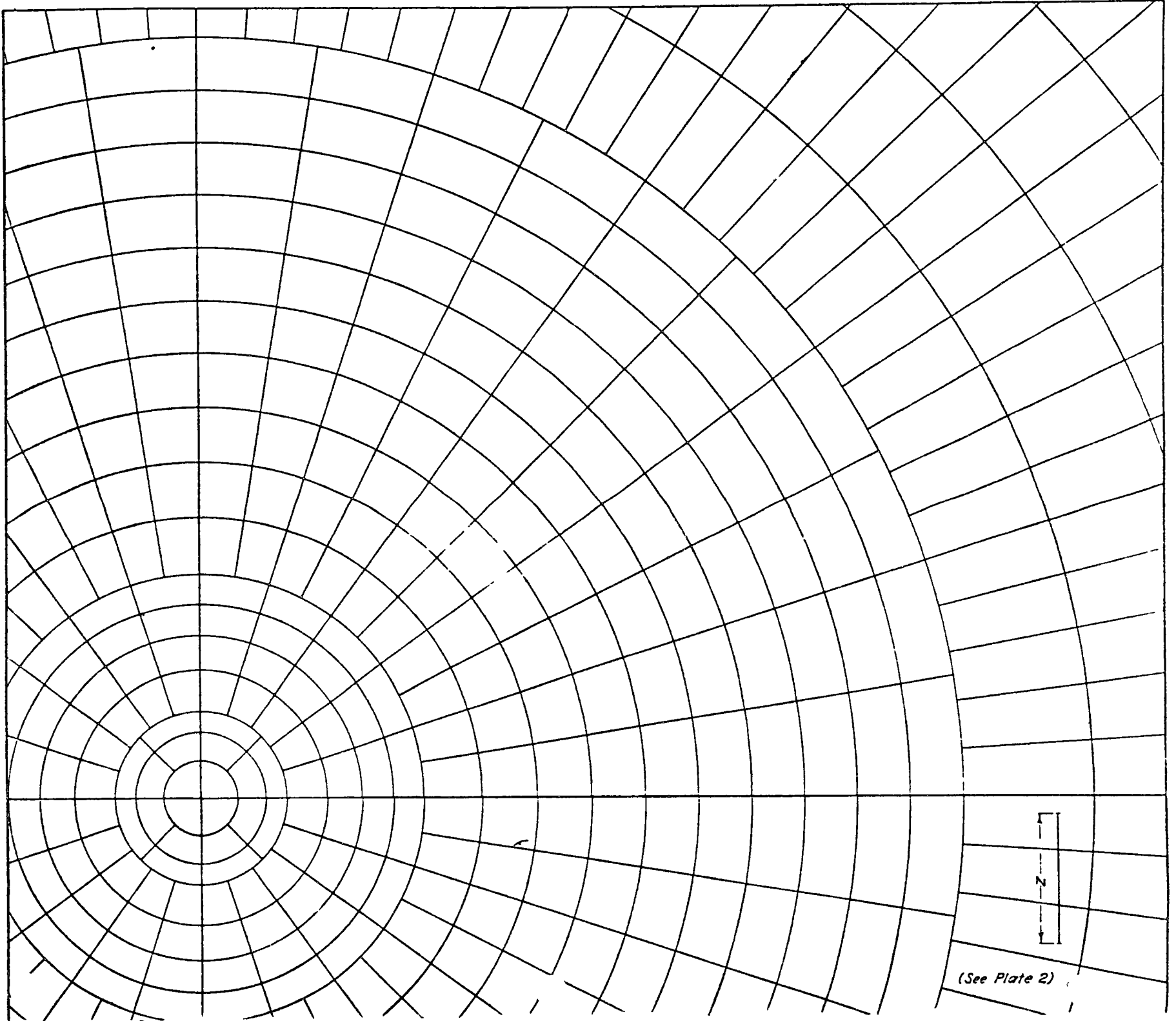
PLATE I





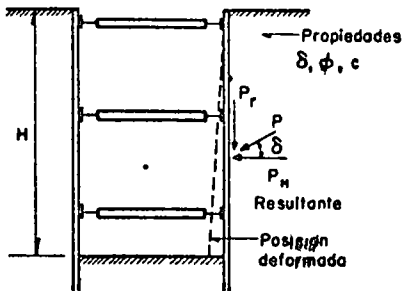
(See Plate 2)

PLATE 3



(See Plate 2)

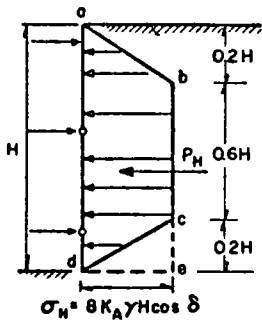
**Presiones laterales en excavaciones con ademe**



**Tablestaca hincada**

Conforme se profundiza la excavación, se colocan los puntales

La deflexión de la tablestaca aumenta con la profundidad dando lugar a una distribución trapezoidal de presiones



**Excavación en arena**

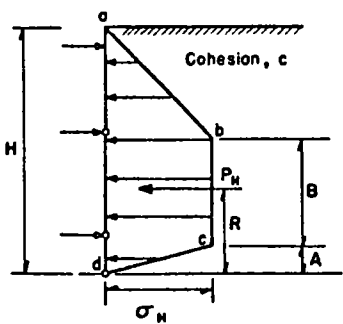
Area abcd es la distribución de presiones en arena densa

Resultante  $P_H = 0.64 K_A \gamma H^2 \cos \delta$  actuando  $0.5 H$  arriba del fondo de la excavación

Area abed es la distribución de presiones en arena suelta

Resultante  $P_H = 0.72 K_A \gamma H^2 \cos \delta$  actuando  $0.48 H$  arriba del fondo de la excavación

$K_A$  es el coeficiente de presión activo de tierra incluyendo el efecto de fricción del muro, para valores apropiados, ver Ad 3.



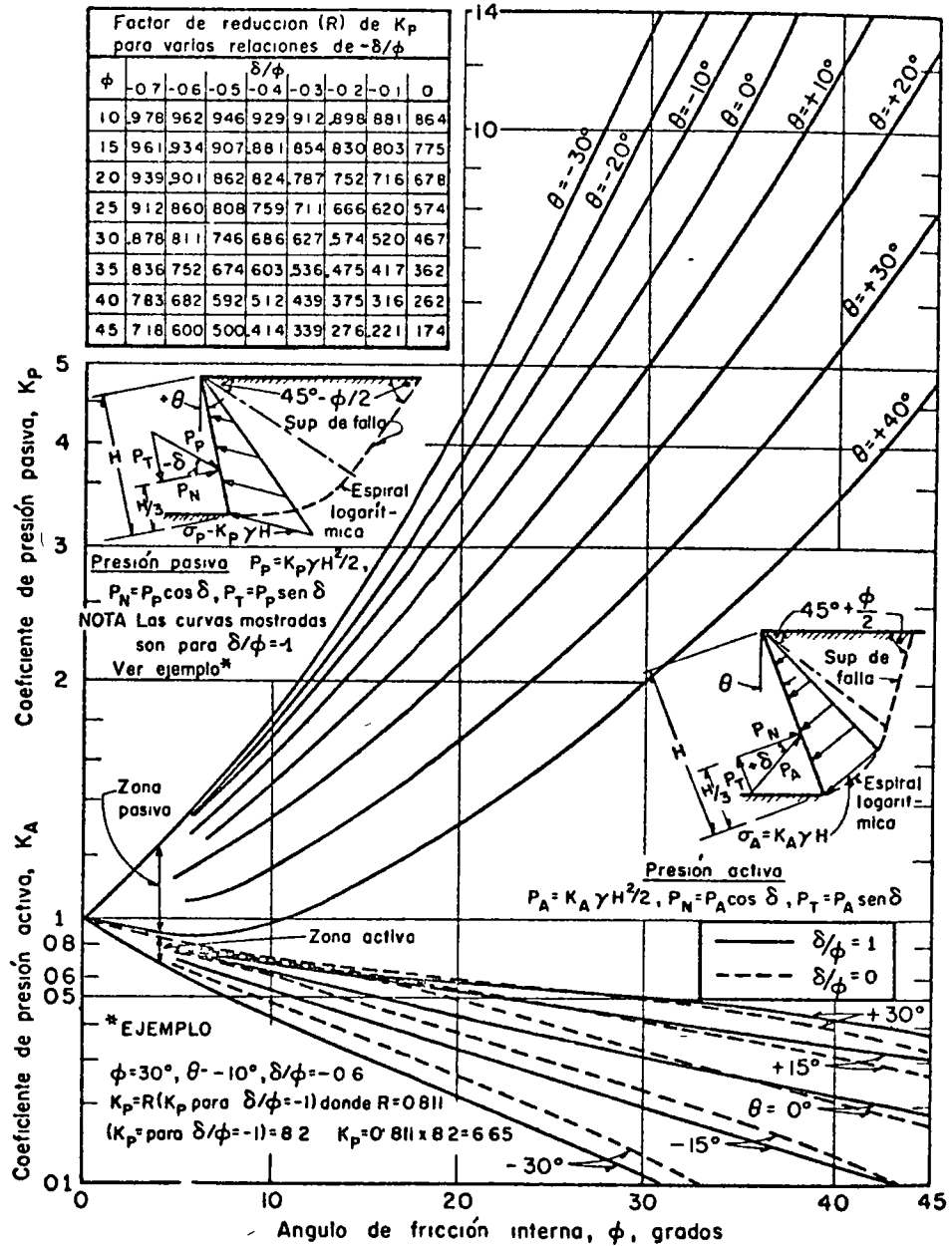
**Excavación en arcilla**

Area abcd es la distribución de presiones La forma del diagrama de presión y la magnitud de las presiones dependen del valor del número de estabilidad  $N_0 = \frac{\gamma H}{c}$

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
$P_H$	$0.78 H \sigma_H$	$0.78 H \sigma_H$	$(2.1 - 0.065 N_0) H c$	$5 H \sigma_H$
$\sigma_H$	$\gamma H - 1.5 (1 + N_0) c$	$\gamma H - 4 c$	$\gamma H - (8 - 4 N_0) c$	$\gamma H$
A	$0.15 H$	$0.15 H$	$(3 - 0.15 N_0) H$	0
B	$0.55 H$	$0.55 H$	$(11 - 0.55 N_0) H$	0
R	$0.46 H$	$0.46 H$	$0.38 H$	$0.33 H$

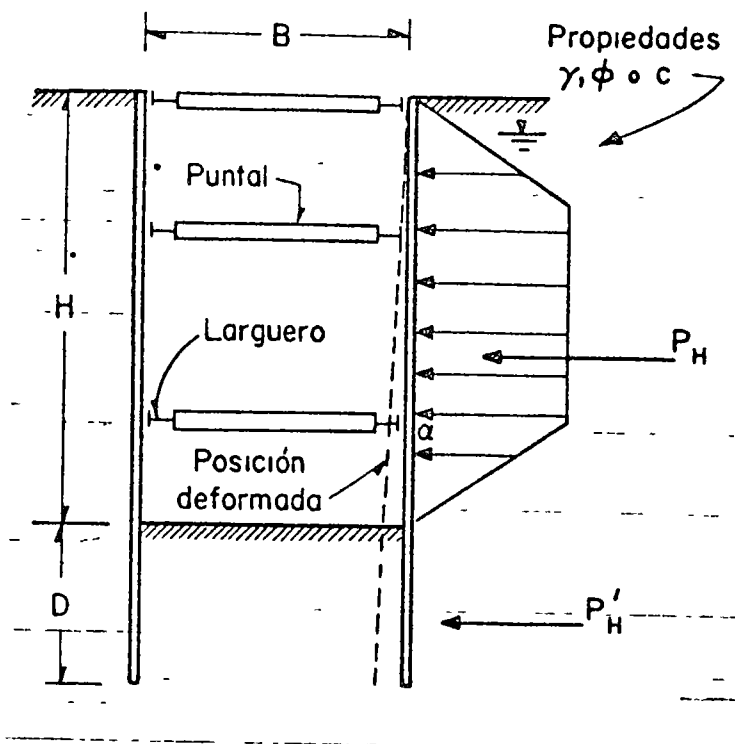
K. Terzaghi y R. B. Peck, "Mecánica de Suelos en Ingeniería Práctica", Editorial Ateneo, Buenos Aires (may 1958), pp 415-426

**Coefficientes activos y pasivos con fricción en el muro (muro inclinado)**



A Caquot y J Kerisel, "Tables for the Calculations of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations", Gauthier-Villars, Paris

## Criterio de diseño para tablestacas flexibles apuntaladas



1 Calculense las presiones sobre la parte del muro que sobresale del nivel del fondo de la perforación, por los métodos de Ad 2, para agua en la superficie de relleno, usese  $\gamma = \gamma_{sum}$  y añadanse presiones hidrostáticas debidas al nivel freático, si el nivel freático está a la altura del fondo de la excavación, se toma  $\gamma = \gamma_T$  Interpólese entre estos diagramas de presión para un nivel freático intermedio

2 La fuerza actuante sobre la porción de la tablestaca empotrada en el suelo por debajo del fondo de la excavación, se determinará de acuerdo con Ad 5 Verifíquese en todos los casos que se cumpla el requisito de empotramiento impuesto por las condiciones de flujo descritas en Ad 5

3 Los momentos en la tablestaca entre puntales son iguales al 80 por ciento de los momentos del claro simple, excepto para el claro superior, donde los momentos son iguales a los momentos del claro simple El momento en el punto  $\alpha$  se calcula suponiendo una viga en voladizo y tomando en cuenta la fuerza  $P'_H$

4 La reacción en los puntales se calcula suponiendo el claro simple entre ellos.

"Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures", Design Manual, Department of the Navy Bureau of Yards and Docks, Navdocks DM 7, Washington, pp 7-10-21, figs 10 16

**Estabilidad del fondo en excavaciones apuntaladas**

La estabilidad es independiente de H y B, pero varía con  $\gamma$ ,  $\phi$  y las condiciones de flujo

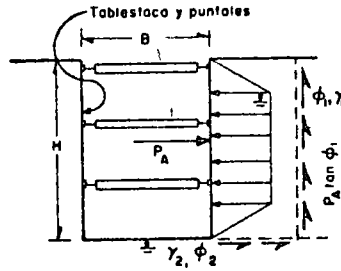
$$\text{Factor de seguridad} = 2N\gamma_2 \left(\frac{\gamma_2}{\gamma_1}\right) K_A \tan \phi$$

$N \gamma_2$  = Factor de capacidad de carga (Ad 1 18, Sección F)

Si el nivel freático está a una profundidad B o más por abajo del fondo de la excavación, tomese  $\gamma_1, \gamma_2$ , pesos unitarios húmedos

Si el nivel freático estático se localiza al nivel del fondo de la excavación, tomese  $\gamma_1$  = peso unitario húmedo,  $\gamma_2$  = peso unitario sumergido

Si existe flujo de agua por el fondo hacia el interior de la excavación,  $\gamma_2$  = peso unitario saturado menos subpresión



**EXCAVACION EN SUELO SIN COHESION\***

Si el empotramiento de la tablestaca es nulo

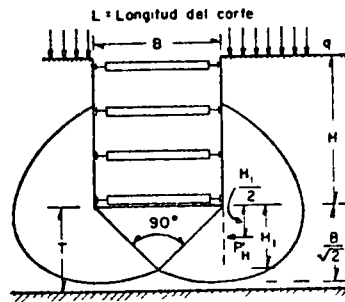
$$\text{Factor de seguridad } F_s = \frac{N_c C}{\gamma_T H + q}$$

$N_c$  = Factor de capacidad de carga (Ad 1 14, Sección F) que depende de las dimensiones de la excavación B, L y H (tomese  $H = D$ )

C = Cohesión de la arcilla en la zona de falla y alrededor del fondo

q = Sobrecarga superficial

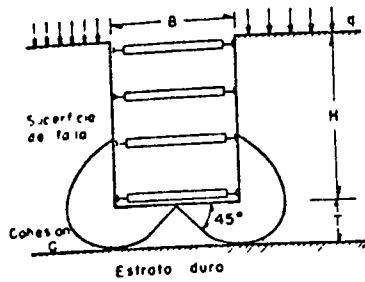
Si el factor de seguridad es menor que 1.5, la tablestaca debe empotrarse para asegurar la estabilidad, la fuerza actuante sobre la longitud empotrada es



**EXCAVACIONES EN MANTO ARCILLOSO ILIMITADO ( $T > 0.7B$ )\*\***

$$\text{Si } H_1 > \frac{2}{3} \sqrt{\frac{B}{2}}, P'_H = .7 (\gamma_T H B - 1.4CH - \pi CB)$$

$$\text{Si } H_1 < \frac{2}{3} \sqrt{\frac{B}{2}}, P'_H = 1.5H_1 (\gamma_T H - \frac{1.4CH}{B} - \pi C)$$



EXCAVACION EN ESTRATO DE ARCILLA LIMITADO POR ESTRATO DURO ( $T \leq 0.7B$ ) \*\*

Si la tablestaca no esta empotrada

Factor de seguridad

$$\text{Excavacion de faja larga } F_s = N_{CD} \frac{C}{\gamma_T H + q}$$

$$\text{Excavación rectangular } F_s = N_{cr} \frac{C}{\gamma_T H + q}$$

$N_{CD}$  y  $N_{cr}$  son factores de capacidad de carga (ver Ad 6), que dependen de las dimensiones de la excavación B, L y H (utilícese  $H = D$ )

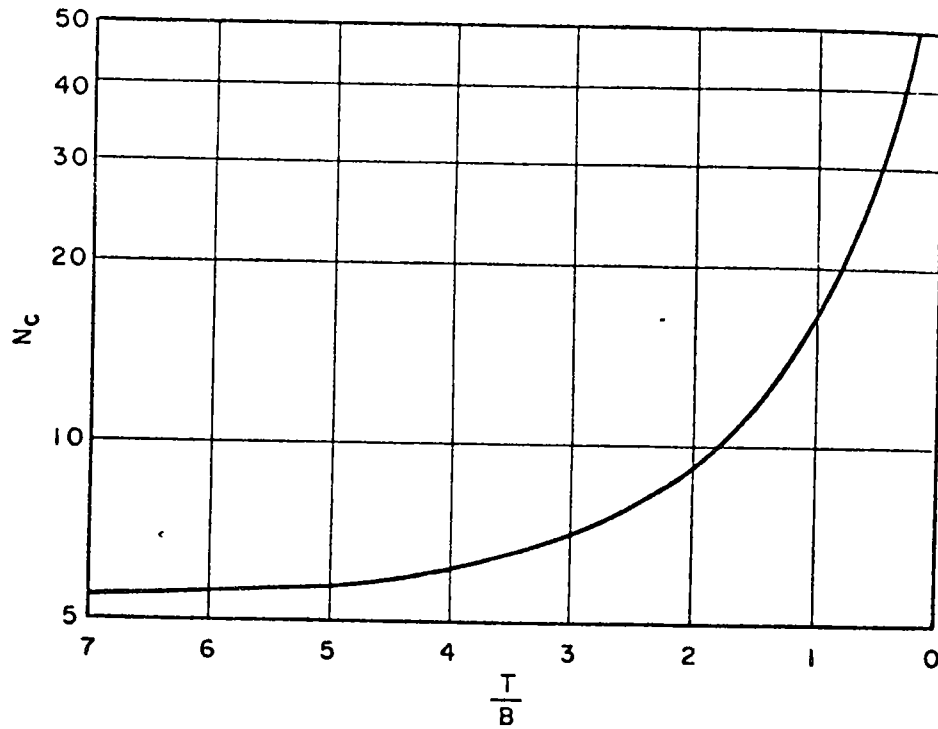
#### NOTAS

En todos los casos la fricción y adhesión lateral sobre la tablestaca es despreciada

Se supone que la cohesión de la arcilla es uniforme en toda la zona de falla

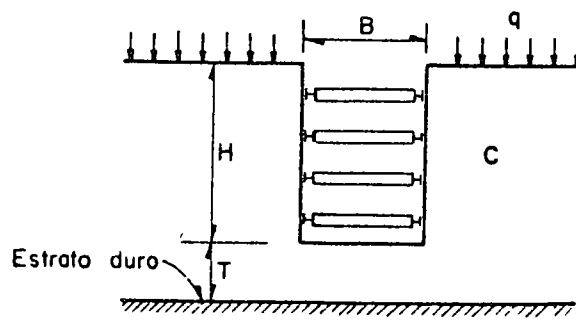
- \*K Terzaghi, "Theoretical Soil Mechanics", *John Wiley and Sons, Ltd* (1943), pp 189-192
- \*\*L. Bjerrum y O. Eide, "Stability of Struttred Excavations", *Norwegian Geotechnical Institute*, No 19, Oslo (1956)

Factores  $N_{CD}$  y  $N_{cr}$  para excavaciones en un estrato de arcilla sobreyacente a un estrato duro



Efecto de H

H/B	$N_{CD}$
0	100
5	115
1	124
2	136
3	143
4	146

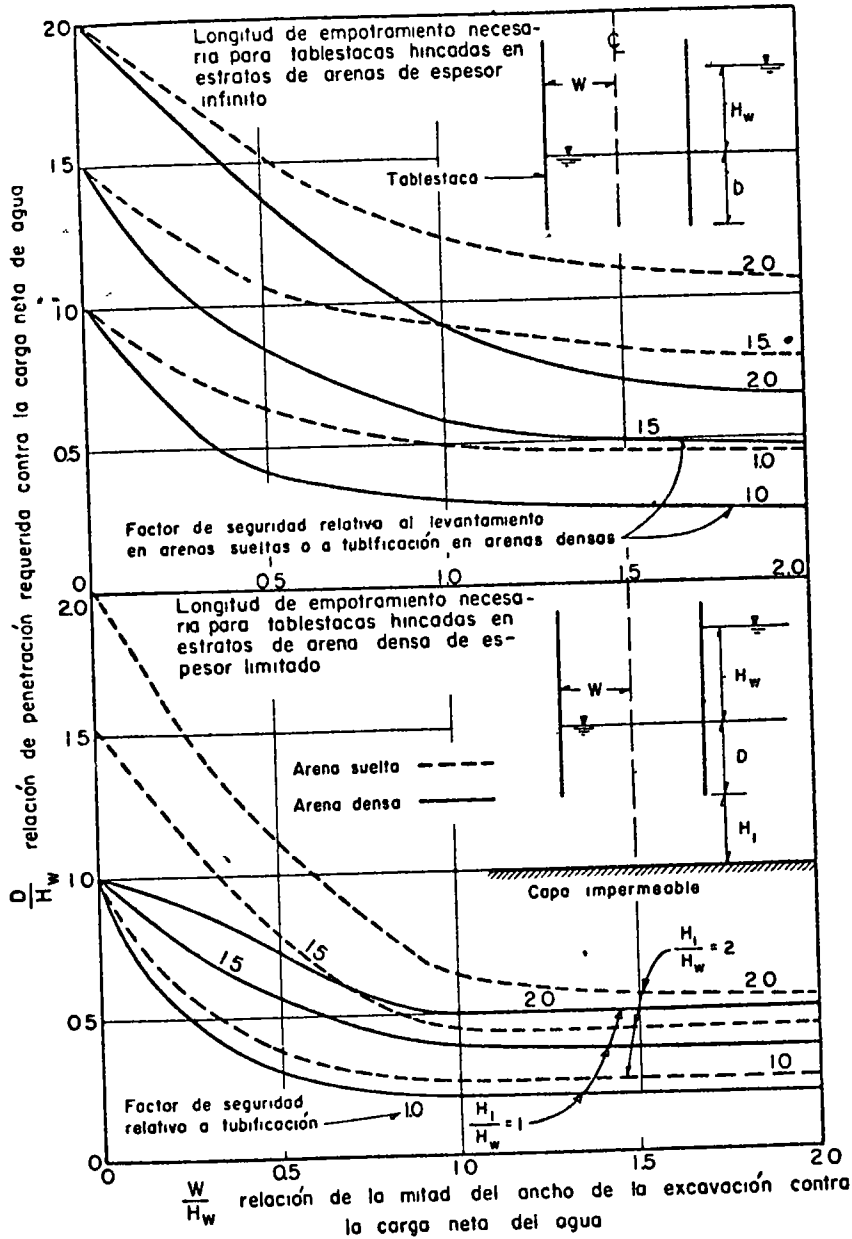


$$N_{cr} = N_{CD} \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

S J Button, "The Bearing Capacity of Footings on a Two-Layer Cohesive Subsoil", Proc , III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Berichthaus, Zurich



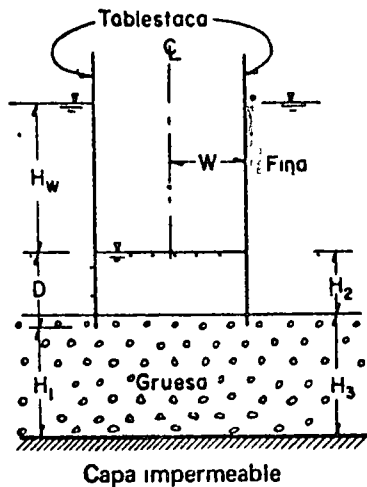
*Longitud de empotramiento necesaria para evitar la tubificación en arena isotrópica*



A Marsland, "Model Experiments to Study the Influence of Seepage on the Stability of a Sheeted Excavation in Sand", Institution of Civil Engineers, *Géotechnique*, Londres (1952-1953)

*Medidas necesarias para evitar la tubificación en arenas estratificadas*

Arena fina sobreyaciendo a arena gruesa.



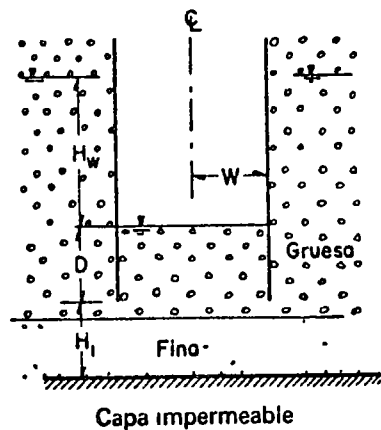
La presencia de la capa gruesa hace que el flujo en el material fino sea casi vertical y generalmente aumenta los gradientes de flujo en la capa fina en comparación con la sección homogénea (Ver Ad 7)

Si la frontera entre capas está a una profundidad del pie de la tablestaca mayor que el ancho de la excavación, entonces se utiliza el factor de seguridad para profundidad infinita

Si la frontera entre capas está a una profundidad del pie de la tablestaca menor que el ancho de la excavación, la subpresión es mayor que para la sección homogénea

Si la permeabilidad del estrato grueso es más de diez veces la del estrato de arena fina, la carga de falla ( $H_w$ ) = espesor de la capa fina ( $H_2$ ).

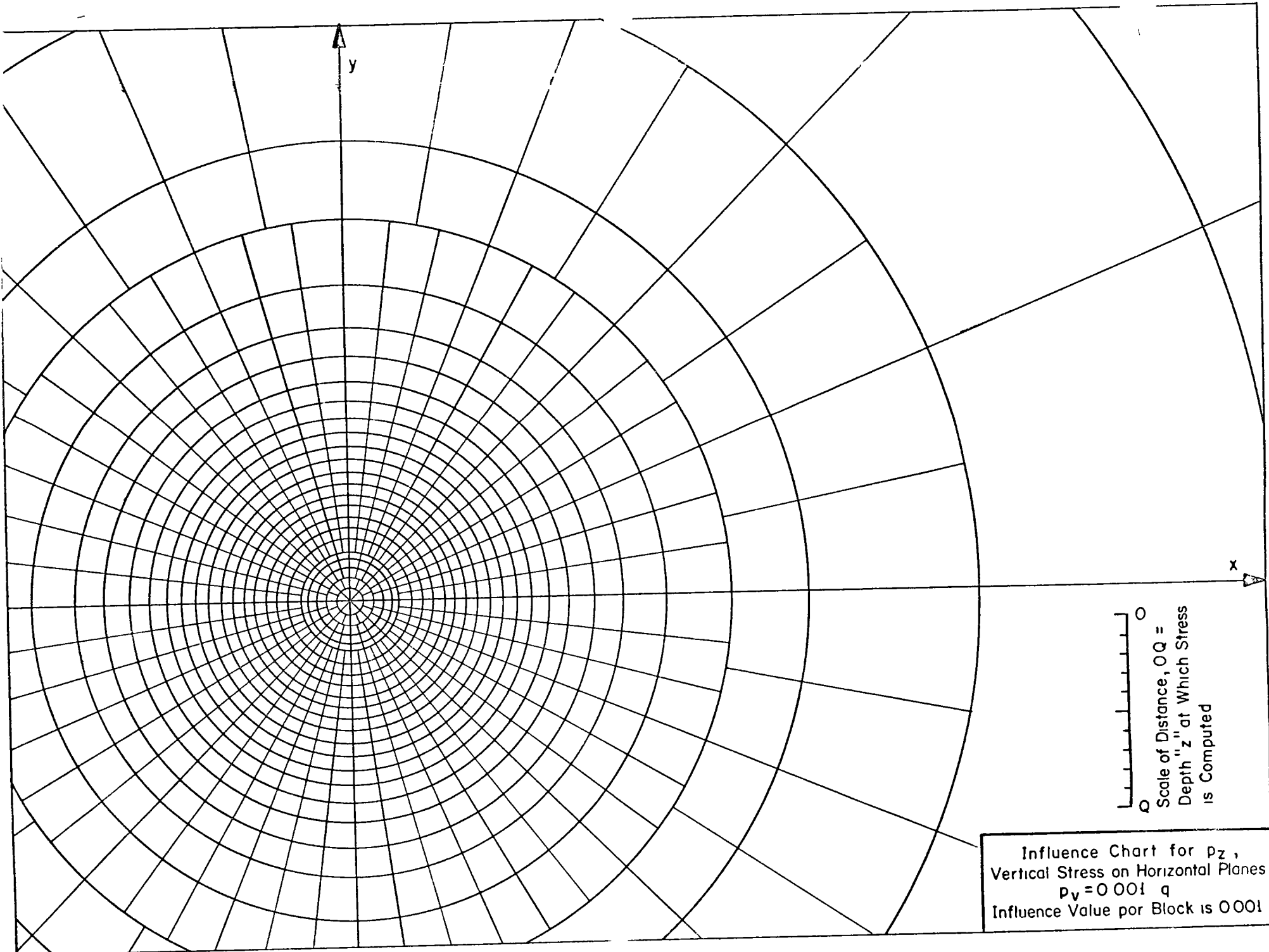
Arena gruesa sobreyaciendo a arena fina.



La presencia de material fino disminuye los gradientes de filtración en la capa de arena gruesa

Si la frontera entre capas está debajo del pie de la tablestaca, los factores de seguridad son intermedios entre los correspondientes a una frontera impermeable en la parte superior o inferior de la capa fina

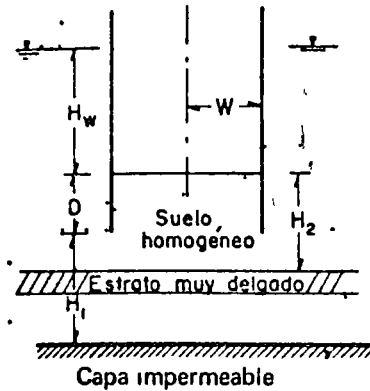
Si la frontera entre capas está un poco arriba del pie de la tablestaca, los factores de seguridad de Ad 7 son hasta cierto punto conservadores en cuanto a la penetración requerida.



0  
 Scale of Distance,  $OQ =$   
 Depth "z" at Which Stress  
 is Computed

Influence Chart for  $p_z$ ,  
 Vertical Stress on Horizontal Planes  
 $p_v = 0.001 q$   
 Influence Value per Block is 0.001

## Capa fina en estrato de arena homogénea



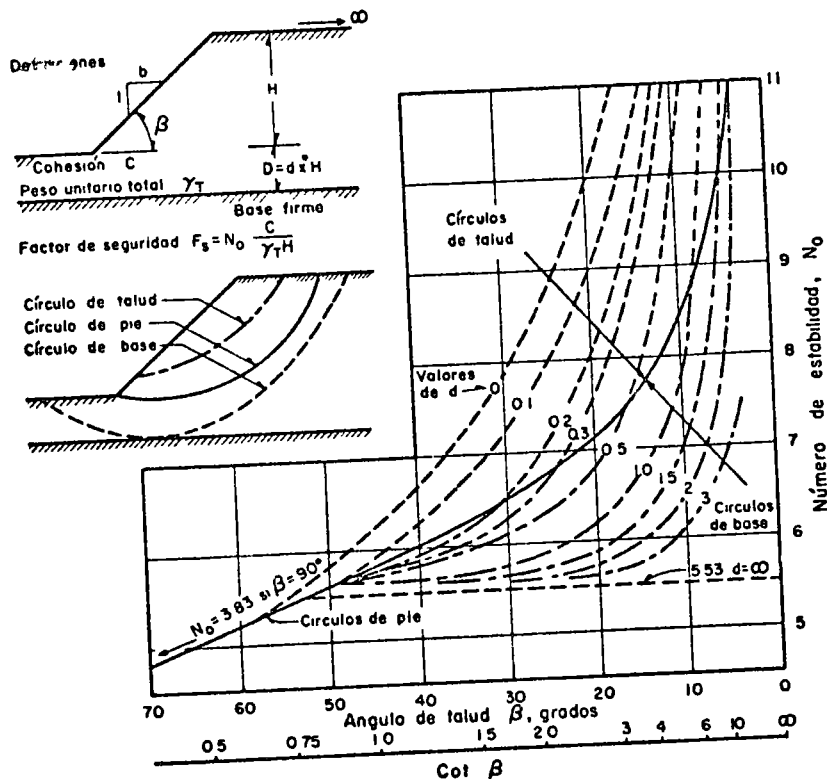
Si la frontera superior del estrato fino está a una profundidad mayor que el ancho de la excavación por debajo del pie de la tablestaca, entonces se aplican los factores de seguridad de Ad 7, suponiendo la base impermeable en la frontera superior de la capa fina

Si la frontera superior del estrato fino está a una profundidad menor que el ancho de la excavación por debajo del pie de la tablestaca, se requiere un alivio de presión de manera que el exceso de carga abajo del estrato fino no exceda el peso del suelo arriba de dicho estrato

Si el estrato fino está localizado por encima del fondo de la excavación, la condición final es más segura que en el caso homogéneo, pero puede presentarse una situación peligrosa durante la excavación y se requiere el uso de pozos de alivio como en el caso anterior

A Marsland, "Model Experiments to Study the Influence of Seepage on the Stability of a Sheeted Excavation in Sand", Institution of Civil Engineers, *Géotechnique*, Londres (1952-1953)

Análisis de la estabilidad de taludes en suelos cohesivos ( $\phi=0$ )



HIPOTESIS

- 1 No existe un tirante de agua al pie del talud
- 2 No actúan sobrecargas
- 3 No existen grietas de tensión
- 4 El suelo es homogéneo hasta la profundidad D
- 5 La resistencia se debe únicamente a la cohesión y es constante con la profundidad
- 6 La falla se produce a lo largo de un círculo

Ejemplo

$H = 8\text{ m}$   
 $D = 6.4\text{ m}$   
 $\beta = 35^\circ$   
 Base firme  
 $\gamma_T = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$      $C = 2950 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$      $\phi = 0$   
 $d = \frac{D}{H} = \frac{6.4}{8} = 0.8$   
 $F_s = N_o \frac{C}{\gamma_T H} = 5.8 \frac{(2950)}{(1850)(8)} = 1.16$   
 $\beta = 35^\circ$   
 La falla es un círculo de base

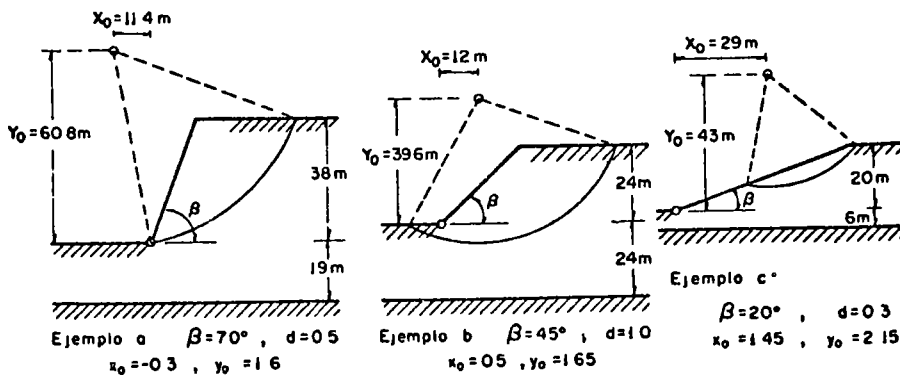
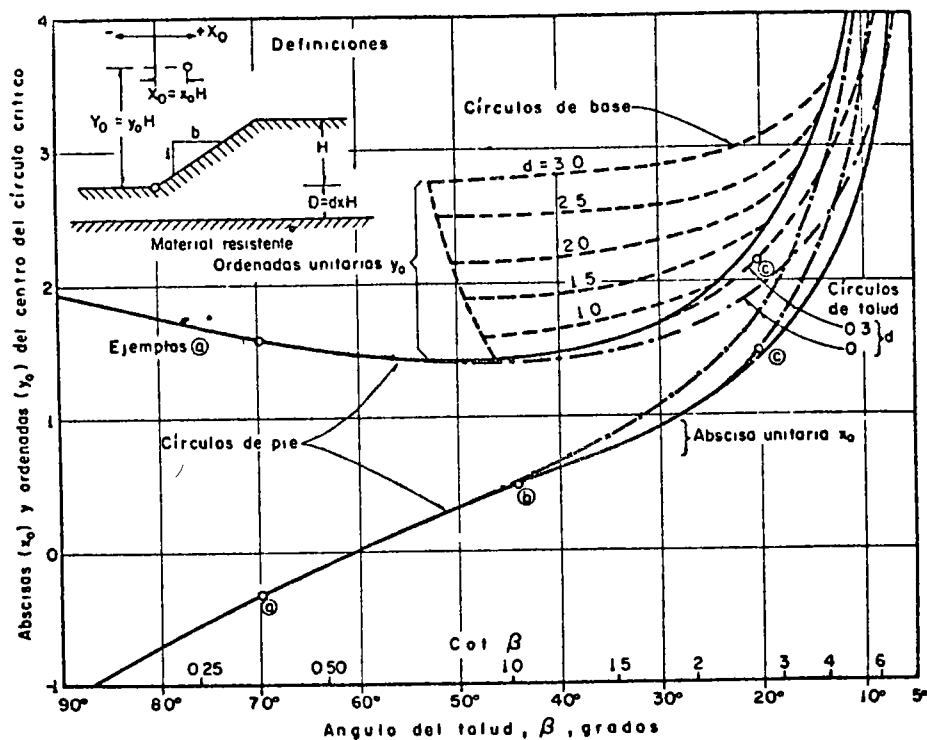
NOTAS

Vease Ad 20 para la localización del centro del círculo crítico

Véase Ad 21 para los factores de reducción en caso de sobrecarga, grietas de tensión o tirante de agua al pie del talud

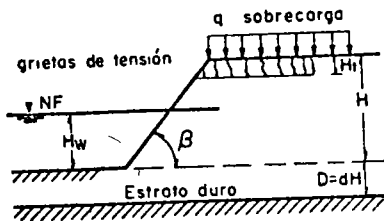
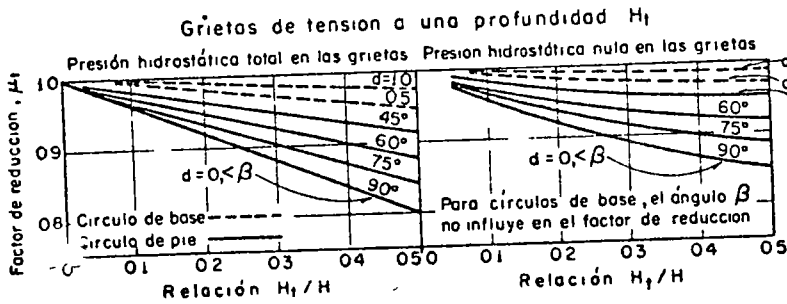
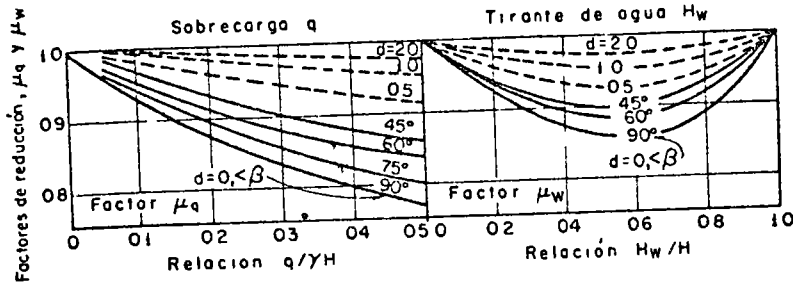
N. Janbu, "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters", Harvard Soil Mechanics, Serie No 46, Harvard University, Cambridge, E.U.A.

Centro del círculo crítico, taludes en suelo cohesivo



N Janbu, "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters", Harvard Soil Mechanics, Serie No 46, Harvard University, Cambridge, E U.A.

**Influencia de la sobrecarga de un tirante de agua en el pie del talud, y de grietas de tensión, en la estabilidad**



Ejemplo cuando  $\phi = 0$ . Ver Ad 23  
 para  $q = 1030 \text{ kg/m}^2$ ,  $\frac{q}{\gamma H} = \frac{1030}{1850 \times 8} = 0.695$   
 $H_w = 4.8 \text{ m}$ ,  $\frac{H_w}{H} = \frac{4.8}{8} = 0.6$   
 $H_t = 1.3 \text{ m}$ ,  $\frac{H_t}{H} = \frac{1.3}{8} = 0.16$   
 entonces,  $\mu_q = 0.940$ ,  $\mu_w = 0.945$   
 $\mu_t = 0.985$  (Presión hidrostática nula)  
 $F_s = \frac{0.940 \times 0.945 \times 0.985 \times 5.8 \times 2950}{1850 \times 8 + 1030 - 1000 \times 4.8} = 1.35$

**INFLUENCIA EN EL FACTOR DE SEGURIDAD**

Cuando  $\phi = 0$   $F_s = \frac{\mu_q \mu_w \mu_t N_0 C}{\gamma H + q - \gamma_w H_w}$

Cuando  $\phi > 0$   $F_s = \frac{N_c f C}{P_d}$  y  $\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \tan \phi}{C}$

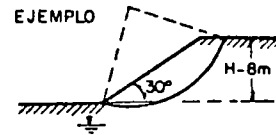
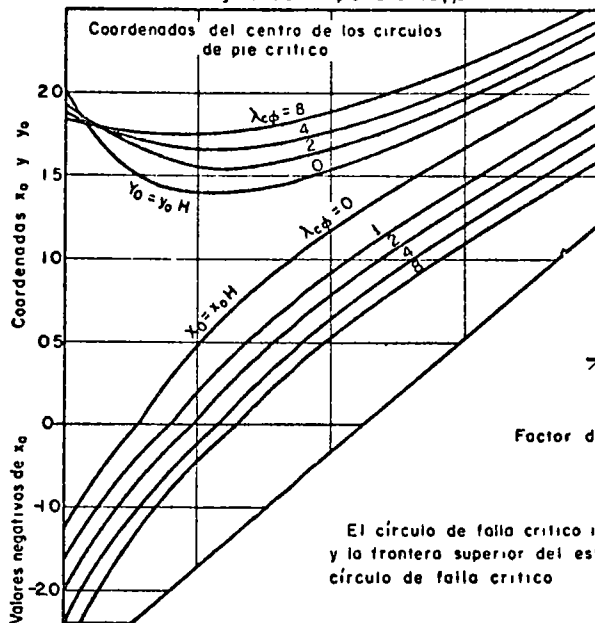
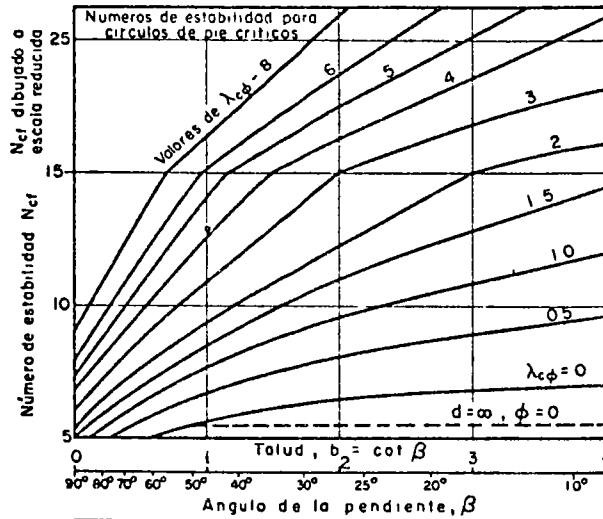
$P_d = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$

$P_e = \frac{\gamma_{sat} H + q}{\mu_q}$

Ejemplo cuando  $\phi > 0$ . Ver Ad 26  
 para  $q = 280 \text{ kg/m}^2$ ,  $\frac{q}{\gamma H} = \frac{280}{1930 \times 8} = 0.018$   
 $H_w = 1.74 \text{ m}$ ,  $\frac{H_w}{H} = \frac{1.74}{8} = 0.217$   
 $H_t = 2.78 \text{ m}$ ,  $\frac{H_t}{H} = \frac{2.78}{8} = 0.348$   
 entonces,  $\mu_q = 0.995$ ,  $\mu_w = 0.975$ ,  $\mu_t = 0.990$  (Pres hidr tot)  
 $P_d = \frac{1930 \times 8 + 280 - 1000 \times 1.74}{0.995 \times 0.975 \times 0.990} = 14540$   
 $P_e = \frac{1930 \times 8 + 280}{0.995} = 15800$   
 $\lambda_{c\phi} = \frac{15800 \times 0.306}{1370} = 3.52$ ,  $F_s = \frac{14 \times 1370}{14540} = 1.33$

N. Janbu, "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters", Harvard Soil Mechanics, Serie No 46, Harvard University, Cambridge, E U A

Análisis de la estabilidad de taludes con  $\phi$  y  $c$



**EJEMPLO**

**HIPOTESIS**

- 1 El nivel freático está abajo de la superficie de falla
- 2 No existe sobrecarga ni grietas de tensión

**PROPIEDADES**

$C = 1370 \text{ kg/m}^2$  ;  $\phi = 17^\circ$   
 $\gamma = 1930 \text{ kg/m}^3$  ;  $H = 8 \text{ m}$   
 $\beta = 30^\circ$

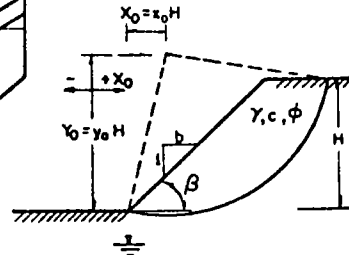
**CALCULOS**

$\lambda_{c\phi} = \frac{1930 \times 8 \times 0.306}{1370} = 3.45$

$N_{cf} = 14$   
 $x_0 = 0.52$  } de las curvas  
 $y_0 = 1.65$

$F_s = \frac{14 \times 1370}{1930 \times 8} = 1.24$

$X_0 = 0.52 \times 8 = 4.16 \text{ m}$   
 $Y_0 = 1.65 \times 8 = 13.20 \text{ m}$



Factor de seguridad  $F_s = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma \cdot H}$

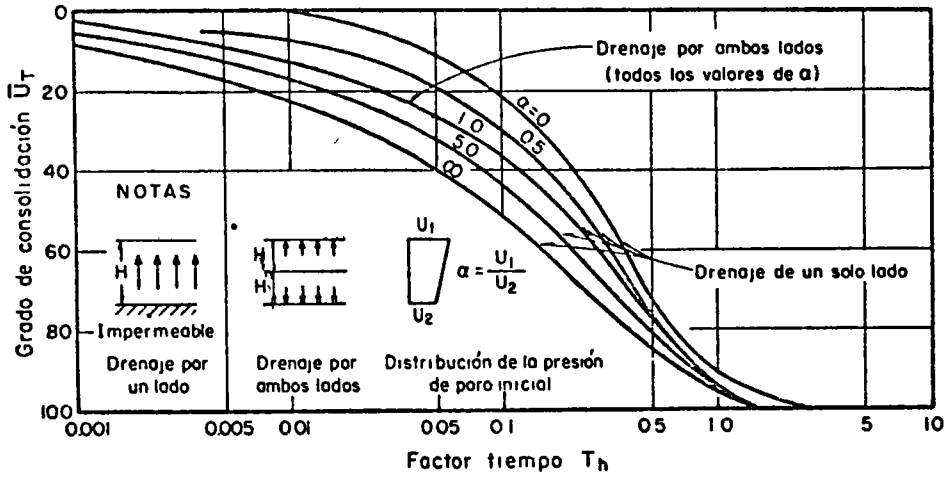
Parametro  $\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c}$

El círculo de falla crítico interseca al pie. El nivel freático y la frontera superior del estrato duro quedan por debajo del círculo de falla crítico

N Janbu, "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters", Harvard Soil Mechanics, Serie No 46, Harvard University, Cambridge, E U A



**Factores tiempo para análisis de consolidación Consolidación con drenaje vertical. Carga instantánea**



El asentamiento ocurrido en un tiempo  $t$ , después de la aplicación de la carga, está dado por

$$T_h = \frac{C_v t}{H^2} \quad (\Delta h)_t = (\Delta h_\infty) \bar{U}_T$$

con  $\frac{T}{h} = \frac{C_v t^2}{H^2}$ ,  $\bar{U}_T$  se obtiene para el valor anterior de  $T$ , a partir de la gráfica

donde

$C_v$  coeficiente de consolidación del material compresible

$H$  espesor del manto compresible

"Procedures for Foundation Design of Buildings and other Structures (Except Hydraulic Structures)", Informe Técnico No 3-526, Corps of Engineers, U.S. Department of the Army

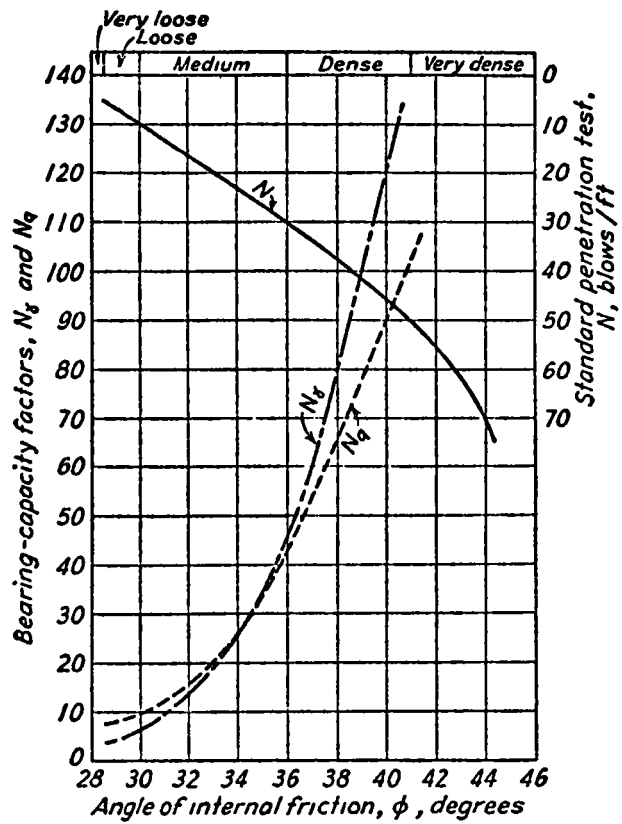


FIG. 142. Curves showing the relationship between  $\phi$ , bearing capacity factors, and values of  $N$  from the standard penetration test

## CIMENTACIONES SUPERFICIALES:

### ZAPATAS

Ing. Ricardo Sánchez Bringas

#### I. ANTECEDENTES

Los primeros constructores reconocieron la importancia de una adecuada cimentación para lograr un buen comportamiento de sus estructuras. El proyectista de la Gran Pirámide de Keops, decidió cimentar esta obra sobre una superficie gastada por el viento de un promontorio de rocas el cual niveló y cubrió totalmente con bloques de caliza de 3 ton de peso cada una, formando un cuadrado de 250 m de lado. Apoyado en este primitivo cimiento se erigió la pirámide que tiene 160 m de altura y pesa 7,000.000 de ton, cuyo comportamiento a lo largo de 5,000 años ha sido satisfactorio.

Los Constructores de Babilonia encontraron condiciones de suelo más difíciles debido a que sus tierras estaban formadas por una gran planicie aluvial. Antes de construir sus ciudades formaron terraplenes con alturas entre 1 y 4 m que cubrían un área circu

./.

lar del orden de un kilómetro de diámetro. Bajo cada edificio, -  
construían plataformas de ladrillo recocido y resecado al sol jun-  
teado con materiales asfálticos naturales. Estas placas tenían un  
metro de espesor y sobre ellas construían sus templos y edifi-  
cios públicos. Aparentemente experimentaron hundimientos dife-  
renciales importantes entre sus edificios pesados y las paredes -  
perimetrales.

Tanto los Griegos como los Chinos construyeron losas de piedra  
labrada para soportar sus estructuras. Los Griegos utilizaron --  
bandas de metal para unir las piedras. Los Chinos las junteaban  
sin mortero.

Posteriormente los Romanos adaptaron el diseño de sus cimenta-  
ciones a los diferentes tipos de suelos encontrados en sus domi-  
nios. En suelos muy blandos utilizaron pilotes de madera. En --  
suelos más firmes construyeron losas. Algunas veces construye-  
ron cimientos a base de piedra junteada con cemento o mortero -  
de cal. Este fue el principio de la construcción de cimientos de  
concreto el cual quedó rezagado por completo en la edad media.

Los Mayas en Yucatán hicieron uso extensivo de las cimentacio-  
nes a base de losas formadas por piedras rectangulares unidas -  
./.

con mortero de cal.

Durante la edad media en la construcción de las cimentaciones se continúa empleando bloques de piedra para formar placas de apoyo a los edificios. La arquitectura Gótica utilizó columnas con grandes separaciones y dió origen al uso de zapatas con gran área de apoyo en el suelo. Aparentemente no se siguieron reglas especiales para el diseño. Cuando el terreno era duro la zapata era de las mismas dimensiones que el elemento que soportaba cuando el suelo era suave la zapata se ampliaba. El tamaño de las zapatas rara vez se relacionaba con la carga de la columna y en realidad se decidía por el espacio disponible o la forma de la columna o muro que soportaba. Cuando ocurría alguna falla los elementos fallados se ampliaban hasta que fueran capaces de soportar la carga.

La construcción de edificios más altos y más pesados en la última parte del siglo XIX dió motivo a numerosos casos de cimentaciones falladas y despertó el interés en el diseño de la cimentación. Un avance significativo en el estudio del comportamiento de las cimentaciones fue el concepto de que las áreas de cimentación deben ser proporcionales a las cargas y que el centro de

./.

las cargas debe estar alineado con el centro de la cimentación. - esta regla fue la guía para los proyectistas de cimentación dictada por F. Baumann en 1873. Las cimentaciones con fallas por capacidad y por asentamientos inadmitibles condujeron a los ingenieros a examinar con minuciosidad los métodos de diseño. El primer resultado fue la elaboración de normas para determinar la máxima presión que la cimentación debería enviar a cada tipo de suelo. La segunda consecuencia fue el desarrollo de pruebas de carga en el campo para valorizar la capacidad de carga del suelo en el lugar mismo de la construcción.

Entre la 1a. y 2a. guerras mundiales la ingeniería de cimentaciones progresó más rápidamente. El paso más importante fue el desarrollo de la ciencia de la Mecánica de Suelos. La mayor parte de los trabajos desarrollados pertenecen a Karl Terzaghi, quien en 1925 desarrolló por primera vez un análisis del comportamiento mecánico de los suelos, en particular de los hundimientos producidos por una carga dejando abierto el camino para resolver racionalmente los problemas de cimentaciones. Este proceso es continuo y forma la base de los métodos modernos del diseño de las cimentaciones.

## II. ZAPATAS

### 1) Tipo de Zapatas

Una zapata es un ensanchamiento de la base de una columna o muro con el propósito de transmitir al suelo la carga con una presión adecuada a las propiedades mecánicas del mismo. Si la zapata soporta una sola columna se dice que es una zapata aislada. La zapata que soporta un muro se conoce con el nombre de zapata continua. Si la zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. Un caso particular de este tipo de zapata es la zapata en cantiliver que soporta una o varias columnas y parte de un muro.

### 2) Procedimiento para proporcionar las dimensiones de una Zapata

Una vez que se conoce la presión admisible del suelo en un sitio determinado el procedimiento más simple es el siguiente:

Se determina la carga que actúa en la base de cada columna. Se estima el peso del cimiento y se añade a la carga de la columna. La carga total se divide entre la presión admisible del suelo y se determina el área requerida por la zapata. Considere

./.

rando la presión admisible de suelo como un dato determinado, - el punto más importante es la determinación de la carga para la cual la zapata debe ser proporcionada. Es común considerar que el hundimiento de una zapata es causado principalmente por la - carga muerta más una cantidad de la carga viva que actuará so- bre la zapata en un intervalo de tiempo relativamente grande. -- Sin embargo esto dependerá del tipo de carga viva que se pre-- sente en cada caso. Deberá tratarse cada zapata de tal manera - que se obtengan iguales hundimientos para lo cual serán elegidas las dimensiones de las diferentes zapatas para lograrlo. La pre- sión admisible no deberá ser excedida bajo ninguna zapata, aún - si en un corto tiempo actúan simultáneamente las cargas vivas - y la máxima carga provable de viento.

En la práctica actual el procedimiento a seguir es el siguiente:

- 1) Determinación de la Carga Muerta para cada columna in- cluyendo el peso del cimiento.
- 2) Determinación de la máxima carga viva, incluyendo la -- carga sísmica y de viento que puedan actuar en la zapata. Estos valores generalmente los establecen los reglamen-- tos de construcción.

./.



- 3) Determinación de la relación entre la máxima carga viva y carga muerta que soportará cada zapata.
- 4) Selección de la zapata, determinación del área necesaria-- considerando la suma de las cargas muerta y viva máxi-- mas.
- 5) A la carga muerta adicionada de la carga viva reducida -- por consideraciones a largo plazo, se les llama la carga viva reducida con la cual se calcularán los hundimientos.
- 6) Revisión de los hundimientos para cada zapata de apoyo -- del edificio.

Ciertamente que para cada caso particular se deberán hacer las hipótesis y modificaciones al procedimiento convencional antes -- mencionado.

### III. CAPACIDAD DE CARGA Y ANALISIS DE HUNDIMIENTOS

Aún cuando en la actualidad existen varias teorías para calcular la capacidad de carga, diferentes métodos para obtener los esfuerzos a determinada profundidad en la masa de un suelo y métodos para calcular los hundimientos de suelos por consolidación, en esta parte presentaremos los métodos de mayor uso en la aplicación de cimentaciones en la Ciudad de México.

#### 1) Capacidad de Carga

Terzaghi, desarrolló una ecuación general de capacidad de carga a partir de las ecuaciones propuestas por Prandtl. Esta ecuación supone despreciable la resistencia al corte del suelo que se encuentra sobre el plano de desplante de la zapata. Las ecuaciones de uso continuo son:

$$\text{Zapata Continua} \quad q_{\text{ULT.}} = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Zapata Cuadrada} \quad q_{\text{ULT.}} = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Zapata Circular} \quad q_{\text{ULT.}} = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$$

Los valores de cada término se presentan en el anexo a este es  
crito.

./.

## 2) Análisis de Hundimientos

La fórmula general para el análisis de hundimientos de la Ciudad de México es la siguiente:

$$\lambda = \Delta H \cdot \Delta \sigma \cdot m_v$$

Depende exclusivamente del espesor de cada estrato compresible, del incremento de presión que producirá la nueva estructura y de las propiedades de compresibilidad del material considerado.

El primer factor se determina mediante los sondeos en la etapa de exploración de campo. La determinación de los esfuerzos que producirán el hundimiento de cada estrato se determina mediante las teorías de elasticidad. Los métodos más usuales son el de Boussinesq y el de Westergaard. El primero se utiliza para suelos con rigidez uniforme. El segundo se utiliza para suelos estratificados en donde las deformaciones en el sentido horizontal se ven restringidas por la diferente rigidez de los estratos.

Las propiedades de compresibilidad del suelo se determinan mediante pruebas de consolidación en el laboratorio. Los parámetros para el diseño y análisis de hundimientos generalmente se reportan en los estudios de Mecánica de Suelos.

./.

#### IV. CASOS ESPECIALES

A continuación se presenta algunos casos en donde el diseño de la zapata queda definido por las deformaciones que pueden presentarse motivadas por los siguientes fenómenos:

- 1) Consolidación
- 2) Saturación
- 3) Expansión
- 4) Colapso
- 5) Deformación sísmica
- 6) Cavernas

Como ejemplo de consolidación se presenta un edificio en la zona del Aeropuerto de la Ciudad de México, cimentado por las zapatas, que cumple con la capacidad de carga pero que excede la limitación por asentamientos totales y diferenciales. Las condiciones estratigráficas se presentan en la figura 3 y los movimientos en la figura 12.

Un ejemplo de saturación y expansión es el caso de los suelos de la zona Noreste de la República Mexicana. El perfil estratigráfico de dos sondeos en la zona de Ciudad Obregón y Navajoa -

muestra arcillas de alta plasticidad, de color rojizo, con valores del contenido de agua del orden de los valores del límite plástico y baja saturación. El nivel de aguas freáticas por debajo de los 10 m. En estos materiales deberá esperarse deformaciones inadmisibles cuando sean cubiertos por construcciones debido al incremento paulatino y errático del contenido de humedad.

Un caso determinado mediante pruebas de expansión en el laboratorio se presentó en terrenos cercanos a los Indios Verdes, D. F., en donde las expansiones al saturar el material alcanzaron valores hasta del 8% como se muestra en la figura respectiva.

En el anexo a este artículo se presenta diferentes casos que ilustran los factores a tomar en cuenta en el diseño de estos cimientos.

México, D.F., 19 de Noviembre de 1971.

'mml.

Profilado de  
 SOBUM, S. A  
 Ent de Alm No 0503

## 2 Soil Bearing Capacity, Load-induced Pressures, and Settlements

### 2.1 INTRODUCTION

Foundation design is based on providing a means of transmitting the loads from a structure to the underlying soil without a soil shear failure (i.e. a plastic flow and/or a lateral expulsion of soil from beneath the foundation) or causing excessive settlements of the soil under the imposed loads. If both of these requirements for a structure are not satisfied, the structure will in general perform unsatisfactorily. That is it will settle excessively, tilt, and form unsightly cracks, and may even collapse if the differential settlements induce sufficient overstress in critical members.

This chapter presents the currently accepted theories of computing bearing capacity, methods of computing stresses at a depth in a soil mass due to vertical loading (Chap. 6 considers lateral loading), and methods of computing settlements for soils both by consolidation (settlements as a function of time) and immediate settlement theories.

Foundations are often classified as *shallow* and *deep* foundations depending on the depth of the load transfer member below the superstructure. Thus a deep as compared with a shallow foundation becomes a somewhat relative term. Terzaghi [1] presented a definition of a shallow foundation as one in which the depth to the bottom of the footing is less than or equal to the least dimension of the footing (Fig. 2.1a).

### 2.2 THE TERZAGHI BEARING CAPACITY EQUATION

Terzaghi, using the shallow foundation definition given in the preceding paragraph, derived a general bearing capacity equation from a modification of equations proposed by Prandtl (ca. 1920). This equation was derived based on neglecting the shear resistance of the soil above the horizontal plane through the base of the footing (Fig. 2.1a) and replacing the soil above this plane with a surcharge ( $q = \gamma D_f$ ). The application of the load  $V$  in Fig. 2.1b tends to push the wedge of soil  $abc$  into the

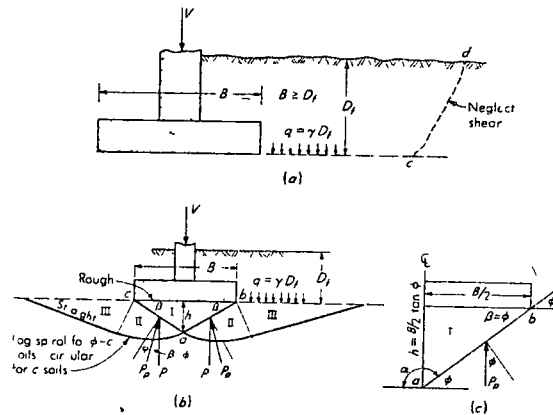


Fig. 2.1 Development of the Terzaghi bearing capacity equations. (a) Condition for a shallow foundation as shear along plane  $cd$  is neglected and replaced by surcharge  $q = \gamma D_f$ . (b) Assumptions for the Terzaghi bearing capacity equation. (c) Geometry if  $\beta = \phi$ .

ground with a lateral displacement of zones I and III, but this lateral displacement is resisted by shear stresses developed along the slip planes and by the weight of soil in these zones. From this failure mechanism concept and using values obtained from the partial theory presented in Appendix A, Terzaghi presented the following equations:

$$\text{Continuous footing } q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.1)$$

$$\text{Square footing } q_{ult} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (2.2)$$

$$\text{Round footings } q_{ult} = 1.3cN_c + qN_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (2.3)$$

44 FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

where  $q_{ult}$  = ultimate soil bearing pressure (use consistent units for  $c$ ,  $q$  and  $B$ )

$c$  = cohesion of soil

$\phi$  = angle of internal friction of soil

$q = \gamma D_f$

$B$  = least lateral dimension of footing (use diameter =  $B$  for round footings)

$\gamma$  = unit weight of soil (use submerged weight for soil below water table or corrections from Fig 2.6 and saturated unit weight)

$$N_c = \text{bearing capacity factor} = \cot \phi \left[ \frac{a^2}{2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1.0 \right]$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{pT}}{\cos^2 \phi} - 1.0 \right)$$

$$a = e^{(1.2/1 - \phi/2) \tan \phi}$$

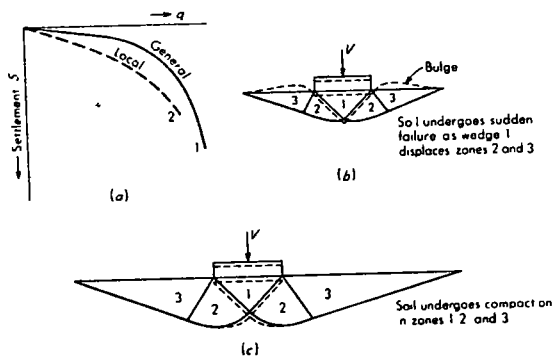


Fig 2.2 Illustration of general shear and local shear failures (a) Curve 1 is for a general shear failure where the soil resists load with small settlements until suddenly soil fails (b) displacements for general shear failure (c) conditions for a local shear failure (After Terzaghi [1])

The values  $K_{pT}$  and  $K_{pT}$  are general- and local shear terms used by Terzaghi which relate the passive pressure of the soil in zones II and III to the size of footing and angle of failure of zone I of Fig 2.1b and are provided for the convenience of the reader so that more complete bearing capacity tables can be computed (See also Appendix A)

Terzaghi also considered the condition of the base of the footing as to whether it was smooth or rough and whether a local shear or a general shear failure was possible. A smooth footing base gives a smaller value of  $q_{ult}$  (which can also be computed from a rough base and a larger safety factor). The equations given are for a rough base which is the usual practical condition of pouring a concrete footing onto the soil. Figure 2.2 gives the conditions for both a local shear and a general shear failure. A local shear failure is associated with considerable vertical soil movement before soil bulging takes place (soil is loose relative to a general shear failure). Local shear failure soil parameters are proposed as

$$c' = \frac{2}{3}c \tag{2-4}$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \tag{2.5}$$

Table 2.1 presents values of  $K_{pT}$  and  $K_{pT}$  for use in computing the bearing capacity factors. Table 2.2 presents values of  $N_c$ ,  $N_q$  and  $N_\gamma$  for selected angles of internal friction for use in Eqs (2.1) to (2.3)

A study of Eqs (2.1) to (2.3) leads to the following conclusions

- 1 The ultimate bearing capacity increases with depth of footing
- 2 The ultimate bearing capacity of a cohesive soil ( $\phi = 0$ ) is independent of footing size i.e. at the ground surface ( $D_f = 0$ )  $q_u = 5.7c$
- 3 The ultimate bearing capacity of a cohesionless soil ( $c = 0$ ) is directly dependent on footing size but the depth of footing is more important than size

Table 2.1 Values of  $K_{pT}$  and  $K_{pT}$  for use in the computation of the bearing capacity factor  $N_\gamma$  in the Terzaghi bearing-capacity equations

$\phi$	$K_{pT}$	$K_{pT}$
0	10.8	6.0
5	12.2	7.0
10	14.7	8.8
15	18.6	11.0
20	25.0	14.5
25	35.0	19.5
30	52.0	26.5
35	82.0	36.5
40	141.0	52.0
45	298.0	79.0
50	800.0	135.0

**Table 2.2** Bearing capacity factors for use in Eqs (2.1) to (2.3) for general shear conditions  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , and local shear conditions  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.5	415.1	1153.2	81.3	65.6	87.1

**Example 2.1** Computation of the allowable soil bearing pressure based on the Terzaghi equations. A square footing is as shown in the accompanying figure. What is the allowable soil pressure based on Eq. (2.2) using a safety factor of 3.0?

**Solution** From Table 2.2 for  $\phi = 20^\circ$   
 $N_c = 17.7$     $N_q = 7.4$     $N_\gamma = 5.0$

and

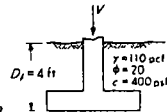
$$q_{ult} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{Eq. (2.2)}$$

$$= 1.3(0.4)(17.7) + 4(0.110)(7.4) + 0.4(0.110)(5.0)B$$

$$= 12.5 + 0.22B$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{3} = 4.2 + 0.07B$$

For all practical purposes  $q_a = 4.0$  ksf\*



**Example 2.1a** Redo Example 2.1 if the angle of internal friction is  $22.5^\circ$

**Solution** Applying a linear interpolation to values in Table 2.2

$$N_c = 21.4$$

$$N_q = 10.0$$

$$N_\gamma = 7.9$$

$$q_{ult} = 1.3(0.4)(21.4) + 4(0.110)(10.0) + 0.4(0.110)(7.9)B$$

$$= 15.5 + 0.348B$$

$$q_a = 5.2 + 0.116B$$

\* In this text  $q_a$  will be reported to the nearest 0.5 ksf (generally rounded down) for soil pressures above 1.5 ksf. For soil pressures below 1.5 ksf the computed value should be rounded off to the nearest 0.1 ksf.

For practical purposes  $q_a = 5.5$  ksf for nominal values of footing width  $B$ . This example illustrates that  $q_a$  is very sensitive to the angle of internal friction. An alternative method of presentation of  $q_a$  for problems of this type is in the form of a curve of  $q_a$  versus  $B$  or as  $q_a B^2$  versus  $B$ .

**Example 2.2** Redo Example 2.1 for a local-shear soil condition

**Solution**

$$\text{Take } c' = \frac{2}{3}c = \frac{2}{3}(0.4) = 0.267, \text{ say } 0.27 \text{ ksf}$$

The  $N$  factors in Table 2.2 are computed for a value of  $\tan \phi = \frac{2}{3} \tan \phi$  therefore we can use the given  $\phi$  of  $20^\circ$  to enter the table obtaining values as follows

$$N_c' = 11.8 \quad N_q = 3.9 \quad N_\gamma = 1.7$$

$$q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$q_{ult} = 1.3(0.27)(11.8) + 4(0.110)(3.9) + 0.4(0.110)(1.7)B = 5.86 + 0.075B$$

and for a safety factor of 3.0 the allowable soil pressure is

$$q_a = 1.95 + 0.025B \Rightarrow \text{say } 2.0 \text{ ksf}$$

### 2.3 THE GENERAL BEARING CAPACITY EQUATION

In recent years there have been several new proposals for computation of bearing capacity [2-8]. These proposals make various assumptions concerning the formation of the  $\beta$  angle of the triangular wedge (Fig. 2.1c) beneath the footing and the shape of the failure surfaces of Fig. 2.1b. Either the depth of the footing (the development of shear stress along  $cd$  of Fig. 2.1a) is considered directly in the computations or factors to account for the depth of the footing, the shape of the footing, and the inclination or eccentricity of the loads are introduced as applicable.

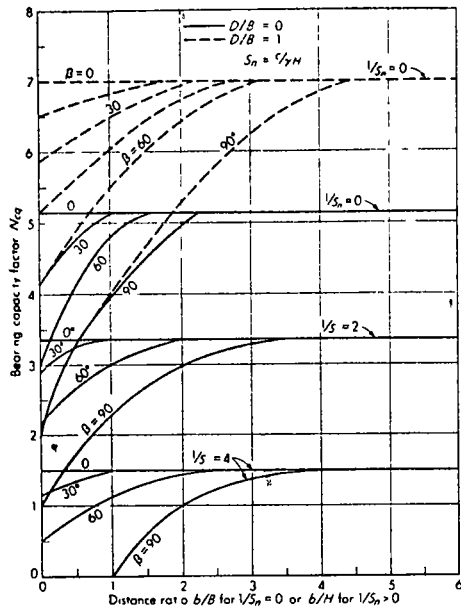
Considerable quantities of test results of both models as well as full size footings are becoming available [9-10] from which the various theories may be compared. In passing it should be mentioned that Terzaghi had only limited experimental data on which to base his theory. Two of the proposed theories seem to provide values that compare well with the experimental results, but their use tends to be restricted to a soil type.

One theory (which is somewhat similar to the Terzaghi method) has been proposed by Hansen [8] and gives better test correlation for cohesive soils than do the Terzaghi equations (Table 2.5). According to Hansen, the ultimate soil pressure may be taken as

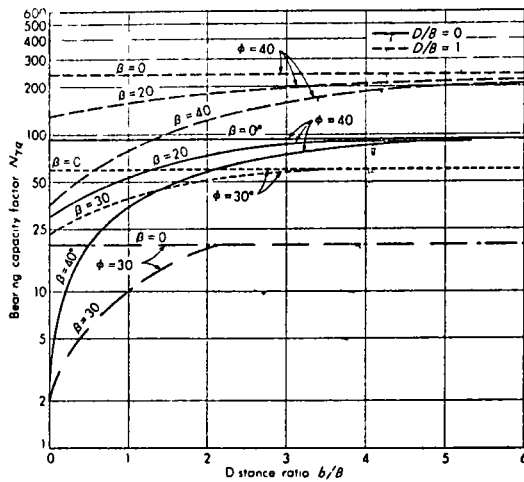
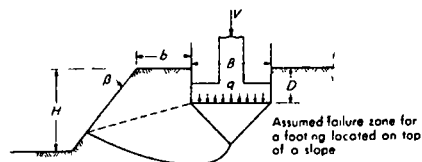
$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2-6)$$

Meyerhof [2, 7, 13, 39] also uses Eq. (2-6) but computes the shape, depth, inclination, and  $N_\gamma$  factors differently (see Appendix A.3).



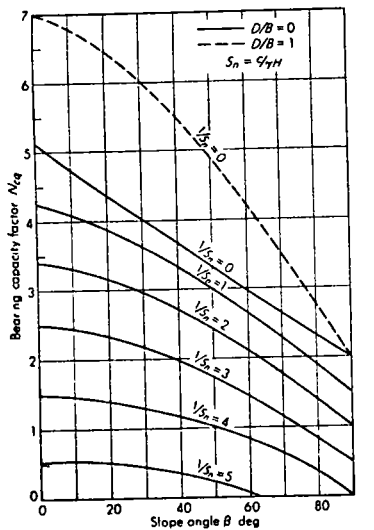


(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope for a purely cohesive soil. Interpolate for intermediate  $D/B$  ratios

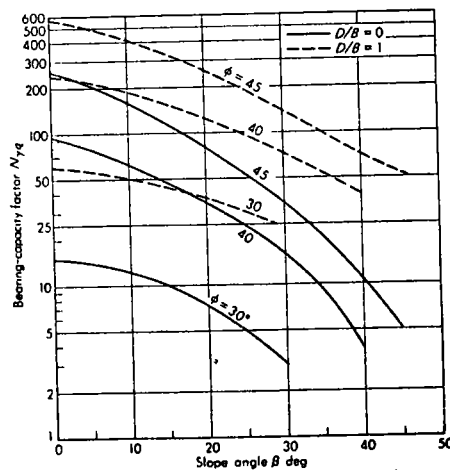
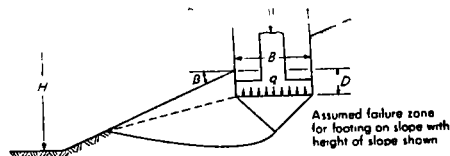


(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of slope of cohesionless soil. Interpolate for intermediate  $D/B$  ratios

Fig 2-8 Bearing-capacity factors for a footing located on top of a slope (After Meyerhof [15])



(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on a slope of pure cohesive material. Use linear interpolation for intermediate  $D/B$  ratios



(b) Bearing capacity factors for a strip foundation on slope of cohesionless soil

Fig 2-9 Bearing-capacity factors for a footing located on a slope (After Meyerhof [15])

68 FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

which simplifies for a square footing to

$$\Delta q = \frac{V}{(B+z)^2} \tag{2.22a}$$

where  $V$  = total load applied to foundation member  
 $B, L$  = footing dimensions ft  
 $z$  = depth from footing base to elevation in soil where increase in stress is desired

2-10 THE BOUSSINESQ METHOD FOR EVALUATING SOIL PRESSURE

The Boussinesq and Westergaard theories are more mathematically oriented methods for finding soil pressures at various points in a soil stratum. Both of these theories are based on elastic methods. Boussinesq's equation deals with a point load on the surface of an infinitely large space such as

$$q_o = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^3 \theta \tag{2.23}$$

with symbols as identified in Fig 2.12a. From this figure we can also write  $\tan \theta = r/z$  and define a new term  $R = r^2 + z^2$  and redefine the cosine as  $\cos^3 \theta = (z/R)^{3/2}$ . With these terms inserted in Eq (2.23) we obtain

$$q_o = \frac{3Qz^2}{2\pi R^3} \tag{2.24}$$

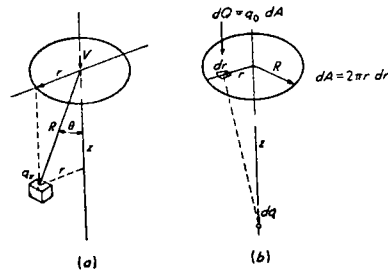


Fig 2.12 (a) Intensity of pressure  $q$  based on Boussinesq approach (b) pressure at a point of depth  $z$  below the center of a circular area acted on by intensity of pressure  $q_o$ .

which can also be written

$$q_o = \frac{3Q}{2\pi z^2} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{3/2}} \tag{2.25}$$

It can be seen that the right hand member of Eq (2.25) involves a ratio therefore we may call that term  $A_b$  and rewrite the equation as

$$q_o = \frac{Q}{z^2} A_b \tag{2.25a}$$

Since the  $A_b$  term is a function of only the ratio of  $r/z$  values may be tabulated as in Table 2.7, once and for all.

A foundation is not a point load making the use of the Boussinesq equation somewhat impractical. If however a contact pressure  $q_o$  is considered to be applied to a circular area as shown in Fig 2.12b the total load  $Q$  can be written  $Q = \int_0^r q_o dA$

The stress on the soil element from the contact pressure  $q_o$  on the surface area  $dA$  of Fig 2.12b is

$$dq = \frac{3q_o}{2\pi z^2} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{3/2}} dA \tag{2.26}$$

but  $dA = 2\pi r dr$  and Eq (2.26) becomes

$$q = \int_0^r \frac{3q_o}{2\pi z^2} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{3/2}} 2\pi r dr$$

Performing the integration and inserting the limits

$$q = q_o \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{3/2}} \right\} \tag{2.27}$$

If we rearrange this equation, solve for  $r/z$ , and take the positive root

$$\frac{r}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{q}{q_o}\right)^{-2/3} - 1} \tag{2.28}$$

The interpretation of this equation is that the  $r/z$  ratio is the relative size of a circular bearing area such that, when loaded it gives a unique pressure ratio  $q/q_o$ .

Table 2.7 Values of  $A_b$  for various  $r/z$  ratios for use in the Boussinesq equation (2.25a)

$r/z$	$A_b$	$r/z$	$A_b$	$r/z$	$A_b$	$r/z$	$A_b$	$r/z$	$A_b$
0.0	4979	1.0	0644	2.0	008	3.0	0015	4.0	0004
1	4687	1.1	0640	2.1	0070	3.1	0013	4.1	0004
2	4326	1.2	0513	2.2	006	3.2	0011	4.2	0003
3	3804	1.3	0402	2.3	0040	3.3	0009	4.3	0003
4	328	1.4	0317	2.4	0030	3.4	0007	4.4	0002
5	2733	1.5	0251	2.5	0024	3.5	0006	4.5	0002
6	2214	1.6	0200	2.6	0018	3.6	0005	4.6	0002
7	1782	1.7	0160	2.7	0014	3.7	0004	4.7	0002
8	1408	1.8	0126	2.8	0011	3.8	0003	4.8	0002
9	1083	1.9	0100	2.9	0008	3.9	0002	4.9	0002

70 FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

Table 2-8 Values of  $r/z$  for selected values of  $q/q_0$  for construction of an influence (Newmark) chart from the Boussinesq equation

$q/q_0$	$r/z$	$q/q_0$	$r/z$
0.0000	0.0000	0.5000	0.7664
0.0200	0.1164	0.5200	0.7945
0.0400	0.1661	0.5400	0.8235
0.0600	0.2052	0.5600	0.8536
0.0800	0.2391	0.5800	0.8849
0.1000	0.2698	0.6000	0.9176
0.1200	0.2983	0.6200	0.9519
0.1400	0.3252	0.6400	0.9880
0.1600	0.3511	0.6600	1.0261
0.1800	0.3761	0.6800	1.0666
0.2000	0.4005	0.7000	1.1097
0.2200	0.4245	0.7200	1.1561
0.2400	0.4481	0.7400	1.2062
0.2600	0.4715	0.7600	1.2607
0.2800	0.4948	0.7800	1.3207
0.3000	0.5181	0.8000	1.3871
0.3200	0.5415	0.8200	1.4618
0.3400	0.5650	0.8400	1.5470
0.3600	0.5887	0.8600	1.6460
0.3800	0.6127	0.8800	1.7637
0.4000	0.6370	0.9000	1.9084
0.4200	0.6617	0.9200	2.0944
0.4400	0.6870	0.9400	2.3506
0.4600	0.7128	0.9600	2.7479
0.4800	0.7392	0.9800	3.5460

on the soil element at a depth  $z$  in the stratum. If values of the  $q/q_0$  ratio are put into this equation corresponding values of  $r/z$  may be obtained as in Table 2.8. The results of Table 2.8 may be used to draw a series of concentric circles termed an influence chart as shown in Fig. 2.13. This concept and the influence charts were presented by Newmark [19]. The use of the chart is based on a factor termed the *influence value* determined from the number of units into which the chart is subdivided. For example, if the series of rings is subdivided so that there are 400 units often made approximate squares, the influence value is  $1/400 = 0.0025$ . In making a chart it is necessary that the sum of the units between two concentric circles multiplied by the influence value be equal to the change in the  $q/q_0$  of the two rings (i.e. if the change in two rings is 0.1  $q/q_0$  then the influence value  $I$  multiplied by the number of units  $M$  should equal 0.1). This concept enables one to construct a chart of any influence value. Figure 2.13 is subdivided into 200 units, therefore the influence

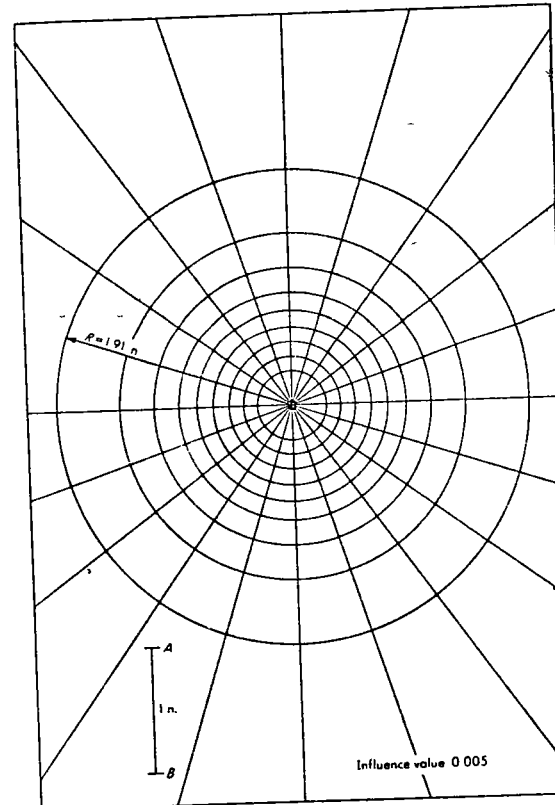


Fig. 2-13 Influence chart for vertical pressure (After Newmark [19])

72 FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

value is  $1/200 = 0.005$ . Smaller influence values increase the number of squares and the amount of work involved since the sum of the squares used in a problem is merely a mechanical integration of Eq (2.26). It is doubtful if much accuracy is gained using very small influence values, although the amount of work is increased considerably.

The influence chart may be used to compute the pressure on an element of soil beneath a footing or pattern of footings and for any depth  $z$  below the footing. It is only necessary to draw the footing pattern to a scale of  $z = \text{length } AB$  of the chart. Thus, if  $z = 15$  ft the length  $AB$  becomes 15 ft; if  $z = 20$  ft the length  $AB$  becomes 20 ft, etc. Now if  $AB$  is 1 in., as in Fig 2.13 scales of 1 in. = 15 ft and 1 in. = 20 ft respectively will be used to draw the footing plans. These footing plans will be placed on the influence chart with the point for which the stress  $\Delta q$  is desired at the center of the circles. The units (segments or partial segments) enclosed by the footing or footings are counted, and the increase in stress at the depth  $z$  is computed as

$$\Delta q = q_0 M I \tag{2-29}$$

where  $\Delta q =$  increased intensity of soil pressure due to foundation loading at depth  $z$ , psf

$q_0 =$  foundation contact pressure, psf

$M =$  number of units counted (partial units are estimated)

$I =$  influence factor of a particular chart used

The influence chart is especially useful for several footings, a mat or raft foundation (Chap. 5) footings with different contact pressures or other type of problem where the stress in the soil at a point may be caused from loadings at several other points. For a single circular square or long footing the concept of the *pressure bulb* is useful. Figure 2.14 gives pressure bulbs (isobars) for the two common types of footings. These isobars were constructed by plotting a footing of dimension  $B$  to scale at various  $z$  values or ratios of footing dimension and using the influence chart to find pressure intensities at various points both beneath and outside the footing prism. The pressure isobars for a circular foundation are not given since these are simple to obtain by proper interpretation of the influence chart.

Lateral pressure on an element of soil in a stratum,  $q_h$ , may also be computed by a Boussinesq equation as

$$q_h = \frac{Q}{2\pi z^2} \left[ 3 \sin^2 \theta \cos^2 \theta - \frac{(1 - 2\mu) \cos^4 \theta}{1 + \cos \theta} \right] \tag{2.30}$$

where the terms are the same as previously defined, in Fig 2.12

The assumptions for using the Boussinesq equations are as follows:

- 1 The soil is weightless

- 2 The soil is elastic, homogeneous, semi infinite and isotropic and obeys Hooke's law
- 3 The change in soil volume is neglected
- 4 The soil is unstressed before the application of the load  $Q$
- 5 There is stress continuity
- 6 Stress distribution is symmetrical with respect to the vertical ( $z$ ) axis

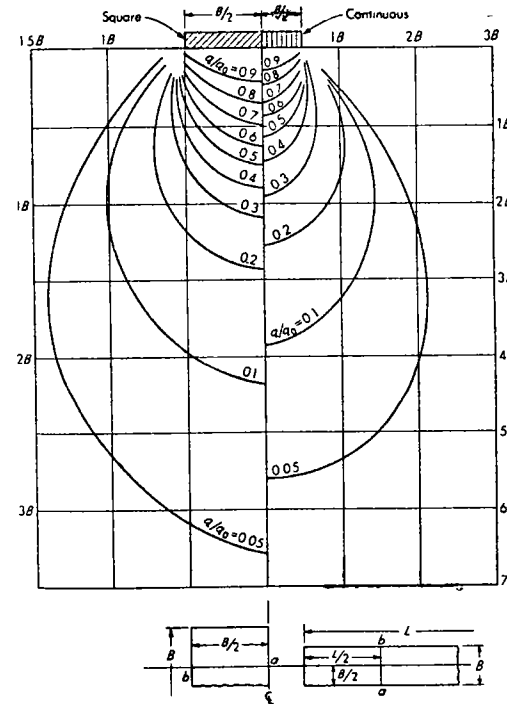


Fig 2.14 Pressure isobars based on the Boussinesq equation for square and long continuous footings. Applicable only along line  $ab$  as shown

2-11 WESTERGAARD'S METHOD FOR STRESS INTENSITY

When the soil mass consists of layered stratum of finer and coarser materials (typified by stratified sedimentary deposits) or nonisotropic soils the Boussinesq equations given above may not provide reliable solutions. To formulate a mathematical model for this situation, Westergaard [20] presented the following equation

$$q_0 = \frac{Q}{2\pi z^3} \frac{\sqrt{(1-2\mu)(2-2\mu)}}{[(1-2\mu)/(2-2\mu) + (r/z)^2]^2} \tag{2-31}$$

where  $q_0$  = intensity of stress at a point in the soil due to surface loading  $Q$   
 $\mu$  = Poisson's ratio, for which the minimum value of zero simplifies the problem considerably (see Table 2-11 for a solution using other values)  
 $z/r$  = same as for Boussinesq equation of Sec 2-10

When Poisson's ratio  $\mu$  is taken as zero, Eq (2-31) simplifies as follows

$$q_0 = \frac{Q}{\pi z^3} \frac{1}{[1 + 2(r/z)^2]^2} \tag{2-32}$$

Table 2-9 Values of  $A_w$  for various  $r/z$  ratios for use in the Westergaard equation (2-32a)

POISSON'S RATIO $\mu = 0.0$											
$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$
0	3163	1.0	0613	2.0	C118	3.0	CC3P	4.0	CC17	5.0	CC0V
1	3080	1.1	0563	2.1	C103	3.1	CC15	4.1	CC16	5.1	CC1P
2	2838	1.2	0410	2.2	CC61	3.2	CC32	4.2	CC15	5.2	CC1R
3	2403	1.3	0347	2.3	CC61	3.3	CC26	4.3	CC14	5.3	CC07
4	2098	1.4	0302	2.4	CC72	3.4	CC27	4.4	CC13	5.4	CC.7
5	1733	1.5	0247	2.5	CC64	3.5	CC2	4.5	CC12	5.5	CC07
6	1411	1.6	0210	2.6	CC58	3.6	CC23	4.6	CC11	5.6	CC1N
7	1142	1.7	0180	2.7	CC5	3.7	CC21	4.7	CC11	5.7	CC03
8	0925	1.8	0158	2.8	CC47	3.8	CC16	4.8	CC10	5.8	CC02
9	0751	1.9	0135	2.9	CC42	3.9	CC16	4.9	CC09	5.9	CC02
POISSON'S RATIO $\mu = .20$											
$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$
0	4244	1.0	0804	2.0	0107	3.0	CC34	4.0	0015	5.0	00P0
1	4080	1.1	0749	2.1	0083	3.1	CC31	4.1	0014	5.1	CC07
2	3640	1.2	0599	2.2	CC82	3.2	CC28	4.2	CC13	5.2	CC07
3	3074	1.3	0370	2.3	CC72	3.3	CC26	4.3	CC12	5.3	CC06
4	2491	1.4	0273	2.4	0064	3.4	CC2	4.4	CC11	5.4	CC06
5	1972	1.5	0226	2.5	0059	3.5	CC22	4.5	C.10	5.5	CC06
6	1547	1.6	0164	2.6	0051	3.6	CC20	4.6	CC10	5.6	CC04
7	1211	1.7	0145	2.7	0046	3.7	CC18	4.7	CC09	5.7	CC03
8	09.1	1.8	0142	2.8	CC41	3.8	CC17	4.8	CC08	5.8	CC02
9	0756	1.9	0123	2.9	CC37	3.9	CC16	4.9	CC08	5.9	CC01
POISSON'S RATIO $\mu = .40$											
$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$	$r/z$	$A_w$
0	9549	1.0	0516	2.0	0076	3.0	CC23	4.0	CC10	5.0	CC0
1	8750	1.1	0462	2.1	0068	3.1	CC21	4.1	CC09	5.1	CC05
2	8016	1.2	0319	2.2	CC.8	3.2	CC16	4.2	CC08	5.2	CC05
3	6997	1.3	0257	2.3	CC*1	3.3	CC18	4.3	CC08	5.3	CC04
4	6480	1.4	0210	2.4	CC4	3.4	CC16	4.4	CC08	5.4	CC04
5	5918	1.5	0172	2.5	0040	3.5	CC12	4.5	CC07	5.5	CC04
6	5700	1.6	0144	2.6	CC36	3.6	CC14	4.6	CC07	5.6	CC02
7	5221	1.7	0122	2.7	CC.2	3.7	CC13	4.7	CC06	5.7	CC02
8	0887	1.8	0103	2.8	CC36	3.8	CC12	4.8	CC06	5.8	CC01
9	0673	1.9	0089	2.9	CC28	3.9	CC11	4.9	CC06	5.9	CC01

As with the Boussinesq equation we may take the latter part of this equation as a term involving only a ratio and rewrite it

$$q_0 = \frac{Q}{z^3} A_w \tag{2-32a}$$

Table 2-9 provides values for the  $A_w$  term for various  $r/z$  ratios

The load  $Q$  is generally not a point load so using Fig 2-12b for the significance of terms since the figure is also applicable to the Westergaard problem and from Eq (2-31), let

$$a = \frac{1-2\mu}{2-2\mu}$$

The load  $Q$  will be written as the sum of the contact pressures on differentials of area

$$Q = \int_0^A q_0 dA$$

where  $q_0$  is the contact pressure

$$dA = 2\pi r dr$$

With these substitutions Eq (2-31) is rewritten

$$q = \frac{q_0 \sqrt{a}}{2z^3} \int_0^A \left[ a + \left(\frac{r}{z}\right)^2 \right]^{-1/2} 2r dr \tag{2-33}$$

Integrating this expression and solving for the positive root of  $r/z$ ,

$$\frac{r}{z} = + \sqrt{\frac{a}{(1-ql/q_0)^2} - a} \tag{2-34}$$

If this equation is solved for selected values of Poisson's ratio and incremental quantities of  $q/q_0$  as was done with the Boussinesq equation values to plot a Westergaard influence chart may be computed. A chart from the values in Table 2-10 (with  $a = 0.0$ ) is shown in Fig 2-15. This chart is used in the same manner as the Boussinesq (Newmark) influence chart. The influence value of 0.005 is derived from using 200 units as  $l = 1/200$ . Note that in this case concentric rings were drawn to include only  $q/q_0 = 0.8$  using the radius of 3.4641 in from Table 2-10 according to the  $AB$  scale shown on the chart and thus the chart includes only 160 of the 200 units used to establish the influence value.

Figure 2-16 is a set of isobars prepared from Fig 2-15 to obtain stresses at a point beneath continuous and square foundations. Figure 2-15 may be used for round contact areas.

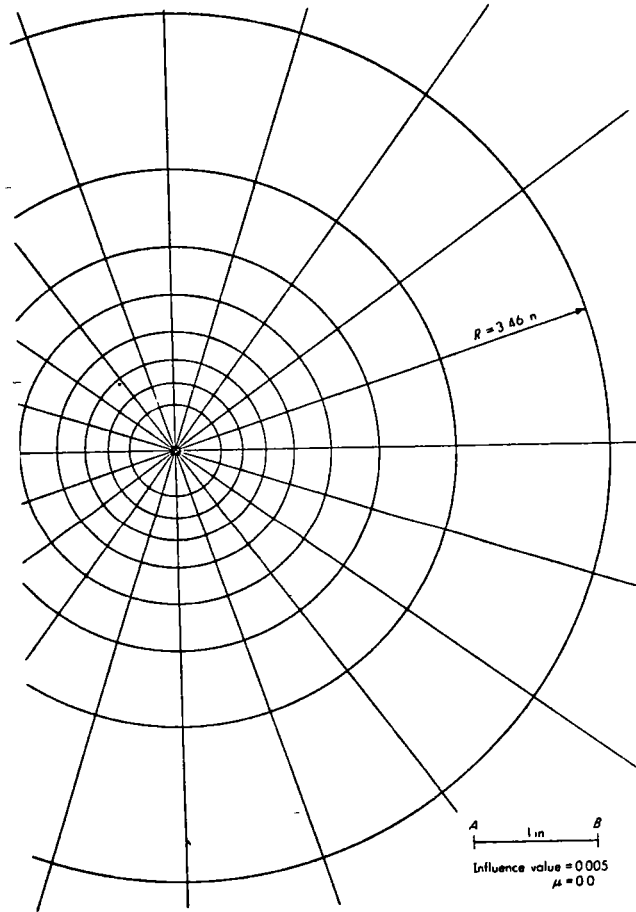


Fig 2 15 Influence chart for vertical pressure at any depth  $z = AB$  in the soil based on the Westergaard theory Chart is constructed from values given in Table 2 10

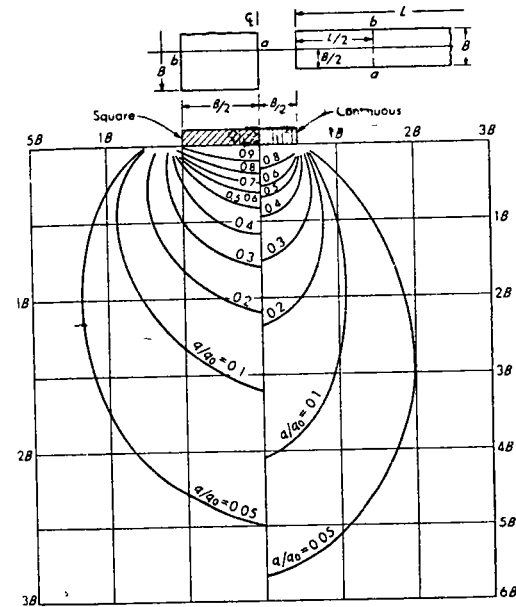
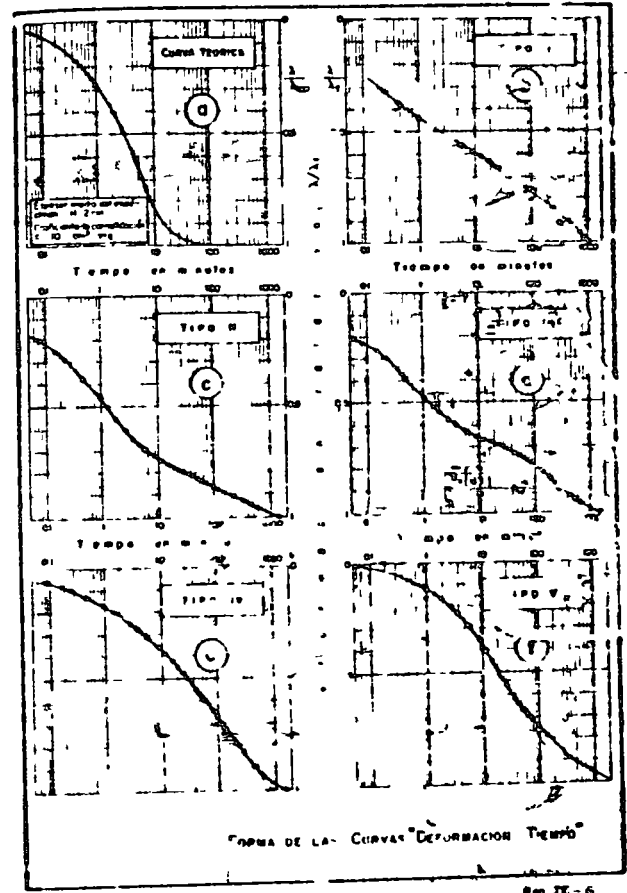
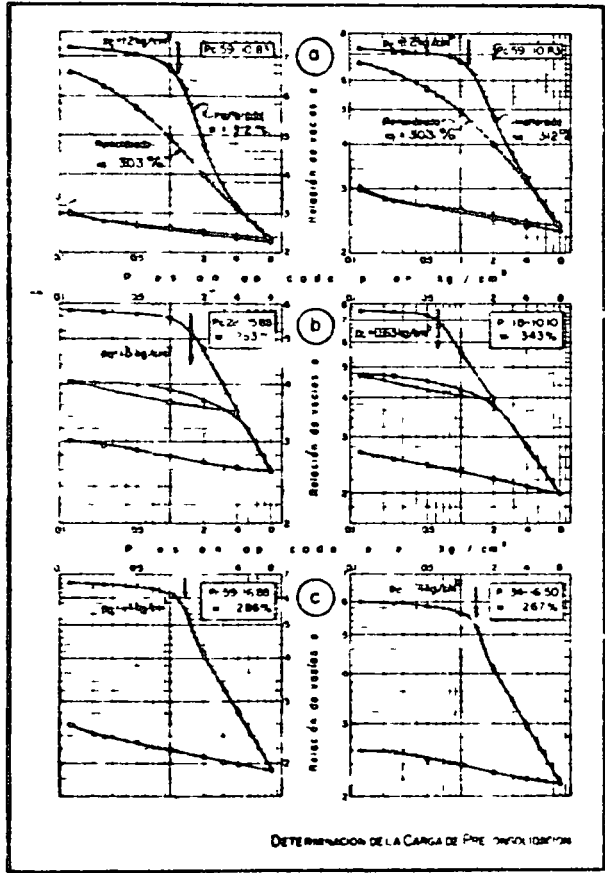


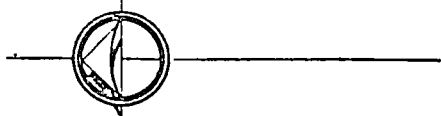
Fig 2 16 Pressure isobars based on the Westergaard equation for square and long continuous footings of dimension  $B \times B$  or  $B \times L$  Values for the continuous footings are at the point  $L/2$  from the end Chart constructed from Fig 2 15 ( $\mu = 0$ ) Applicable also for  $B \times B$  as shown

### 2 12 COMPARISON OF THE METHODS OF COMPUTING STRESS INTENSITY

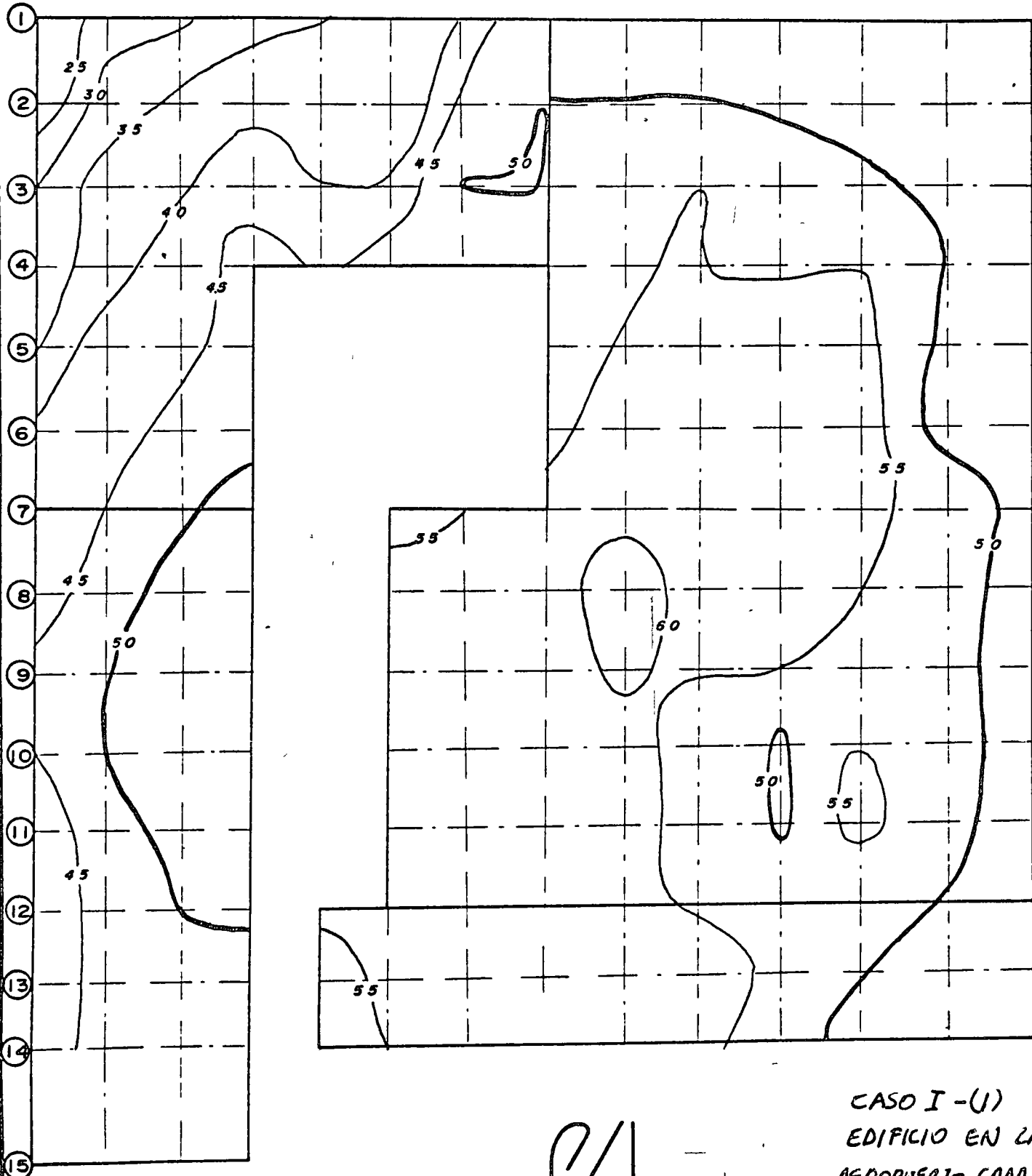
Tests have generally proved the validity of the pressure bulb concept [21 22] The problem is to arrive at the correct mathematical expression to describe the bulb configuration This is what both the Boussinesq and Westergaard expressions attempt to do It is obviously difficult to determine which expression to use (if either is applicable) without testing so that the problem becomes an exercise in engineering judgment

The Westergaard approach was derived based on alternating thin layers of an





A' A B C D E F G H I J K L M

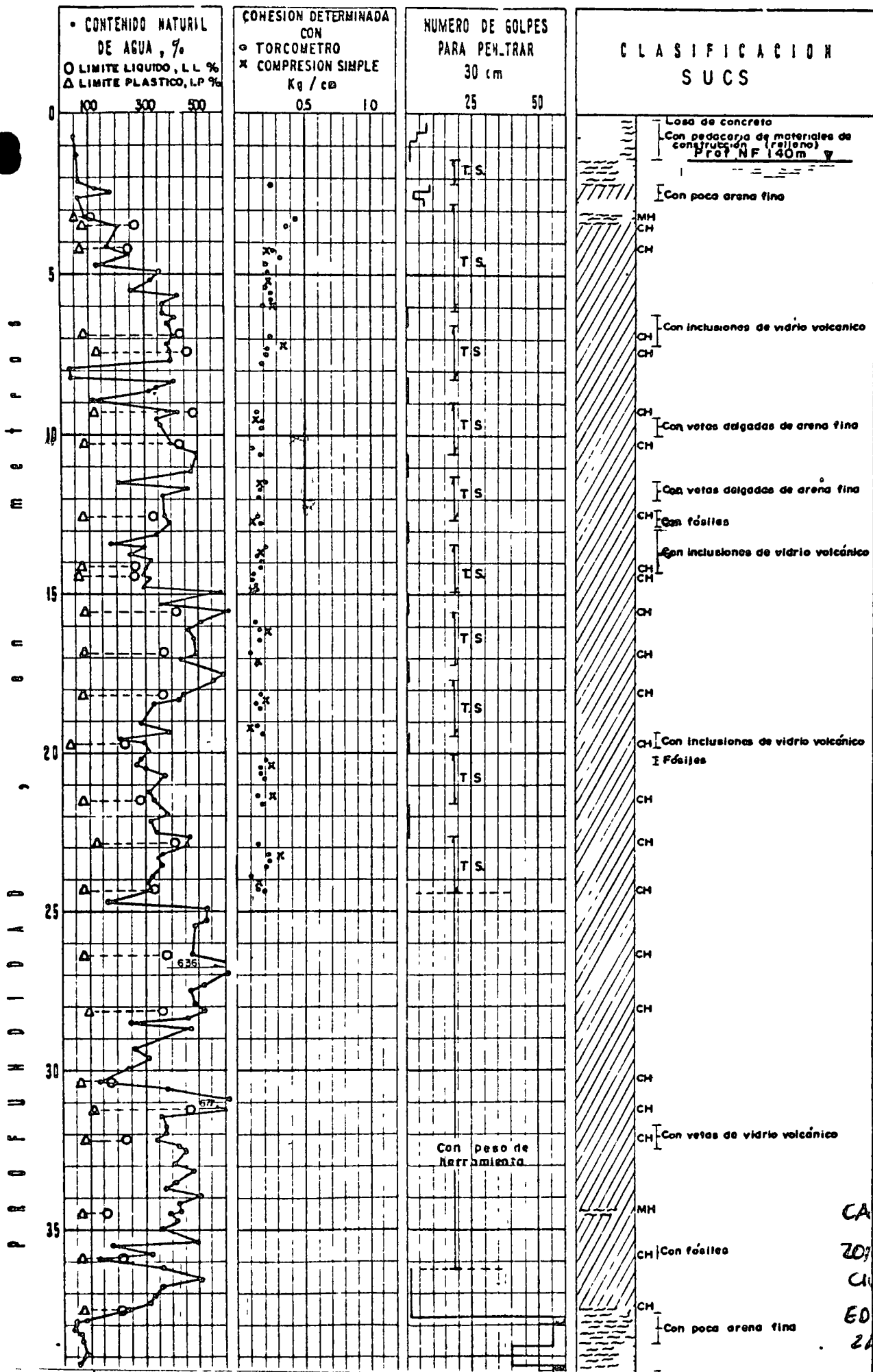


Curvas de igual hundimiento en cm entre el 30 de Octubre de 1969 y el 12 de Abril de 1970

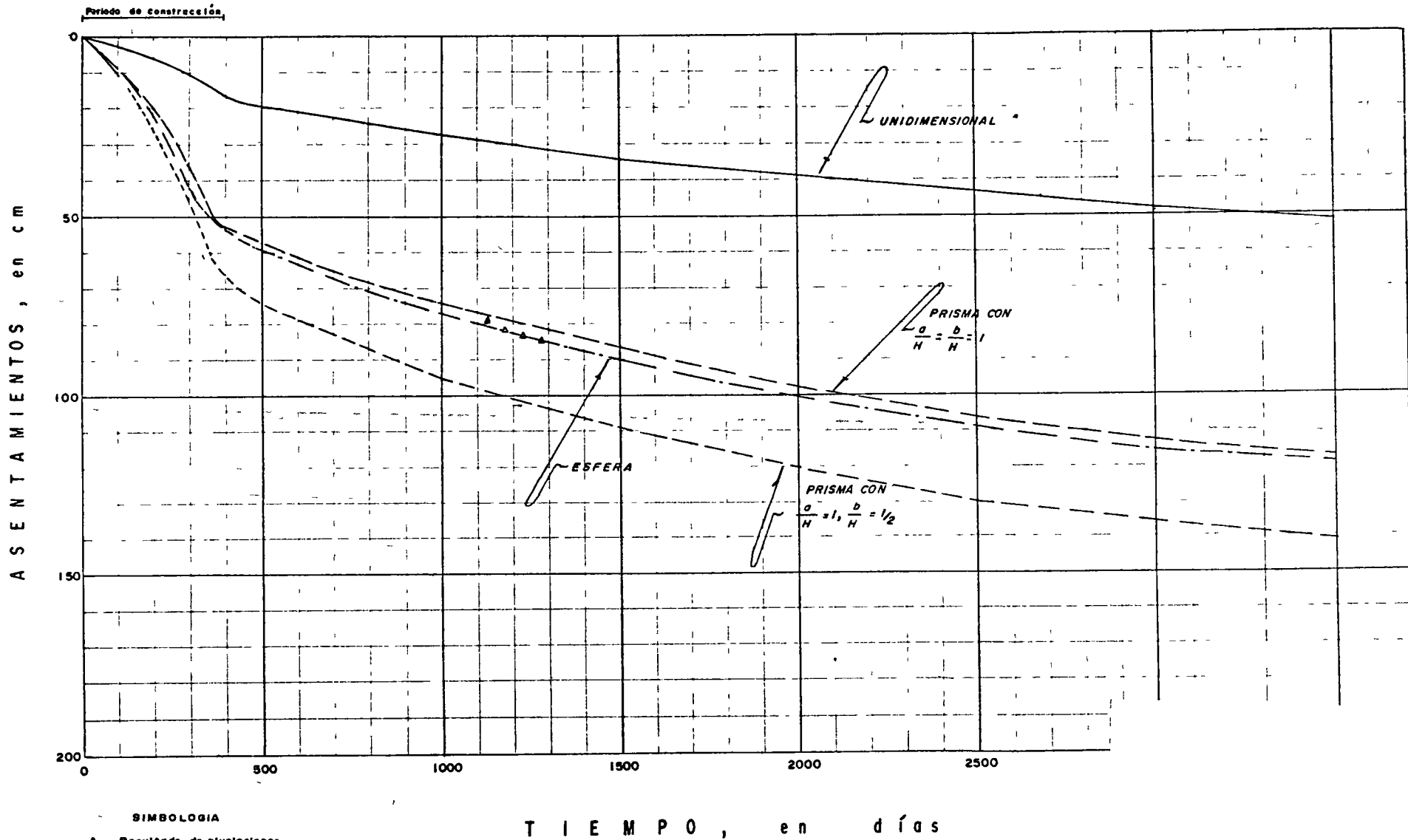


CASO I-(U)  
EDIFICIO EN LAPATA  
DE PUERTO CAAD. DE M





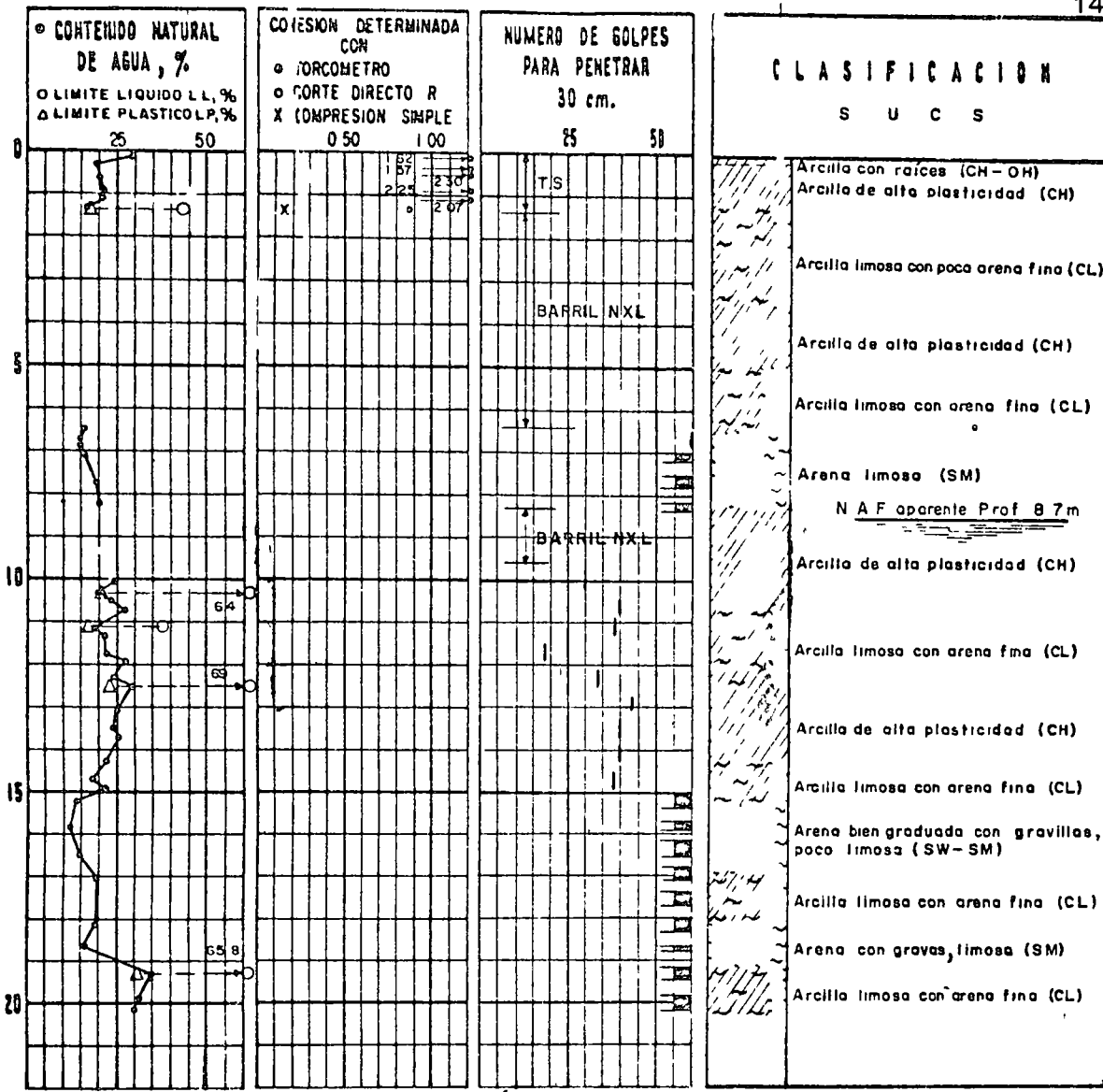
CASO I - (2)  
 ZONA DE PROYECTO  
 CIUDAD DE MEXICO  
 EDIFICIO EN  
 ZAPATAS -



NOTA Se supuso que a la fecha de la primera nivelación el asentamiento está definido por la curva de consolidación correspondiente a la esfera

CASO I - (3)  
 ZONA AEROPUERTO  
 CIUDAD DE MEXICO  
 EDIFICIO EN ZANJAS

PROFUNDIDAD, en metros



Más de 60 golpes TS Tubo Shelby  
 COHESION EN Kg/cm<sup>2</sup>

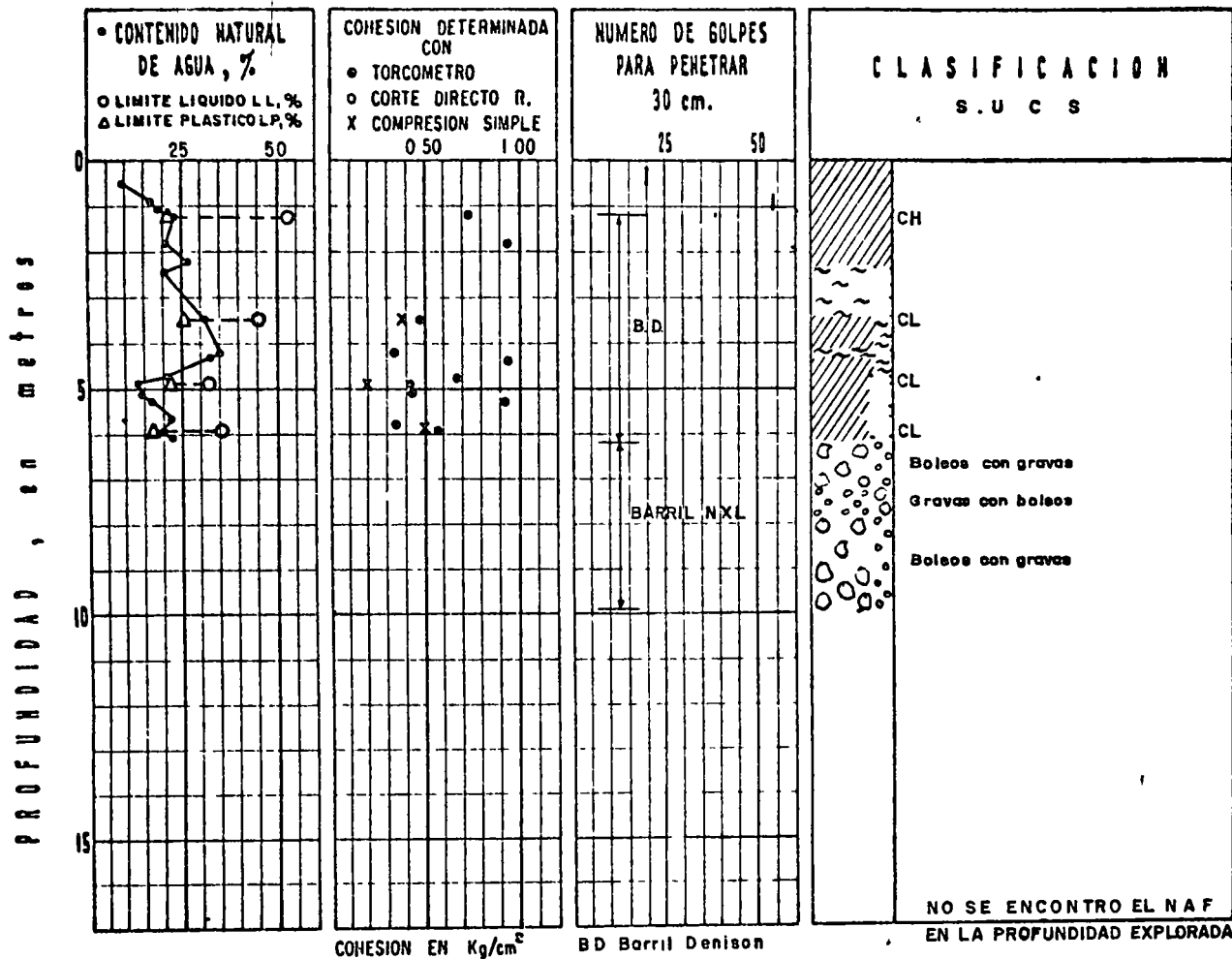
SIEMBRAS CONVENCIONALES.

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

NOTA:  
 Peso del martillo - 64 kg.  
 Altura de caída : 75 cm.



GUANOS Y FERTILIZANTES DE MEXICO, S A  
 UNIDAD CD OBREGON, SON  
 SONDEO M-2  
 PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES  
 Mexico, D F Ago de 1971 | Fig. 3



SIGNOS CONVENCIONALES:

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

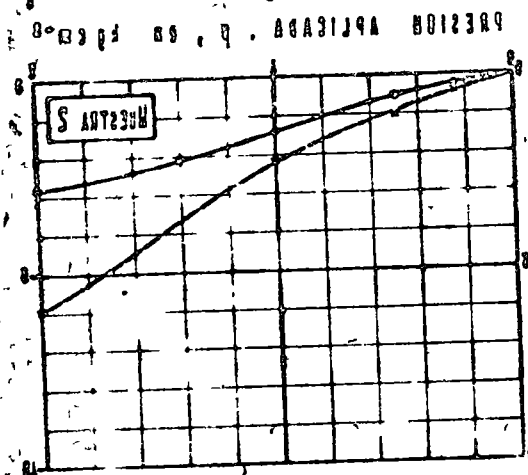
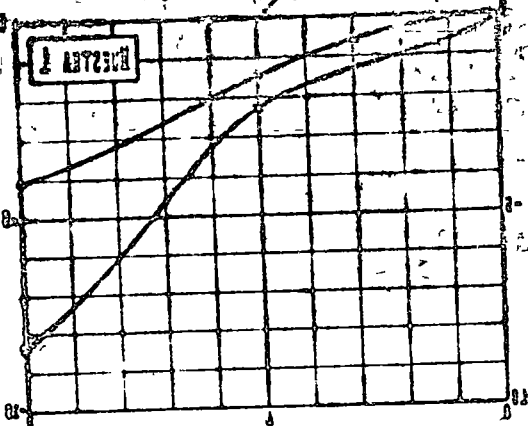
NOTA:

Peso del martillo: 64 kg.  
 Altura de caída: 75 cm.



GUANOS Y FERTILIZANTES DE MEXICO, S.A.  
 UNIDAD NAVOJOA, SON  
 SONDEO M-3  
 PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES  
 México, D.F. Ago de 1971 | Fig. 4

PRUEBAS DE SALTACION  
 BAJO PRESION  
 ENGRANES Y PRODUCTOS INDUSTRIALES, S.A.  
 Ingenieros y Mecanicos



DEFORMACION

DEFORMACION

CATEGORIA	PRESION APLICADA	DEFORMACION		DEFORMACION	
		61	62	61	62
1	0.850	1.76	1.74	39.9	23.0
	0.900	—	—	—	—
	1.000	1.76	1.70	46.5	25.9
	1.100	1.70	1.49	39.9	17.7
2	0.850	1.67	1.66	46.7	37.9
	0.900	1.74	1.72	45.5	27.0
	1.000	1.70	1.73	44.0	21.3
	1.100	1.72	1.63	42.8	26.9

**SAE S.A.** MECANICA DE SUELOS  
 Y CIMENTACIONES  
 ENGRANES Y PRODUCTOS INDUSTRIALES, S.A.  
 RESUMEN DE LOS ENGRANES DE

Centro de Educación Continua  
de la Facultad de Ingeniería

Conferencista Dr. Pablo Girault

-----  
CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Las cimentaciones llamadas "profundas" usualmente se extienden hasta profundidades mayores que otros tipos de cimentación y se han clasificado en pilotes, pilas y cilindros de cimentación.

Las cimentaciones profundas consisten de elementos estructurales que transfieren cargas, que pueden ser verticales u horizontales, desde la base de la estructura o edificio, a estratos de suelo más profundos a través de estratos suaves o compresibles o a través del agua.

Se llama pilotes a los elementos de menor diámetro por lo general, y pilas y cilindros a los de mayor diámetro. En México se acostumbra llamar pilotes a elementos hasta de 50 cms de diámetro aunque en algunos casos se denominan pilas a elementos de este diámetro cuando son colados en el lugar.

En otros países se usan pilotes de elementos prefabricados hasta de un metro de diámetro y generalmente de sección tubular que pueden ser de concreto o acero.

CIMENTACIONES CON PILOTES.

Usos de los pilotes.

Los usos de los pilotes en Ingeniería Civil son muy diversos: se utilizan como cimentación de edificios, de estructuras industriales y aun de casas habitación, esto último en casos especiales por ejemplo en zonas inundables, zonas con rellenos artificiales suel-

tos, pantanos, etc. Los pilotes también se usan en muelles como elementos para tomar cargas verticales y fuerzas horizontales de atraque, viento, etc., en duques de alba sobre todo para tomar fuerzas horizontales y en las plataformas de acceso en los muelles. También los pilotes se utilizan en cimentaciones de puentes y de cimentaciones donde es posible la socavación, en muros de contención, muros de esclusas, diques secos y en estructuras para almacenamiento como son tanques y silos. Se han usado pilotes para compactar suelos arenosos también.

Otro uso de los pilotes es en pantallas impermeables ya sea colocados tangencialmente, o secantes entre sí, bajo el corazón de presas o diques con el objeto de disminuir la filtración del agua a través del subsuelo.

Se utilizan los pilotes también en estructuras que tienen volteos importantes por viento o sismo, los cuales provocan tensiones en la cimentación y en estos casos los pilotes toman a la vez fuerzas de tensión y de compresión.

#### Cálculos económicos relativos.

En algunas estructuras el uso de los pilotes se ve obvio desde un principio sobre todo cuando se han empleado en estructuras semejantes en la zona.

Resulta más económico y más rápido muchas veces el utilizar una cimentación piloteada para algunos edificios y evitarse excavaciones profundas y bajar el nivel freático para construir cimentaciones superficiales. En la zona del "Lago en la Ciudad de México" se justifica económicamente el uso de pilotes para edificios de más de cinco pisos de altura aun cuando pudiera utilizarse otro tipo de cimentación.

Es conveniente en cualquier estructura siempre considerar un par de alternativas para la cimentación y hacer comparación de costos en forma aproximada con el objeto de justificar siempre el uso de la cimentación profunda. En otras estructuras por ejemplo los muelles en aguas profundas, duques de alba y en casos de cargas sumamente grandes, el uso de una cimentación profunda resulta indispensable.

En cimentaciones sujetas a socavación debido a corrientes de agua es necesario transmitir las cargas a estratos a elevaciones menores y el uso de una cimentación profunda resulta también indispensable.

Una vez decidido el uso de una cimentación profunda debe determinarse que tipo resulta más económica, si el uso de pilotes, pilas o cilindros de cimentación. El costo relativo dependerá en gran parte de los equipos de que dispongan los contratistas en la zona y de su experiencia, así como de la estratigrafía y las dificultades de construcción, las cantidades de materiales que involucre cada solución y la cercanía con otras estructuras que pudieran dañarse durante la construcción de la cimentación por martilleo.

En casos especiales el uso de pilotes puede resultar perjudicial, como cuando se remoldea un estrato de arcilla de alta sensibilidad y baja recuperación tixiotrópica, produciéndose hundimientos de la cimentación por este solo motivo.

#### GEOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA.

Es indispensable hacer un estudio detallado de la estratigrafía y una interpretación geológica de los suelos en el lugar donde se piensa hincar pilotes. La estratigrafía es determinante para



escoger la profundidad, el tipo de pilote más adecuado y la carga que puede soportar; sería totalmente imprudente el hincar pilotes en una zona desconocida hasta obtener apoyo en un supuesto "manto resistente". En la ciudad de México ha habido innumerables fracasos de estructuras piloteadas por falta de información respecto a la estratigrafía.

Usualmente se hace un estudio de mecánica de suelos completo en el cual se determina la estratigrafía y las propiedades de los suelos y se recomienda el tipo de pilote a usar o las alternativas de cimentación posibles.

La estratigrafía se determina por medio de sondeos y por las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de suelo recuperadas. Es de especial interés en el caso de pilotes hincados de punta el definir y el determinar la capacidad de carga del estrato de apoyo y en el caso de pilotes de fricción el determinar la resistencia al corte y la adherencia máxima del suelo contra el pilote. La presencia de capas de suelo intermedias que puedan entorpecer el hincado de pilotes debe ser reportada en los sondeos ya que de lo contrario pueden tenerse problemas de hincado y roturas de pilotes por golpeo excesivo o pueden quedar los pilotes apoyados a distintas profundidades.

El número y espaciamiento de los sondeos debe determinarse para cada caso en especial y es aquí donde el conocimiento de la geología de la zona es sumamente útil. La geología de la zona también permite extrapolar las condiciones del subsuelo a profundidades mayores que las alcanzadas por los sondeos y para áreas intermedias entre sondeos.

En la ciudad de México dentro de los estudios del subsuelo previos a la instalación de pilotes deben hacerse estudios de distribución de presión del agua con la profundidad, y determinaciones de la velocidad de hundimiento regional a distintas elevaciones para estudiar el comportamiento de los pilotes en relación a la superficie del terreno circundante y a las estructuras vecinas.

#### TIPOS DE PILOTE.

Los pilotes pueden agruparse según su forma de trabajar en pilotes de apoyo por punta, pilotes que transmiten su carga por fricción (positiva) al suelo y pilotes que trabajan a fricción negativa exclusivamente. Los pilotes por punta transmiten la carga a su extremo inferior. Los pilotes que trabajan a fricción obtienen su capacidad de carga por adherencia de los suelos al área lateral del pilote a cierta profundidad. Los pilotes pueden también trabajar por punta y fricción positiva simultáneamente.

Se llama fricción negativa a la adherencia que ejerce el suelo hacia abajo sobre el pilote, sobrecargándolo. En algunas cimentaciones se aprovecha con ventaja esta adherencia o fricción negativa aunque en la mayoría de los casos esta fuerza resulta indeseable en una cimentación piloteada.

En ciertos tipos de estratigrafía puede resultar conveniente el utilizar los pilotes trabajando exclusivamente a fricción negativa sin estar ligados a elemento estructural alguno.

En un sistema de "Pilotes Entrelazados" (o pilotes A y B) que se ha usado en la ciudad de México con éxito, se colocan pilotes de fricción del tipo ordinario y entre ellos pilotes de punta que no llegan a la losa de cimentación y trabajan exclusivamente a fric-

ción negativa.

Los pilotes llamados de control penetran dentro de la cimentación del edificio por perforaciones en las losas o contratraves y tienen un dispositivo para limitar la carga máxima que puede aplicársele al pilote en su cabeza. Existen varios tipos de dispositivos de regulación unos a base de gatos planos tipo Freyssinet y otros con celdas de madera.

En el caso especial de la ciudad de México u otros lugares en donde exista un hundimiento general o regional de la superficie del terreno, causado por la compresión de estratos de suelo que son atravesados por los pilotes, se presentan problemas distintos para cada tipo de pilotes: Los pilotes de punta en la ciudad de México tienden a hacer "emerger" la estructura que soportan con respecto al terreno circundante; en realidad el terreno alrededor es el que desciende con respecto a la cimentación apoyada en pilotes de punta. Como caso típico se tiene la Columna de la Independencia que ha "emergido" dos metros y multitud de edificios antiguos que están sobreelevados actualmente. El daño mayor se debe a hundimientos diferenciales de estructuras vecinas con cimentaciones superficiales.

Otra desventaja del pilote apoyado por punta en las zonas donde existe un hundimiento regional es que la fricción negativa reduce la carga útil que puede aplicarse a la cabeza del pilote. La fricción negativa puede adquirir valores muy altos para pilotes largos y queda limitada por la resistencia del suelo y en el caso de grupos de pilotes situados a cortas separaciones, por el peso del suelo entre los pilotes. Para los pilotes de orilla la fricción

negativa es mayor y algunos edificios se han inclinado debido a que los pilotes en algun extremo del edificio han penetrado más que los del centro, al actuar una fricción negativa mayor sobre de ellos.

Los pilotes de fricción se comportan mejor cuando existe un hundimiento de zona y lo máximo que se ha observado que "emerja" una cimentación piloteada con pilotes de fricción, es del orden de 12 a 15 cms. Sin embargo los pilotes de fricción tienen limitaciones en cuanto a capacidad de carga y pueden producirse hundimientos excesivos de las estructuras piloteadas, algunas de las cuales se han hundido hasta 90 cms en la ciudad de México antes de ser recimentadas.

Los pilotes de tipo "Entrelazado" aprovechan las características de los pilotes de punta y de fricción, es decir reducen notablemente los hundimientos que tendría una cimentación con pilotes de fricción y a la vez permiten que la cimentación siga los movimientos del terreno circundante.

Los pilotes de control se usan con el objeto de que el edificio pueda seguir los movimientos del terreno circundante. El dispositivo en la cabeza pretende limitar la carga que se aplica al pilote a un cierto valor. Esto puede hacerse fácilmente por medio de un gato Freyssinet el cual indica la carga que soporta por medio de un manómetro. Este tipo de dispositivo es el que mejor regula la carga pero requiere de inspección periódica de los manómetros y de ajustes para evitar la sobrecarga de los pilotes. Las celdas de madera pueden en teoría limitar la carga trabajando dentro de su rango plástico; sin embargo la heterogeneidad de la madera es muy grande pues intervienen factores fuera del control del

hombre en su producción y sería necesario para utilizar este tipo de pilotes de control una clasificación e identificación de la madera excelente y una correlación entre las propiedades de compresibilidad de la madera y alguna otra propiedad fácil de identificar en una prueba no destructiva. Otra desventaja de cualquier tipo de pilote control en la cabeza es que se requieren sellos entre el pilote y la losa de cimentación para evitar la entrada de agua freática los cuales resultan o bien muy costosos o con mucho mantenimiento.

Por lo general conviene no utilizar pilotes de control más que en caso estrictamente necesario (como es en algunas recimentaciones) debido al alto mantenimiento que tienen, lo cual es indeseable en un inmueble y cuyo descuido por dueños no enterados puede tener consecuencias importantes.

Según el material los pilotes pueden ser de madera, acero o concreto. El pilote de madera ha caído en desuso en México por no conseguirse fácilmente, por su baja capacidad de carga y porque se requiere de longitudes grandes por lo general y por lo tanto el uso de varios tramos difíciles de empalmar. Los pilotes de madera son interesantes porque se han usado en multitud de edificios antiguos en la Ciudad de México muchos de los cuales es o será necesario recimentar. Frecuentemente el pilote de madera en estos edificios no se encuentra clavado verticalmente sino inclinado en todas direcciones lo cual entorpece el hincado de nuevos pilotes. Asimismo los pilotes se hincaron a profundidades muy diversas y la mayor parte de las veces están penetrando dentro del manto resistente debido a la fricción negativa o

en otros casos trabajando francamente como pilotes de fricción. En la mayor parte de las veces no se consiguen los registros de hincado de los pilotes de madera cuando se está estudiando la recimentación y por lo tanto no se puede determinar que capacidad de carga puede asignárseles pues se desconoce su desplome y la continuidad de los tramos.

En algunos lugares de la República, por ejemplo en el Sureste puede resultar económico el utilizar pilotes de madera si la longitud de éstos no es muy grande. La capacidad de los pilotes de madera es inferior a los de concreto y normalmente toman cargas entre 20 y 30 toneladas dependiendo de su diámetro y sus condiciones de apoyo. Se ha recomendado que estos pilotes queden siempre sumergidos bajo el agua freática para evitar el deterioro de la madera. Existen además numerosos insectos que atacan la madera y la destruyen totalmente por lo que debe dárseles tratamientos o protecciones adecuados sobre todo en el caso que los pilotes salgan del subsuelo como en el caso de obras portuarias. Conviene proteger la punta de los pilotes de madera con refuerzos metálicos cuando tienen que atravesar suelos medianamente duros.

El pilote de madera debe ser prácticamente recto, libre de nudos grandes o sueltos sin grietas y la madera debe ser sana.

Se han extraído pilotes de madera en la Ciudad de México hincados hace decenas de años, en perfecto estado.

Como pilotes de acero se usan principalmente las secciones H y los tubos de acero. Las secciones H para pilotes no se laminan en México, por lo que sería necesario armarlas de placa

soldada; las viguetas y otras secciones estructurales no se usan como pilotes. La sección H como pilote resulta sumamente costosa en México y no se usa. Pueden tener ciertas aplicaciones por ejemplo para hincar fácilmente a través de arenas densas con gravas y en los casos que la punta del pilote apoye en roca protegiéndose en este caso la punta del pilote por medio de placas o de una barra especial en el caso de que la superficie de la roca esté inclinada.

Los pilotes de tubo resultan muy costosos en México y se usan poco. En algunos casos se puede utilizar tubo de desperdicio sobre todo de la industria petrolera a precios bajos y por ésto se han usado en algunas obras, sobre todo en muelles, cimentaciones de tanques de petróleo y de puentes en las zonas petroleras. Los tubos de acero pueden hincarse abiertos o con su punta cerrada. En el primer caso pueden limpiarse posteriormente y rellenarse de concreto; por lo general se forman tapones de suelo en su punta al hincarse. El llenar los tubos de concreto impide la corrosión por el interior y aumenta su capacidad de carga estructural. El pilote de tubo tiene la ventaja de empalmarse fácilmente por medio de soldadura y de cortarse a la altura conveniente, rápidamente con soplete. Pueden soportar ser hincados a través de boleos, enrocamientos, rellenos artificiales y suelos duros donde otro tipo de pilote pudiera dañarse y tienen la ventaja de tener poca masa lo cual facilita su hincado a golpe.

Los pilotes de acero requieren de protecciones contra la corrosión y este problema debe investigarse en especial para

cada localidad. En muchos casos se acepta la corrosión de por ejemplo 1/16" de la pared y no se toma en cuenta este metal para soportar carga. Todos los pilotes de metal requieren de recubrimientos de protección entre las elevaciones de las mareas cuando están en contacto con el agua de mar.

Los pilotes de concreto son los que más se utilizan en México debido a su bajo costo relativo.

Por su forma de fabricación los pilotes de concreto se clasifican en colados en el lugar o precolados.

Los pilotes colados en el lugar pueden ser del tipo que utilizan máquinas especiales para construirlos o bien de los que se cuelean directamente en agujeros perforados en el suelo. Existen máquinas especiales que hincan un tubo o camisa de lámina o de placa de acero casi siempre ayudadas por un mandril interior. El tubo en la mayor parte de los casos desplaza el suelo hacia los lados y se hinca hasta una profundidad especificada o en el manto resistente. Posteriormente se cuele el concreto dentro de la camisa la cual en algunos sistemas se deja perdida y en otros se extrae en este caso siempre presionando sobre el concreto fresco para asegurar que se llene totalmente el hueco dejado por la camisa. De los tipos que se construyen en México se cuenta con el pilote Mac Arthur, el pilote de concreto "comprimido", el pilote tipo Button Bottom (botón en el fondo) y el pilote Vibro. En los dos primeros pilotes no se deja camisa de metal perdida, en el pilote Button Bottom se utiliza un botón en la punta, de concreto precolado y se deja perdida una camisa de lámina corrugada. En el pilote Vibro el mandril interior gol-



pea rápidamente la superficie del concreto durante el colado al extraer la camisa de modo que la pared del pilote adquiere una superficie corrugada contra el suelo.

En los pilotes colados en el lugar resulta muy sencillo ampliar la base del pilote formando un pedestal que disminuye la presión sobre el estrato de apoyo con lo cual se puede aumentar la capacidad del pilote.

En el pilote llamado Franki, que no se fabrica en México se golpea un tapón de concreto que arrastra un tubo hasta el estrato resistente donde se forma un pedestal; se extrae gradualmente el tubo agregando concreto y golpeándolo.

Existen otros pilotes principalmente en Estados Unidos, tipo Raymond, Monotube y otros en los cuales se hince una camisa de lámina por lo general corrugada y en ocasiones de sección transversal mayor hacia arriba por medio de un mandril y posteriormente se rellenan de concreto sin añadir refuerzo de varilla. Este tipo de pilote no se usa en México por su alto costo.

Los pilotes tipo Mac Arthur, de concreto comprimido y el pilote Vibro resultan más económicos en obras grandes que los precolados y su construcción es más rápida por lo general. Deben de tomarse precauciones para asegurar que no se dañen los pilotes vecinos que no han fraguado aún, por el hincado de los nuevos pilotes cercanos y para que durante el colado el concreto se consolide perfectamente, no haya segregaciones ni intrusiones de suelo y la varilla de refuerzo permanezca perfectamente vertical. En la Ciudad de México siempre se han colado estos pilotes de concreto reforzado, ya sea con varilla o con las camisas de

lámina.

Otro tipo de pilote que se ha empezado a construir en México es el de colado con barrena helicoidal. En este procedimiento se introduce una barrena hasta el manto de apoyo perforando el suelo. La barrena se levanta lentamente y simultáneamente se inyecta un mortero de cemento por el eje de la barrena en la parte inferior del agujero introduciéndose el armado posteriormente. Es necesario cuidar que no penetre suelo durante el colado en este pilote.

Otro tipo de pilote colado en el lugar, es el que se cuela directamente dentro de un taladro hecho con una máquina perforadora con una barrena, ya sea directamente contra el suelo o utilizando una camisa de cartón o lámina. Este tipo de pilote puede usarse convenientemente en suelos cementados donde el agua freática está más baja que la punta del pilote y resultan muy económicos. Donde el agua freática se encuentra alta se requiere colar bajo lodo bentonítico y la operación se complica, así como la supervisión. Es muy fácil que por descuido caiga suelo dentro del concreto si no se controlan los lodos y el procedimiento de colado. Este tipo de pilotes se discutirá cuando se estudien las pilas ya que muchas pilas se cuegan así.

Los pilotes pueden ser también precolados ya sea en planta o en la obra es decir que fraguan antes de ser hincados. La sección transversal del pilote puede ser rectangular, cuadrada, triangular, octogonal y en general cualquier forma en la cual se facilite el cimbrado. Los pilotes se cuegan por lo general acostados y se utilizan los procedimientos usuales para con-

creto reforzado, y el vibrado y curado. Es indispensable que lleven varilla de refuerzo la cual se calcula tanto para soportar las cargas verticales y horizontales que les impondrá la estructura construída, como los esfuerzos causados por los movimientos al transportarlos de la cama de colado hasta el punto donde se hincan. Dada la rigidez de los pilotes es indispensable que se planee la forma de moverlos pues debido a su gran peso se provocan momentos flexionantes importantes en pilotes largos durante el manejo aún a poca distancia del suelo. Los puntos de izado deben especificarse y de preferencia dejarse ovillos de donde sujetar cables para levantarlos. Es posible dañar los pilotes en la mesa de colado al moverlos sobre apoyos de un par de centímetros de altura en posiciones que se desarrollen momentos flexionantes excesivos. Por este motivo deben tomarse precauciones para el manejo e izado de los pilotes precolados muy largos y evitar aceleraciones grandes al moverlos.

Los pilotes precolados pueden llevar varilla de refuerzo corrugada del tipo que se usa en concreto reforzado o precomprimirse con alambre de alta resistencia. A su vez pueden pretensarse, por lo general en fábricas, o postensarse en la obra. La precompresión del pilote tiene ventajas sobre todo en cierto tipo de medios ambientes hostiles por evitarse las grietas. A la vez se tiene un pilote más rígido si éste es pretensado y que puede manejarse en tramos más largos.

Se usan pilotes tubulares de diámetro hasta un metro pretensados para obras portuarias con capacidades de cargas hasta de 300 toneladas, en otros países. Estos pilotes se cuelan ver-

ticalmente en tramos cortos u horizontales en máquinas centrífugas. Se han hincado pilotes tubulares de 1.30 metros de diámetro pretensados, con paredes de 12 cms de espesor y largo de 50 metros en plataformas marinas, por su resistencia a flexión causada por fuerzas horizontales.

Los pilotes se cuelan en tramos cuya longitud queda limitada por los esfuerzos de manejo o por problemas de transporte cuando son fabricados en planta. Para profundidades muy grandes es necesario empalmar varios tramos para lo cual se utilizan juntas de diversos tipos.

En México se utiliza más la junta soldada en la cual se sueldan en la orilla dos placas de acero sujetas por medio de anclas que son coladas dentro de los tramos del pilote. Estas placas deben de ser gruesas, perfectamente planas y quedar colocadas a escuadra con el eje del pilote. El inconveniente de esta junta es que pierde mucho tiempo de piloteadora mientras se suelda alrededor de la placa.

Existen otras juntas patentadas del tipo de "abrazadera" o similares que se colocan rápidamente. Las juntas deben ser capaces de tomar los esfuerzos de compresión y tensión que se apliquen al pilote y deben mantener los tramos colineales. En pilotes de madera antiguamente se usaba en México una junta que consistía en una espiga y una corona o arillo metálicos que se insertaban en ambos tramos pero no poseía la rigidez ni resistencia necesaria y fue causa de muchos fracasos de cimentaciones piloteadas al desviarse los tramos notablemente de la vertical.

Para pilotes de concreto se han usado pegamentos epóxicos

para unir los tramos ayudados por anclas. Los pegamentos epóxicos tienen gran resistencia y su fraguado es relativamente rápido.

### HINCADO DE LOS PILOTES.

Una vez que los pilotes precolados han adquirido suficiente resistencia se procede a su hincado. El hincado conviene hacerlo de poca profundidad en la Ciudad de México y la cabeza del pilote se deja al nivel de plantilla por medio de un seguidor que es un tubo adaptado a golpear la cabeza del pilote una vez que ésta descende abajo del nivel de la excavación. Es conveniente en todas las obras registrar la penetración última de los pilotes para controlarlos y el establecer las elevaciones permisibles de la punta de acuerdo con los estudios de mecánica de suelos. En la Ciudad de México ha habido ocho edificios de que el autor tiene conocimiento en que ha sido necesario recimentar por haber hincado los pilotes a distintas profundidades y debido al hundimiento regional unos han "emergido" más que otros provocándose hundimientos diferenciales que han destruído totalmente tres de estas estructuras y dañado seriamente a las otras.

Los pilotes deben de hincarse a separaciones mínimas entre sí que dependen de numerosos factores como son el tipo de pilote por ejemplo si es precolado o colado en el lugar y el tipo de estratigrafía y la forma de trabajar si es de punta o fricción, etc. Por lo general no se hincan pilotes a separaciones menores de 2.5 a tres diámetros, de centro a centro de pilotes.

De acuerdo con los estudios de mecánica de suelos se decide si es necesario perforar antes de hincar los pilotes con el

objeto de facilitar el paso de estos a través de los estratos du-  
ros y disminuir el riesgo de romperlos por un martilleo excesi-  
vo; puede usarse un chiflón de agua para ayudar al hincado en sue-  
los arenosos. Para prevenir la rotura de las cabezas de los pilo-  
tes debe evitarse el golpearlos excesivamente o golpearlos en  
forma excéntrica o sin protección en la cabeza. La cabeza del pi-  
lote debe protegerse con un cojín de madera o cuerda enrollada,  
del golpe directo del martillo. Algunos pilotes en la Ciudad de  
México se hincan a presión con gatos hidráulicos. Las presiones  
de hincado varían entre 40 y 80 toneladas y en obras nuevas se  
utiliza lastre de lingotes de fierro para hincar las secciones.  
Las secciones tienen diámetros de 35 a 50 cms, se prefabrican  
en planta por lo general, no llevan refuerzo de varilla sino una  
perforación central que les sirve de guía, de orificio de ins-  
pección y para introducir varilla de refuerzo colada en mortero  
para unir los tramos. Este tipo de pilote resulta económico en  
la Ciudad de México y se usa mucho en obras pequeñas y en obras  
donde es necesario no hacer ruido con los martillos al hincar  
y donde el acceso de las máquinas piloteadoras grandes es difí-  
cil o imposible como el caso de lotes muy pequeños o cuando es  
necesario trabajar en sótanos de edificios en recimentaciones.

#### MARTILLOS.

Gran parte de los pilotes se hincan a golpes por medio de  
martillos. Existen diversos tipos de martillos como son el de  
caída libre, el de vapor de efecto simple, el de vapor de doble  
efecto, el de vapor de efecto diferencial, el martillo diesel

y el martillo vibratorio.

Existen numerosas marcas de martillos, de origen Norteamericano, Alemán, Francés, e Inglés principalmente. El martillo de caída libre se usó mucho antiguamente consistía de una masa que era izada y dejada caer sobre la cabeza del pilote hincado a éste por efecto del impacto. La energía que desarrolla el martillo es el producto de su peso por la altura de caída midiéndose en kilogramos metro o libras pie. La desventaja de este tipo de martillo es que la masa debe de ser grande en relación al peso del pilote y las alturas de caída grandes producen daño en la cabeza de los pilotes. Para pilotes cortos o ligeros puede emplearse con éxito este tipo de martillo.

El martillo de vapor levanta también una masa por medio de la presión del vapor actuando sobre un pistón y la deja caer al final de la carrera. Este martillo golpea con mucho más rapidez que el de caída libre dando del orden de 50 a 60 golpes por minuto con energías entre 7,000 y 56,000 libras pie. Los martillos que se usan normalmente en la Ciudad de México varían entre 20,000 y 40,000 libras pie de energía.

El martillo de vapor de doble efecto utiliza la presión del vapor en la carrera descendente para acelerar la masa e impartir más energía; al mismo tiempo el número de golpes por minuto puede ser hasta de 200 y en casos excepcionales hasta de 400 por minuto. Una variedad el martillo de vapor de doble efecto es el martillo diferencial que tiene dos pistones y una eficiencia mayor que los otros martillos y es a la vez de gran velocidad. Los martillos de vapor pueden ser accionados por compresoras de ai-

re a presiones del orden de 125 libras por pulgada cuadrada, con lo cual se evitan las molestias de la caldera.

El martillo llamado diesel ha adquirido gran popularidad debido a su sencillez, bajo peso y que no requiere de calderas o compresores. Consiste de un pistón libre, de movimiento vertical, que cae sobre un plato que queda apoyado en la cabeza del pilote. Al bajar el pistón comprime aire y se le inyecta combustible diesel el cual se incendia en la parte baja de la carrera lanzando el pistón hacia arriba y produciendo una fuerza hacia abajo que hinca el pilote. Las energías para estos martillos varían entre 7,000 y 40,000 libras; el número de golpes por minuto es del orden de 55 para los martillos alemanes y hasta de 100 para algunos martillos americanos.

Es importante escoger el tipo de martillo adecuado para cada pilote pues un martillo de poca energía hincará con mucha dificultad o no podrá hincar un pilote y uno de demasiada energía puede llegar a perforar el manto de apoyo.

Los martillos se mueven sobre torres o guías o se cuelgan de la pluma de dragas. Las guías sirven para alinear el pilote y permiten que se hinque verticalmente en la dirección que se desea. Por lo general no se hincan pilotes o ángulos mayores de 90° con la vertical.

En los últimos años se han introducido los martillos vibradores que consisten fundamentalmente de un vibrador mecánico que se fija a la cabeza del pilote por medio de pistones hidráulicos. La vibración casi siempre proviene de dos masas excéntricas girando en sentidos opuestos y arregladas para contrarrestar las fuer-



zas desequilibradas horizontales con lo cual se obtiene una vibración en sentido vertical. La frecuencia de la vibración varía notablemente de 1,000 a 6,000 ciclos por minuto y las amplitudes de desplazamientos de  $3/8$  a  $1/2$ ". La vibración disminuye la fricción lateral en las paredes del pilote y facilita su hincado sobre todo en suelos no cohesivos en donde se obtiene una gran velocidad de penetración en relación a otro tipo de martillos. Los martillos vibratorios o vibro hincadores también se han usado con éxito en algunos suelos arcillosos. Sin embargo no pueden hincar los pilotes a través de obstrucciones rígidas y en algunos casos se complementan con martillos de vapor los cuales dan la penetración última. En México se han usado para hincar cilindros de acero y colar pilas únicamente, pero en otros países se han usado para hincar tablaestacados metálicos en arenas a velocidades imposibles con otro tipo de martillo.

Existen algunos martillos hidráulicos que funcionan con aceites a presiones del orden de 5,000 libras por pulgada cuadrada parecidos a los martillos de tipo diferencial mencionado arriba.

Es importante el buen funcionamiento del martillo en el momento que se está registrando la penetración última. La penetración última se mide en los últimos centímetros del hincado y sirve para verificar que el pilote ha quedado bien hincado. No es un sustituto al conocimiento del suelo en el estrato resistente ni a la determinación de su capacidad de carga a partir de su resistencia determinada en el laboratorio y de las teorías de capacidad de carga.

En el cálculo de la penetración por golpe en los últimos

centímetros de hincado, se usa como base la energía del martillo y si el martillo no desarrolla el valor total por falta de altura de caída de la masa que golpea o por baja presión en la caldera o golpeo contra el terreno, etc., no se tendrá un control efectivo en el hincado final del pilote.

El hincado de pilotes puede por si solo producir daños a las estructuras vecinas. En suelos arenosos la vibración del golpe puede causar compactaciones a distancias grandes y causar hundimientos a los inmuebles vecinos. En suelos arcillosos se desarrollan presiones de poro que al disiparse producen consolidación del subsuelo alrededor. Se han observado también hundimientos después de hincar pilotes a presión por el mismo motivo.

Al introducir un gran número de pilotes a poca separación en el subsuelo, pueden producirse inicialmente expansiones importantes que dañan a los edificios vecinos y han levantado algunos de los pilotes ya hincados separándolo del manto resistente.

En contraste con los martillos existen los extractores que trabajan al revés colgados de dragas. Sirven para extraer tablastacados y pilotes defectuosos.

#### CAPACIDAD DE CARGA.

Para el diseño del pilote es necesario conocer las propiedades del subsuelo y específicamente la capacidad de carga del estrato de apoyo en el caso de pilotes que transmiten su carga a su extremo inferior y la resistencia al corte o adherencia con el pilote en el caso de los pilotes de fricción. Existen varias teorías que predicen la capacidad de carga de un pilote apoyado

en un estrato, con base en las propiedades del suelo que son el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y su cohesión ( $c$ ). A partir de estas propiedades y ciertas hipótesis se calcula la capacidad de carga para un cierto estrato. Estos cálculos ya han sido tema de la conferencia No. 2 de este mismo curso, por lo que no se repite aquí.

Siempre debe tenerse en cuenta la geología de la zona, la variabilidad en la estratigrafía determinada en el estudio, lo detallado del estudio del subsuelo y el número de pruebas de laboratorio y la variabilidad en propiedades del manto resistente, para escoger el factor de seguridad que debe aplicarse al calcular la capacidad de carga por punta de los pilotes.

La determinación del ángulo de fricción interna y la cohesión se hace por lo general en el laboratorio por medio de pruebas triaxiales. Para escoger estos parámetros para diseño debe tomarse en cuenta la dispersión en los resultados. Los parámetros  $N_q$  y  $N_c$  para el caso de pilotes, son sumamente sensibles a pequeños incrementos en el valor del ángulo de fricción interna; por ejemplo el valor de  $N_q$  se duplica para un ángulo de fricción interna de  $37\ 1/2$  grados comparado con un ángulo de fricción interna de  $33^\circ$  y a su vez se vuelve a duplicar para un ángulo de fricción interna de  $41^\circ$  comparado con el de  $37\ 1/2^\circ$ . De aquí se ve la importancia de determinar el ángulo de fricción en una forma confiable. El parámetro  $N_c$  también varía en forma semejante duplicándose por ejemplo entre  $27$  y  $32^\circ$ . Conviene que la persona que haga las pruebas de laboratorio las interprete y especifique la capacidad de carga para el manto

resistente para evitar un fracaso.

### PRUEBAS DE CARGA.

Es costumbre hacer pruebas de carga en pilotes ya hincados, en proyectos grandes cargando los pilotes a 1.5 o dos veces la capacidad de carga útil. Las pruebas de carga no deben de servir por sí solas para diseño, sino complementarse con estudios sobre la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos y análisis de hundimientos de las cimentaciones. Asimismo, en pilotes a fricción sobre todo, debe de dejarse que transcurra un tiempo entre el hincado del pilote y su prueba, para permitir al suelo recuperar su resistencia.

En las pruebas de carga en pilotes de punta generalmente el pilote trabaja también por fricción positiva en los mantos superiores llegando en ocasiones muy poca carga a la punta y por lo tanto la prueba resulta no representativa en el caso que se tengan hundimientos de zona posteriores, pues a la larga la fricción se convierte en negativa y la carga del edificio sí llega al estrato resistente aumentada con la fricción negativa. Las pruebas de carga pueden hacerse sobre pilotes instrumentados y entonces se mide la fuerza en el pilote a distintas elevaciones y en esta forma sí se puede interpretar el comportamiento del estrato resistente. La instrumentación puede hacerse con medidores de carga directamente o midiendo deformaciones del pilote lo cual resulta muy sencillo en pilotes metálicos por medio de deformímetros eléctricos o mecánicos. Por lo general la carga se aplica en incrementos de 20% de la carga útil y se permite que

obre el incremento sobre el pilote hasta que la deformación sea menor de un milésimo de pulgada<sup>da</sup> en una hora con un mínimo de dos horas. La carga mayor se permite obrar durante 24 horas y posteriormente se procede a descargar el pilote también en incrementos. Los criterios para la aceptación del pilote a partir de la carga de prueba son muy diversos pero de cualquier forma la deformación a la carga de trabajo debe quedar dentro de lo permisible para la estructura que soportará. Debe tenerse en cuenta que las deformaciones del pilote se verán aumentadas por efectos de consolidación los cuales deben calcularse en un análisis separado.

El suscrito ha efectuado pruebas de carga en pilotes simulando la acción de sismos con duración de ciclos de 1.5 segundos. En estos casos los pilotes muestran una histerisis en cada ciclo y el comportamiento a estas sollicitaciones ha sido satisfactorio pudiéndose predecir el comportamiento en el campo a partir de pruebas de laboratorio dinámicas.

También pueden efectuarse pruebas de extracción que son útiles en pilotes que trabajan a tensión y en este caso se usa un criterio parecido al de pruebas de carga a compresión.

Noviembre de 1971

NOTAS SOBRE CIMENTACIONES CONSTRUIDAS  
POR EL PROCEDIMIENTO DE "POZO INDIO"  
(CILINDROS Y CAJONES DE CIMENTACION).

1.- Introducción.

Los cilindros y cajones forman parte de las cimentaciones profundas, en que se busca un estrato resistente bajo un suelo de mala calidad, a una profundidad económica. Por su complicación, tamaño y demás características, solo son económicos cuando es posible transmitirles grandes cargas, razón por la que el estrato resistente en que penetran y se apoyan debe ser realmente resistente.

No existe una distinción real entre cilindros y cajones aparte de la geométrica. En México los cilindros se han usado mucho más, razón por la cual de ello se hablará predominantemente en estas notas, en la inteligencia de que desde el punto de vista de la teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos o de los problemas constructivos ambas formas de cimentación son muy similares, de manera que es aplicable a las dos lo que se diga de una de ellas.

Los casos de utilización económica de los cilindros de cimentación son los siguientes:

- 1.- Cuando existen grandes concentraciones de carga en un elemento de cimentación, como ocurre en los apoyos de puentes de grandes claros.
- 2.- En cimentaciones para grandes cargas en donde existe importante tirante de agua permanente.
- 3.- Cuando existen muy grandes problemas de control de agua en cualquier excavación que haya de hacerse o cuando el elemento de cimentación profunda vaya a estar sujeto a severas fuerzas horizontales.
- 4.- Cuando se necesite una cimentación profunda, pero la presencia de boleos o cualquier otro obstáculo

haga difícil la hincada de pilotes.

Como cimentación profunda el cilindro tiene su competidor natural en el pilote o en la pila, frecuentemente más económicos, sobre todo el primero. El cilindro se hace ventajoso cuando la intensidad y concentración de las cargas dan lugar a un número excesivo de pilotes en una determinada zona o cuando la construcción in situ o la hincada de los pilotes se dificulte por alguna causa.

En la figura 1 se muestran varios tipos de cilindros y cajones, hincados o contruídos de diferentes maneras. En estas notas solo se tratará de los hincados por procedimientos de "pozo indio". Como puede verse en la figura la frontera entre pilas y aún pilotes con cilindros y cajones no está bien definida.

Las figuras 2 y 3 ilustran la técnica de hincado conocida con el nombre de "pozo indio", en la que el elemento de cimentación penetra por remoción del material en su interior, por algún procedimiento ordenado que garantice una penetración uniforme. En las figuras 2 y 3 la remoción se hace con cuchara de almeja y draga, lo que constituye el método más frecuente para hincada de cilindros en México. En la figura 4 la hincada se hace manualmente lo que produce problemas especiales para el mantenimiento de personal en la zona de trabajo, que suelen exigir la inyección y el mantenimiento de una atmósfera adecuada (métodos neumáticos, Fig. 4 ).

En principio, la capacidad de carga de un cilindro de cimentación puede calcularse con la ecuación:

$$Q_d = Q_{qr} + 2 \pi f_s D \dots (1)$$

en donde:

$Q_d$  = capacidad de carga total del cilindro de cimentación en unidades de fuerza.

$Q_{qr}$  = capacidad de carga total en la base del cilindro

$r$  = radio del cilindro

$f_s$  = esfuerzo de adherencia o fricción lateral entre el cilindro y el suelo.

$D$  = profundidad de hincado del cilindro dentro del suelo no afectada por socavación o cualquier efecto que influya en la fricción lateral.

La resistencia en la base del cilindro ( $Q_{qr}$ ) puede calcularse con base en la ecuación propuesta originalmente por Terzaghi (ref.1):

$$Q_{qr} = \pi r^2 [1.2 cN_c + p_o(N_q - 1) + 0.6 \gamma r N_\gamma] \dots (2)$$

donde:

$c$  = cohesión del estrato resistente.

$p_o$  = es la presión efectiva de sobrecarga del suelo a nivel de la cimentación, numéricamente igual a  $\gamma_1 D$ , donde  $\gamma_1$ , es el peso específico del material de sobrecarga.

$\gamma$  = es el peso específico del suelo situado bajo el nivel de apoyo del cilindro (estrato resistente).

La expresión 2 está planteada de tal manera que proporciona la presión neta comunicada por el cilindro, descontando la presión original de la columna de suelo removida al colocar el cilindro. Se refiere al caso en que en el estrato resistente se produzca falla general bajo el elemento de cimentación, del tipo de la preconizada originalmente por Terzaghi con base en el mecanismo de Prandtl, pero no representa -



De todas maneras no se insistirá aquí sobre estos temas, objeto de otras comunicaciones dentro de este curso.

Finalmente y con relación a la ecuación 1 debe decirse que en la gran mayoría de los cálculos prácticos suele desprejarse el valor de resistencia por fricción lateral, calculándose el cilindro exclusivamente atendido a su capacidad de carga en la base. La fricción lateral puede tomarse en cuenta para analizar la posibilidad de que el cilindro presente dificultades en la penetración que por peso propio se va produciendo a medida que se excava en su base. Para este fin, en la tabla 1 (ref. 2), se dan algunos valores típicos de adherencia lateral sancionados por la práctica, independientemente de los que puedan obtenerse por los criterios semiteóricos en vigor.

TABLA 1

Tipo de Suelo	Fricción lateral (T/M <sup>2</sup> )
Limo y arcilla blanda	0.75 - 3.0
Arcilla muy firme	4.9 - 19.5
Arena suelta	1.2 - 3.7
Arena compacta	3.4 - 6.8
Grava compacta	4.9 - 9.8

Los valores de la tabla 1 pueden también utilizarse para análisis de fricción negativa en los casos en que esta pueda presentarse.

Un aspecto delicado de la utilización de cajones y cilindros lo constituyen las fuerzas laterales que frecuentemente han de soportar (viento en la superestructura de puentes

corrientes, cuerpos flotantes, impacto de barcos en muelles - etc.) teóricamente suele exigirse que la resultante de las -- fuerzas que actúen sobre el elemento quede comprendida en el tercio medio de su base. Para calcular la resistencia horizon tal de cilindros y cajones de cimentación, Terzahi (ref.3) - proporciona módulos de reacción horizontal para elementos hú- medos en suelos friccionantes y cohesivos:

Suelos Friccionantes.

$$k_h = 0.2768 k_2 \frac{z}{B} \dots (3)$$

Suelos Cohesivos

$$k_h = 0.0562 \frac{k_3}{B} \dots (4)$$

Los módulos de reacción resultan en  $\frac{T}{m^2}$  B es el - diámetro de cilindro en m y z la profundidad de hincado tam- bién en m, los coeficientes  $k_2$  y  $k_3$  deben obtenerse de la - fig. 5, originalmente propuesta por Terzaghi, en la que apa- recen en  $\frac{lh}{pulg.}$ . Las fórmulas 3 y 4 toman en cuenta la hetero- geneidad de unidades.

Los módulos propuestos, multiplicados por la defor- mación horizontal del cilindro, supuesto un cuerpo rígido, - proporcionan la presión ( $T/m^2$ ) que puede aplicarse al elemen- to. Para obtener la carga total puede aplicarse sucesivamente la fórmula después de dividir el cilindro en tramos por planos horizontales imaginarios obteniéndose el empuje que puede ac- tuar en cada tramo para una deformación dada. Para el caso de suelo friccionante se refiere a suelos secos o húmedos, pero no sumergidos; el módulo de reacción en este último caso debe considerarse como el 60% del anterior.

El análisis de asentamientos en cilindros y cajones de cimentación no se tratará en este lugar, por haber sido objeto de atención por parte de otros profesores de este curso. Baste insistir que este es un problema que puede ser causa de problemas importantes cuando el proyectista se confía en la tradicional "no compresibilidad" de los suelos friccionantes compactos (la cual muchas veces no puede ser sostenida en el caso de cilindros, pues estos trabajan en ocasiones con niveles de esfuerzo bastante elevados) o de los suelos arcillosos "duros", que a veces sufren deformaciones significativas en lapsos considerables.

Los cilindros se hincan generalmente en México por el procedimiento de "pozo indio", excavando generalmente con draga en su interior hueco, con nivel de agua interior igual al exterior. La excavación debe hacerse de manera que el elemento descienda por peso propio o lastrado, pero sin desplome. En cajones de celdas múltiples, la verticalidad del elemento se logra excavando alternativamente en las diferentes celdas. Al atravesar suelos blandos, sean arenas o arcillas, puede usarse el bombeo como método de extracción desde el interior del cilindro, inyectando agua limpia para mantener igualados los niveles de agua dentro y fuera del elemento.

Una vez que el cilindro ha llegado a su posición de proyecto se cuele su tapón inferior, generalmente bajo agua y con "trampa de elefante". En ocasiones y cuando ello resulta fácil se ha extraído el agua del interior por bombeo para realizar un colado en seco, pero los peligros que entraña esta práctica (falla de fondo, abullición de arenas, etc.) seguramente no la hacen aconsejable en ningún caso.

En la fig. 6 se muestran algunas soluciones típicas al problema de la construcción de cuchillas en la base del cilindro, para facilitar su penetración.

En las primeras etapas del hincado el cilindro debe guiarse para mantenerse en posición. Después si irá colocándose a medida que penetra, de manera que resulta construido por tramos. La excavación debe llevarse siempre adelante del elemento, pero no conviene que preceda demasiado o que se haga en forma desbalanceada. Cuando el peso propio no alcanza a vencer la fricción lateral, la penetración del elemento puede - ayudarse con lastre o con chiflonado; los chiflones deben colocarse de manera de dar un flujo helicoidal al agua ascendente, la cual es la principal ayuda para eliminar la restricción mencionada. Los chiflones que apuntan hacia la base del cilindro se tapan fácilmente durante el hincado cuando están fijados a él. En ocasiones, se ha combatido la fricción lateral introduciendo un lodo fluido entre la pared exterior del cilindro y el terreno natural.

El control de la verticalidad puede lograrse con - lastre diferencial, por dragado diferencial, enderezando la estructura por medio de cables, gatos, etc., ayudando el hincado por medio de estructuras exteriores que sirvan de guía, y, en los cajones más complicados, produciendo cámaras de aire convenientemente dispuestas.

Los chiflones pueden ayudar también a este fin siempre que la presión de agua sea suficiente para eliminar las causas de desplome, lo cual suele exigir valores superiores - a 8 ó 10 kg/cm<sup>2</sup>.

Los obstáculos que representan para el hincado los grandes boleos, suelen eliminarse con explosivos.

La fig. 7 (ref.4) muestra una secuencia de colado bajo agua con un bote de fondo móvil. Las figs. 8 y 9 (ref.4) - dos secuencias de hincado típicos. En la fig.10 (ref.4) se muestra un procedimiento de hincado sin pérdida de forros metálicos y colando el cuerpo de los cilindros fuera del nivel del agua. La Fig.11 muestra una disposición para controlar los taludes de la excavación que se va formando bajo el cilindro.

### Cajones neumáticos

Este método es seleccionado cuando el dragado a través de los pozos abiertos pueda causar pérdida del terreno alrededor del cajón (lo que provoca asentamientos en las estructuras adyacentes), cuando obstáculos existentes impidan el hincado vertical del cilindro, cuando en el caso de cimentaciones bajo agua y en terrenos tales como arenas finas o cieno, estos fluyan bajo las cuchillas cortadoras hacia el interior.

En estos cajones la cámara de trabajo (fig.12) está bajo aire comprimido a una presión que balancea o supera ligeramente la presión hidrostática del exterior del cilindro; con esto se impide, el flujo de agua y de suelo hacia su interior. Además debe guardarse la precaución de que las cuchillas vayan lo suficientemente abajo de la superficie interior del suelo, para evitar serias pérdidas del aire a través del mismo.

Como debe asegurarse que no haya agua dentro del cilindro, la construcción de las juntas (en cilindros de madera, acero y concreto) deberá hacerse con mucho cuidado, asegurando su sellado por el interior empleando pinturas, impermeabilizantes o asfalto que cumplan con este objetivo.

Las ventajas del empleo de este método son entre - - otras: que la excavación puede efectuarse a mano en el interior de una cámara de trabajo "seca", que las obstrucciones por di-

fíciles que sean son atacadas directamente y que se puede cono-  
cer el terreno de apoyo de una manera directa y, por último -  
que el concreto de la cimentación se coloca en seco, en condi-  
ciones ideales.

Sin embargo, las anteriores ventajas se ven balancea-  
das por las siguientes desventajas: el proceso de hincado es -  
más lento, necesitándose además para lograrlo de mayor canti-  
dad de equipo y de trabajo y los hombres que trabajan en su in-  
terior no pueden permanecer a presiones de aire superiores a -  
los  $3.5 \text{ kg/cm}^2$ , limitándose con ello la profundidad de hincado a  
aproximadamente 36 m en condiciones normales.

#### REFERENCIAS

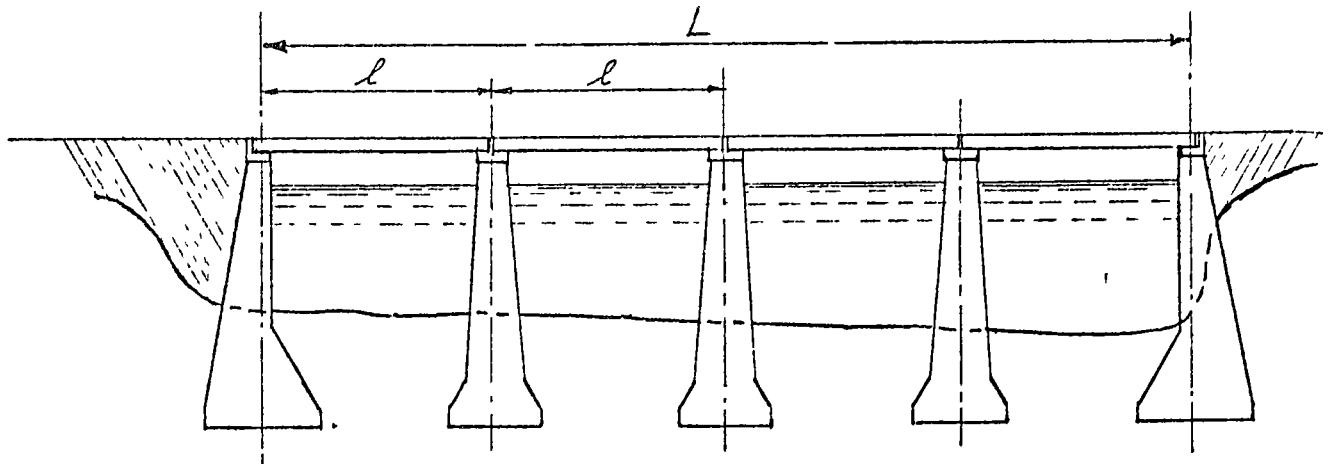
- 1 - Terzaghi, K y Peck, R.B.- Soil Mechanics in Enginee-  
ring Practice.- 2a. edición.- John Wiley and Sons -  
1967.
- 2 - Tomlinson, M.J.- Diseño y construcción de cimientos.-  
Ediciones Urmo.-1971.
- 3 - Terzaghi, K.- Evaluation of coefficients of subgrade  
Reaction.- Geotechnique - 1955.
- 4 - Lasso Herrera, R.- Procedimientos de Construcción -  
Edición del Autor - México, 1964.

= A P E N D I C E =

Se presenta a continuación un análisis para definir el claro de puente más económico en un caso dado. -

Análisis tales son los que generan la mayor parte de las cimentaciones sobre cilindros que se construyen en México. -

El estudio es una comunicación personal, no publicada, del Ing. Fernando Fossas R., Jefe del Departamento de Puentes de la Secretaría de Obras Públicas.



Sea:

P = Costo de la pila.

c = Costo por metro de la parte variable de la superestructura.

E = Costo de un estribo.

n = Número de claros en la longitud "L" =  $\frac{L}{l}$

f = Costo por metro de las partes constantes de la superestructura.

Las demás literales de acuerdo con la figura.

El costo total C del puente será:

$$C = 2E + (n - 1) P + Lc + Lf$$

$$C = 2E + \frac{L}{l} P - P + Lc + Lf$$

Se supone que el costo por metro de la parte variable es directamente proporcional al claro ( $c = Kl$ ). Esta suposición es razonablemente correcta, pero la fórmula puede modificarse para una consideración de variación exponencial.

Entonces:

$$C = 2E + \frac{L}{l} P - P + KLl + Lf$$

$$\frac{dC}{dl} = -\frac{LP}{l^2} + KL = 0$$

$$\frac{P}{l^2} = K = \frac{c}{l} \quad \text{Por lo tanto } \frac{P}{l} = c$$

Es decir, que el claro de un puente es el económico si el costo por metro lineal de puente correspondiente a una pila es igual al costo por metro de la parte variable de la superestructura.



Para llegar a esta conclusión se ha partido de la hipótesis de que el costo de una pila es fijo cualquiera que sea el claro de la superestructura que soporta; esta hipótesis es razonablemente cierta tratándose de pilas tipo gravedad, y es aplicable a pilas sobre cilindros siempre y cuando no exista necesidad de pasar de un cilindro a dos cilindros al aumentar el claro. La hipótesis es absurda, tratándose de puentes sobre pilotes; en efecto, para este tipo de cimentación, el número de pilotes es directamente proporcional a la carga que debe soportar cada apoyo y, como la carga por apoyo crece con un exponencial de los claros adyacentes, al aumentarse el claro se aumenta conforme al mismo exponente, - el número de pilotes.

Debido a lo anterior, en el caso de puentes sobre pilotes, el claro económico será siempre el mínimo compatible con las características de la corriente, los materiales de arrastre y los requisitos de navegación si los hay.

Volviendo al caso de validez de hipótesis anteriormente citada, si el costo  $c$  de la parte variable varía con la exponencial "m" del claro  $l$  entonces:

$$c = Kl^m$$

$$\frac{dC}{dl} = -\frac{LP}{l^2} + mLKl^{m-1} = 0$$

$$\frac{LP}{l^2} = mLKl^{m-1}$$

$$\text{Pero } K = \frac{c}{l^m}$$

$$\frac{P}{l^2} = m \frac{c}{l^m} l^{m-1}$$

$$\frac{P}{l^2} = m \frac{c}{l}$$

$$\frac{P}{lm} = c$$

Como podrá observarse, el resultado es semejante al anterior con la diferencia que en el denominador quedará el producto "lm" en vez del valor "l" solamente. En la práctica, el valor de "m" queda comprendido entre uno y dos, y normalmente se acerca a valores del orden de 1.2 o 1.3

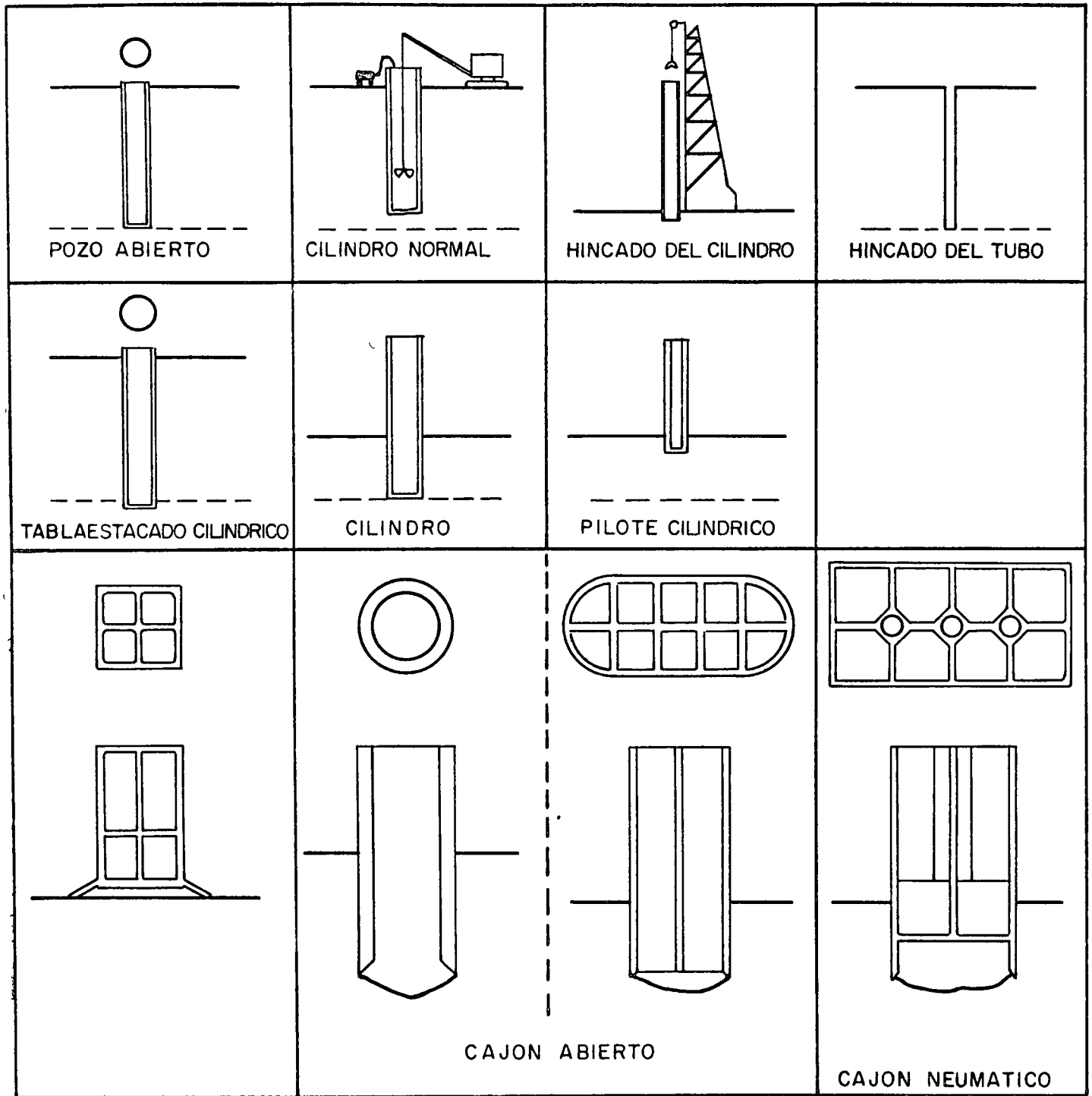
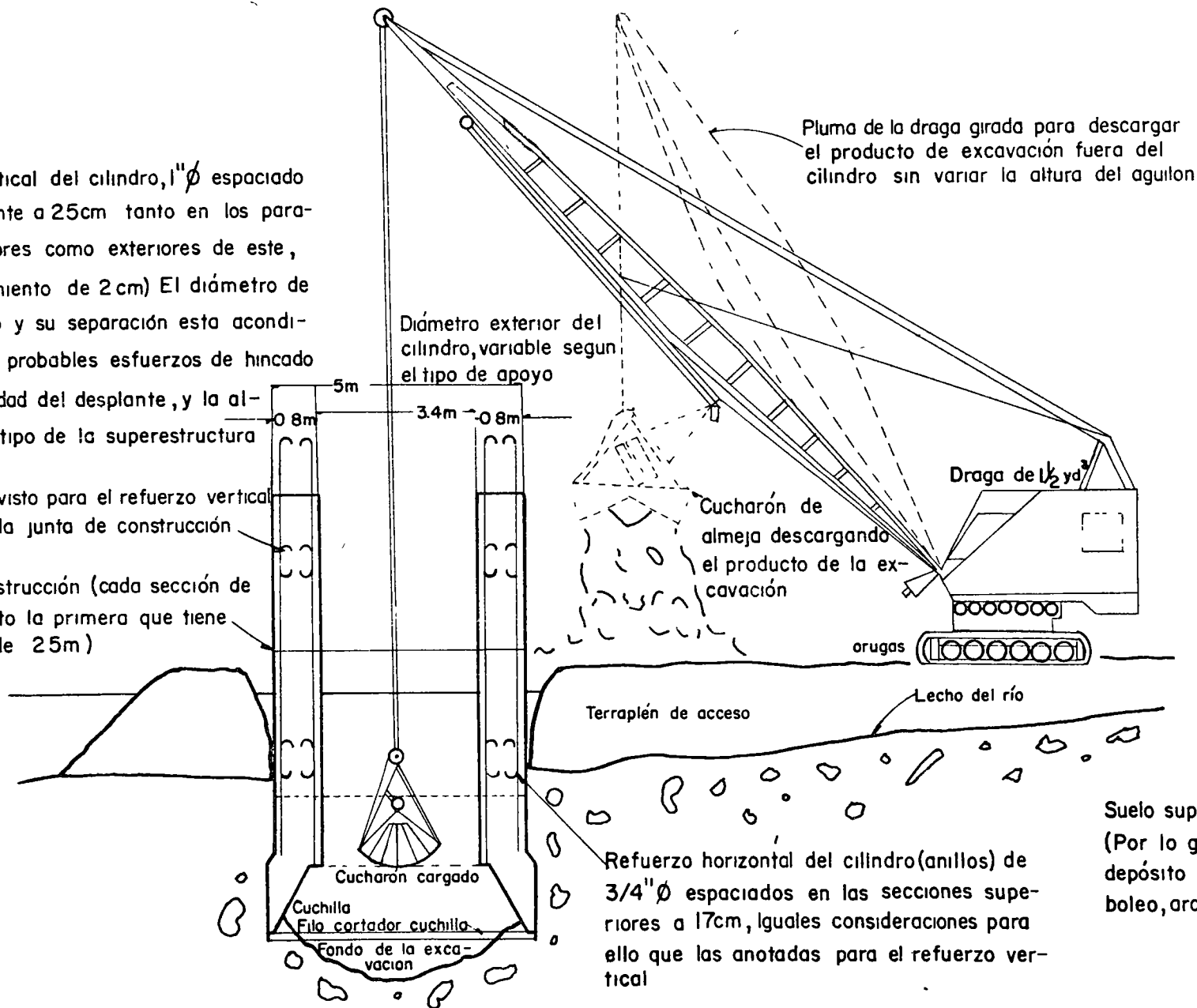


Fig 1 Ejemplos de cilindros, cajones y métodos comparables

Refuerzo vertical del cilindro, 1"  $\phi$  espaciado perimetralmente a 25cm tanto en los paramentos interiores como exteriores de este, (con recubrimiento de 2 cm) El diámetro de este refuerzo y su separación esta acondicionado a los probables esfuerzos de hincado a la profundidad del desplante, y la altura, claro y tipo de la superestructura

Empalme previsto para el refuerzo vertical arriba de cada junta de construcción

Junta de construcción (cada sección de colado excepto la primera que tiene una altura de 25m)



Pluma de la draga girada para descargar el producto de excavación fuera del cilindro sin variar la altura del aguilón

Diámetro exterior del cilindro, variable según el tipo de apoyo

Cucharón de almeja descargando el producto de la excavación

Draga de 1/2 yd

orugas

Lecho del río

Terraplén de acceso

Cucharón cargado

Cuchilla

Filo cortador cuchilla

Fondo de la excavación

Refuerzo horizontal del cilindro (anillos) de 3/4"  $\phi$  espaciados en las secciones superiores a 17cm, iguales consideraciones para ello que las anotadas para el refuerzo vertical

Suelo superficial del cauce (Por lo general material de depósito arena, limo, grava, boleó, arcilla, cantos rodados, et

Fig 2 Procedimiento de cimentación con el empleo de cilindros abiertos de concreto reforzado

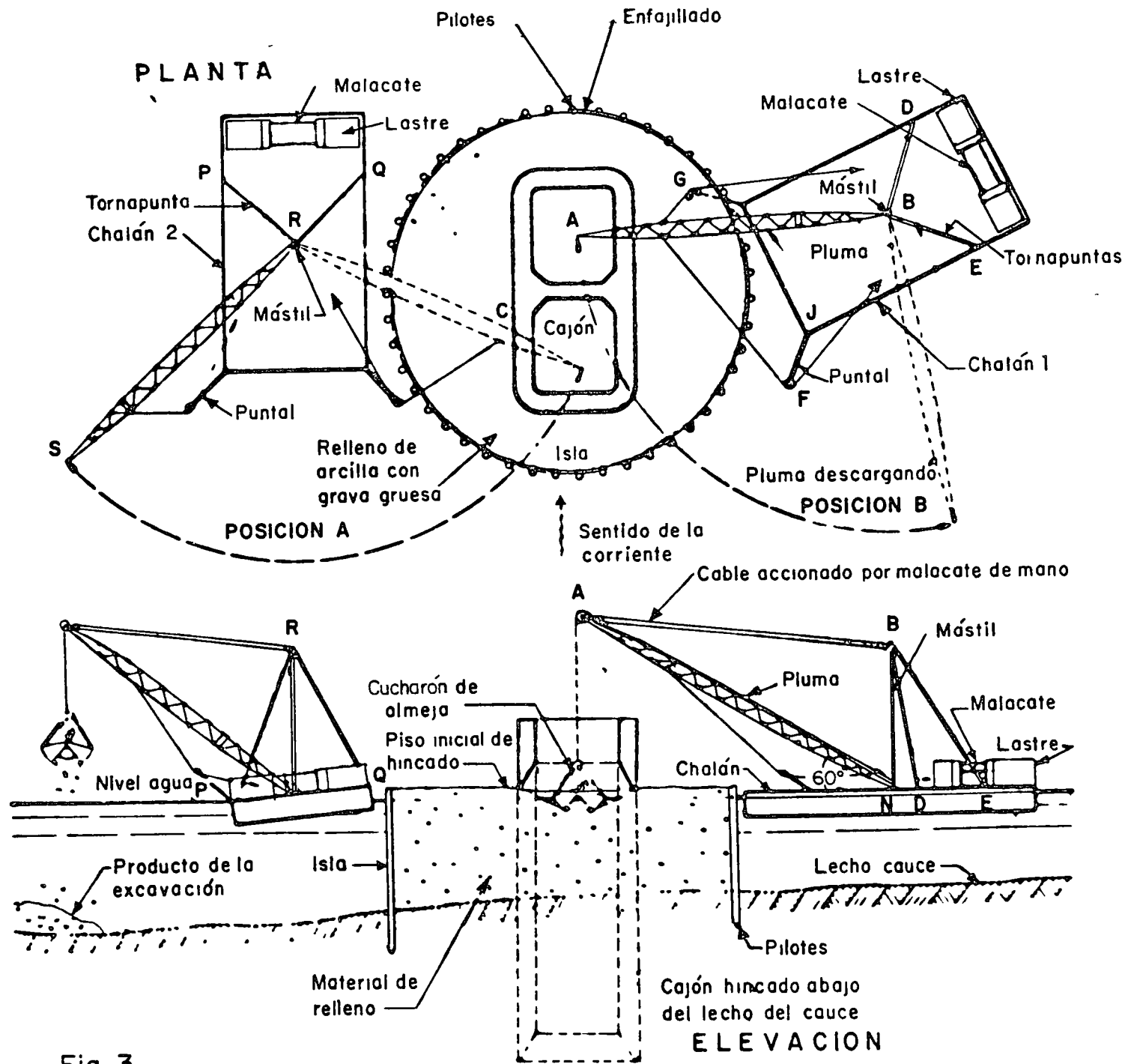


Fig 3

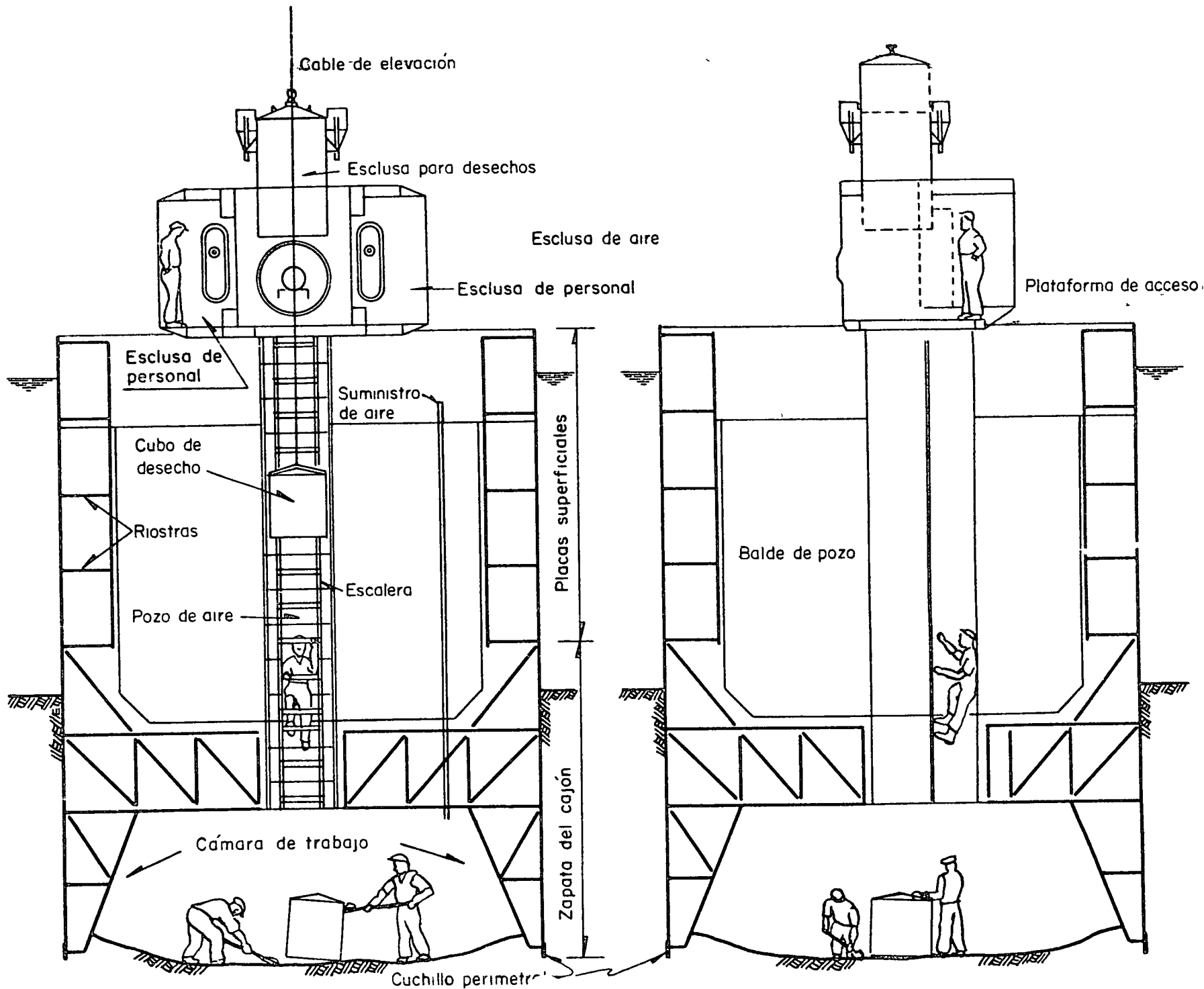


Fig 4 Disposición típica de cajón neumático

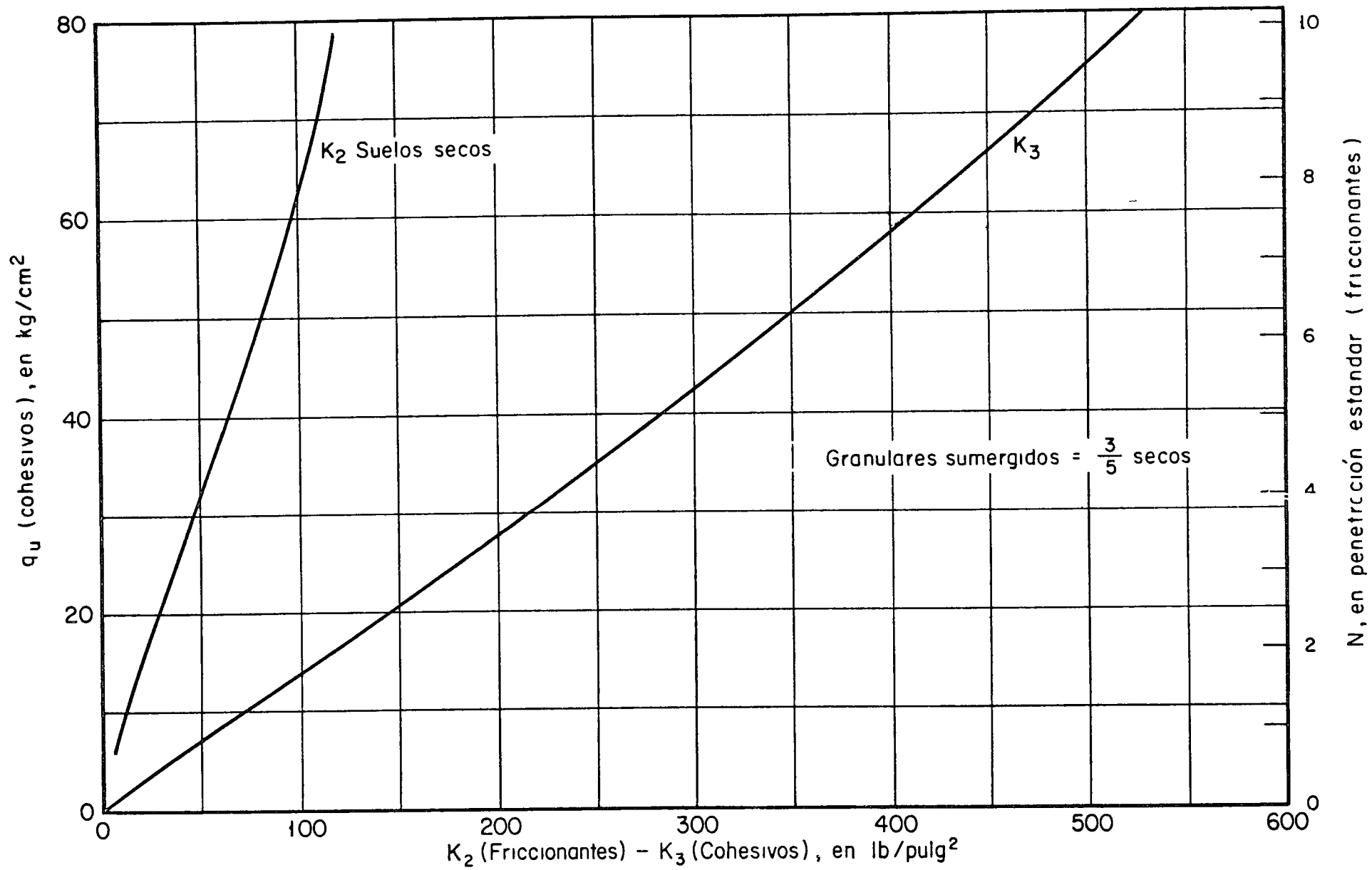
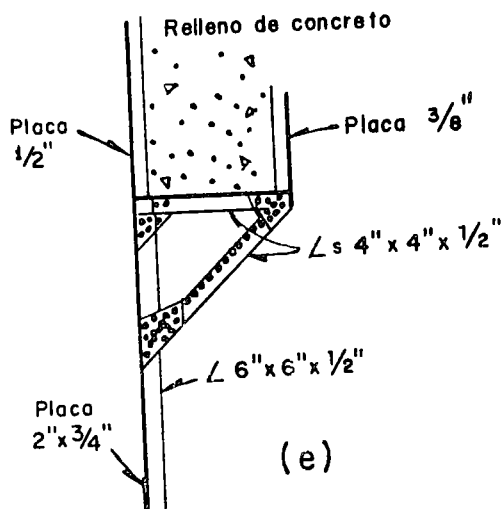
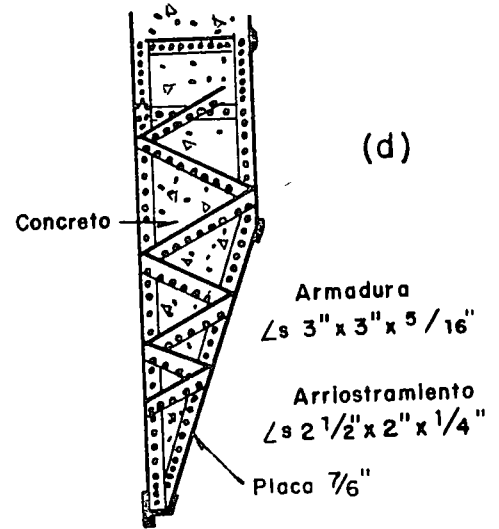
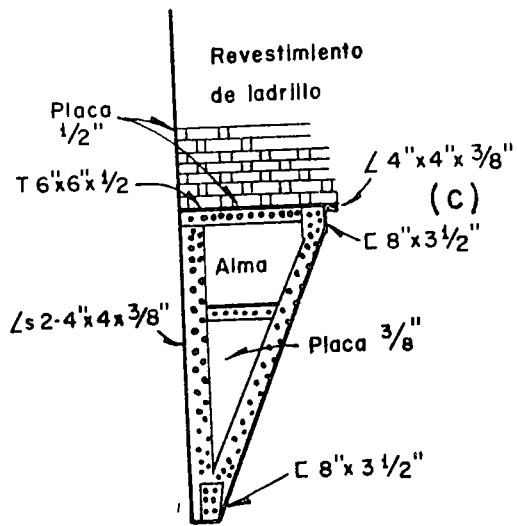
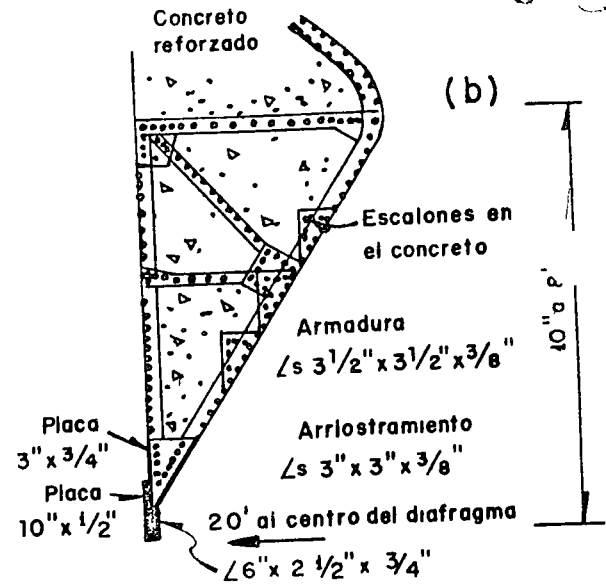
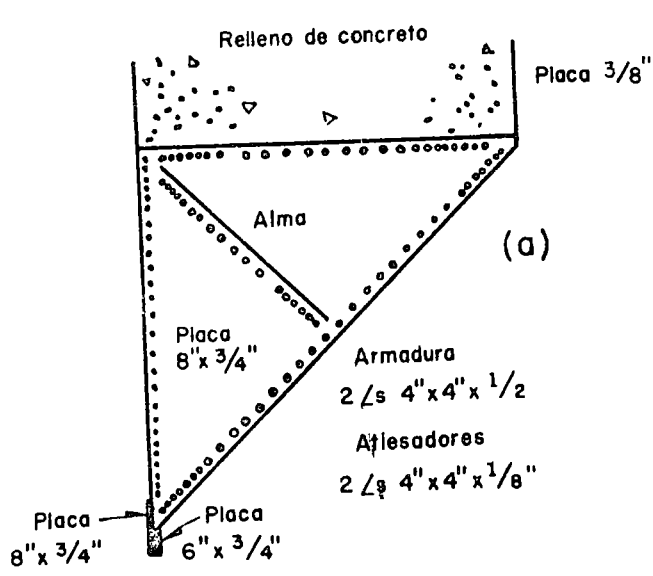


Fig 5 Módulos de deformación horizontal, según K Terzaghi



Solera fija entre y después del refuerzo

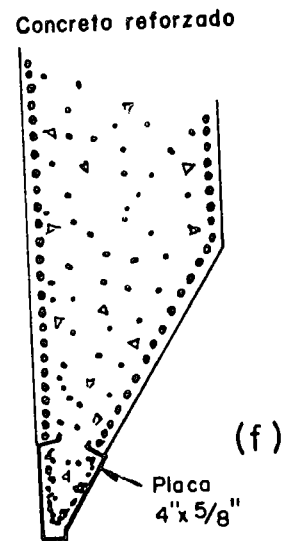


Fig 6 Ejemplo de Cuchillas.— Detalles

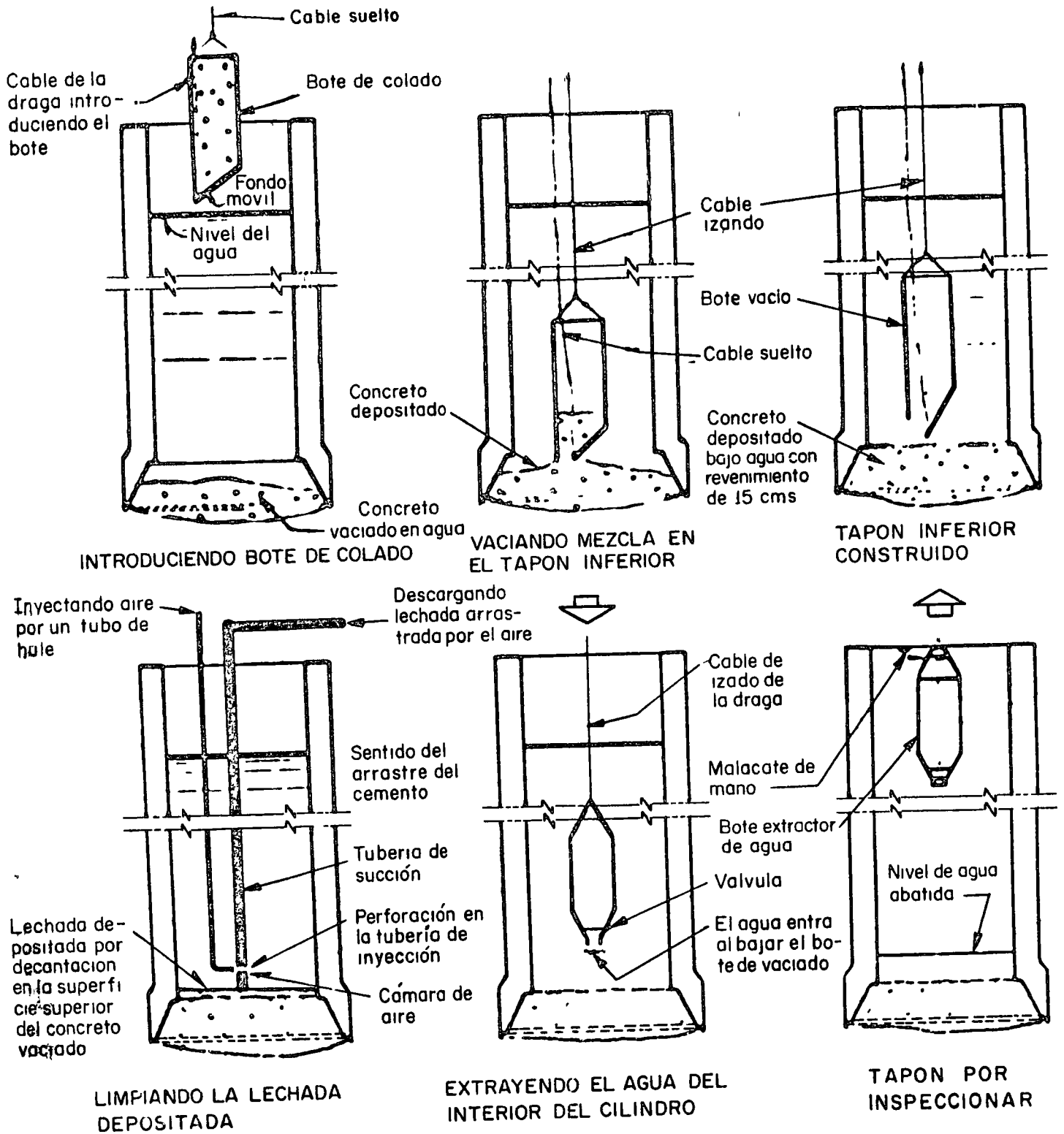


Fig 7 Procedimiento de colado bajo agua con bote de fondo móvil



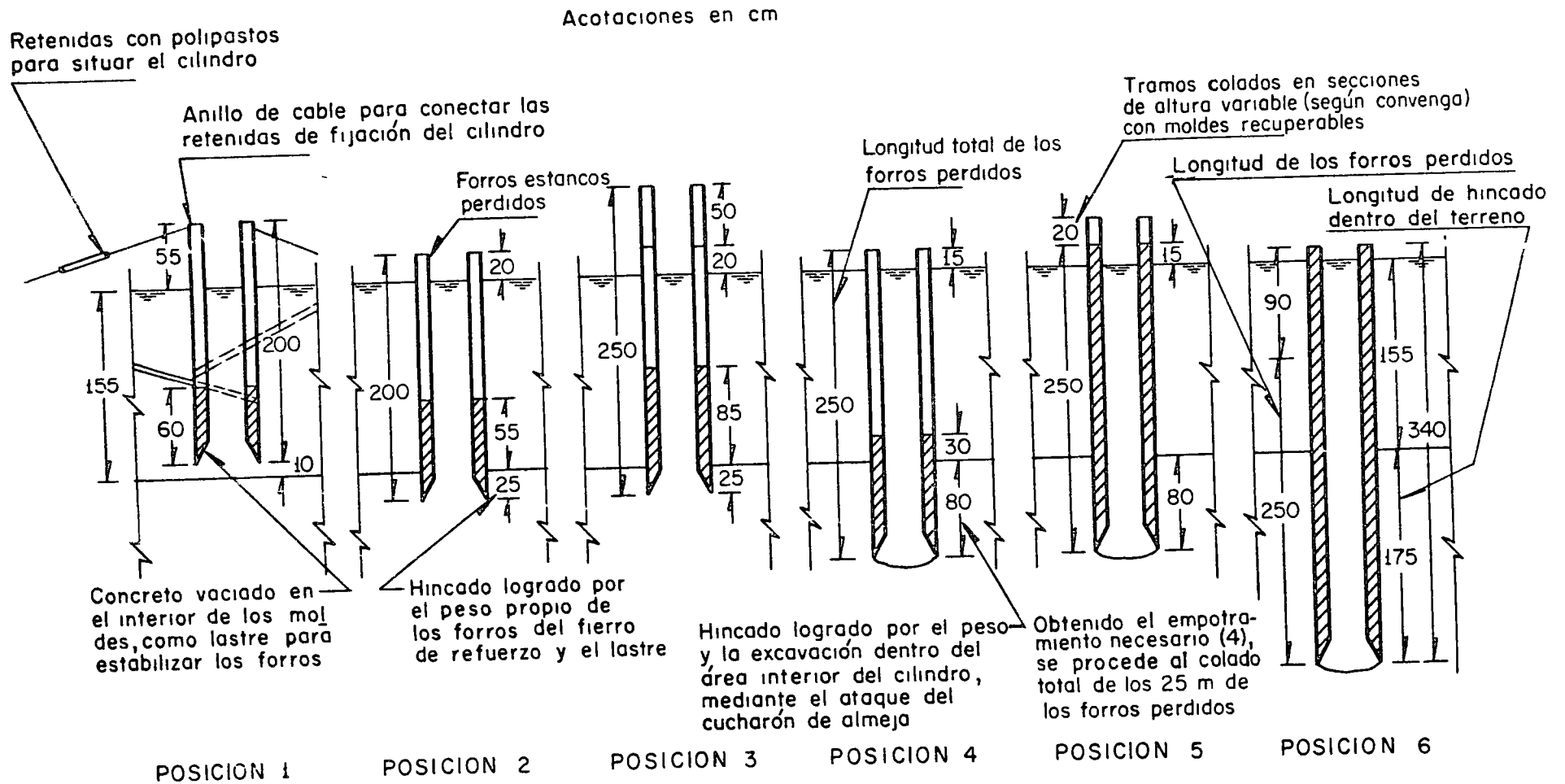


Fig 8 Secuencia de hincado en cauces profundos

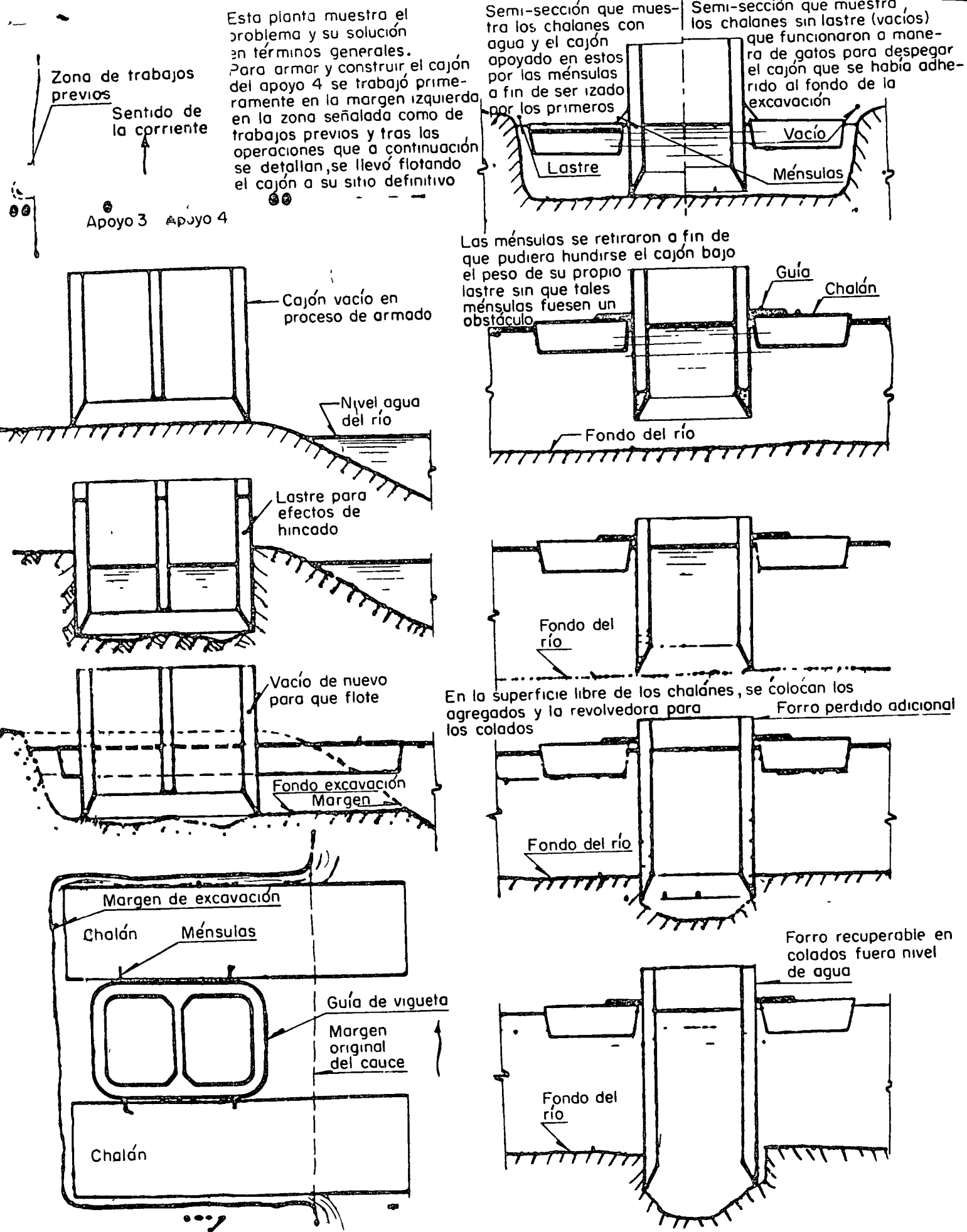
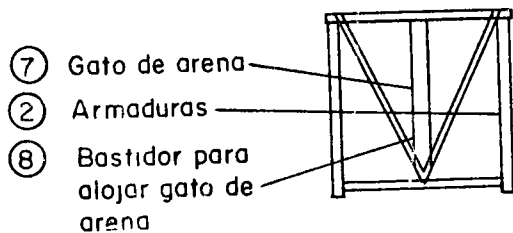
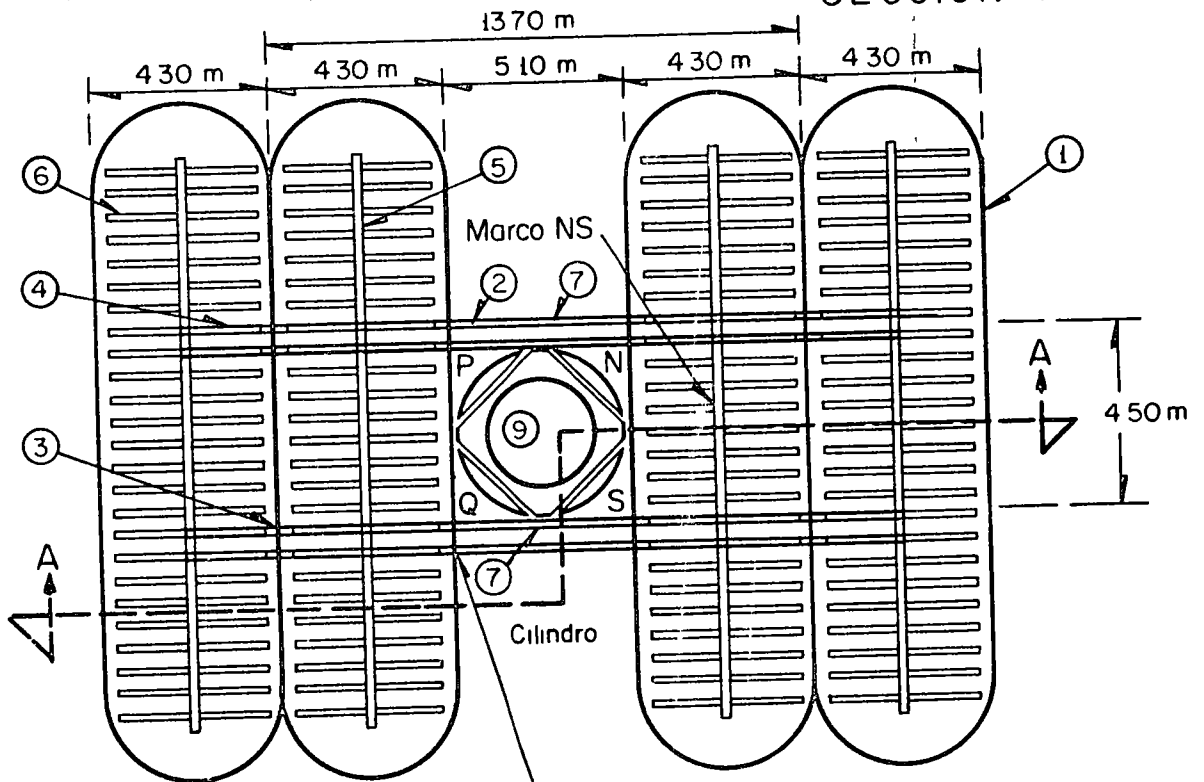
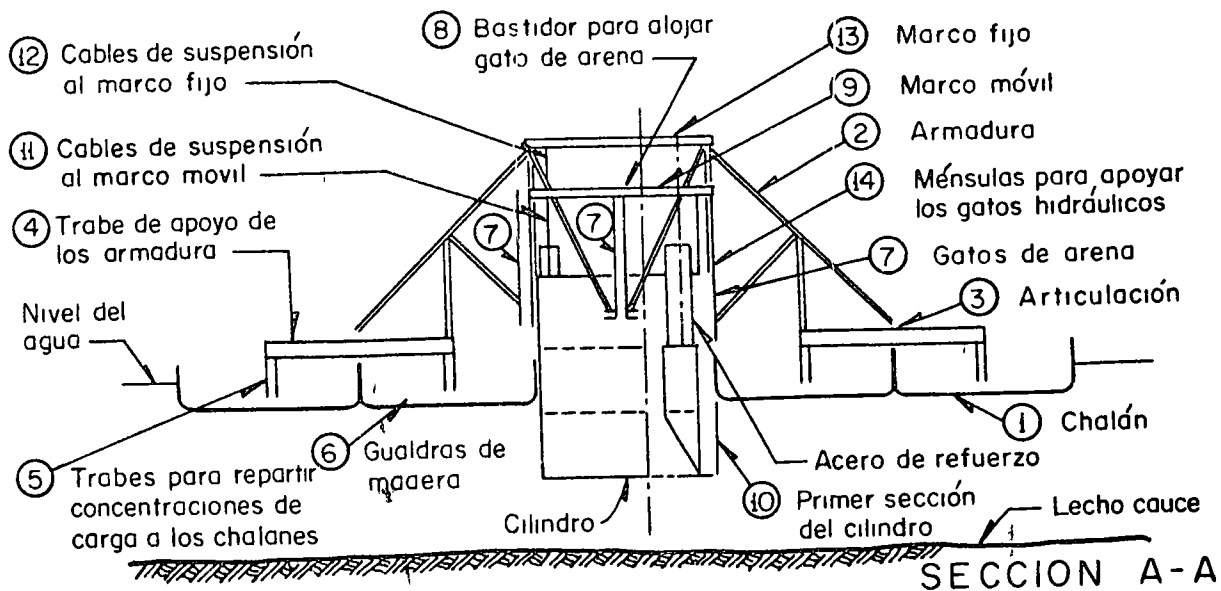


Fig 9 Procedimiento de construcción e hincado de un cajón en el apoyo 4 del puente Tuxpan



Armadura metálica de 1370 m de claro de 450 m de peralte articulada en sus apoyos, fabricada con los siguientes perfiles cuerda superior 2 Ls de 6" x 3/8", cuerda interior 2 Ls de 4 x 5/16", diagonales y montantes 2 Ls de 2 1/2" x 1/4", los marcos NS y PQ se construyeron con iguales perfiles

Fig 10 Procedimiento de construcción e hincado de cilindros sin perder forros metálicos y colando el cuerpo de los cilindros fuera del nivel del agua

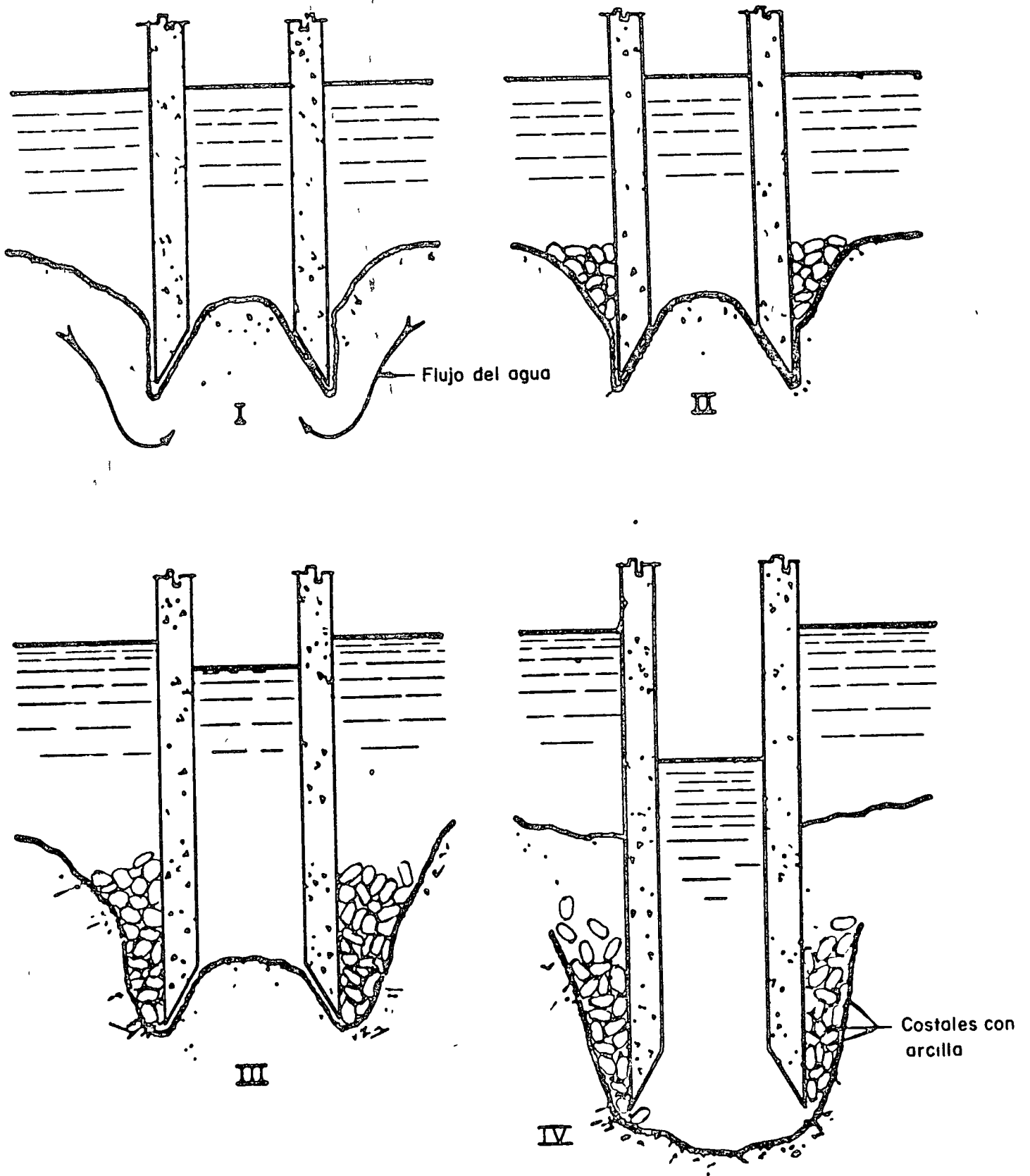


Fig 11 Control de flujo en el hincado de cilindros

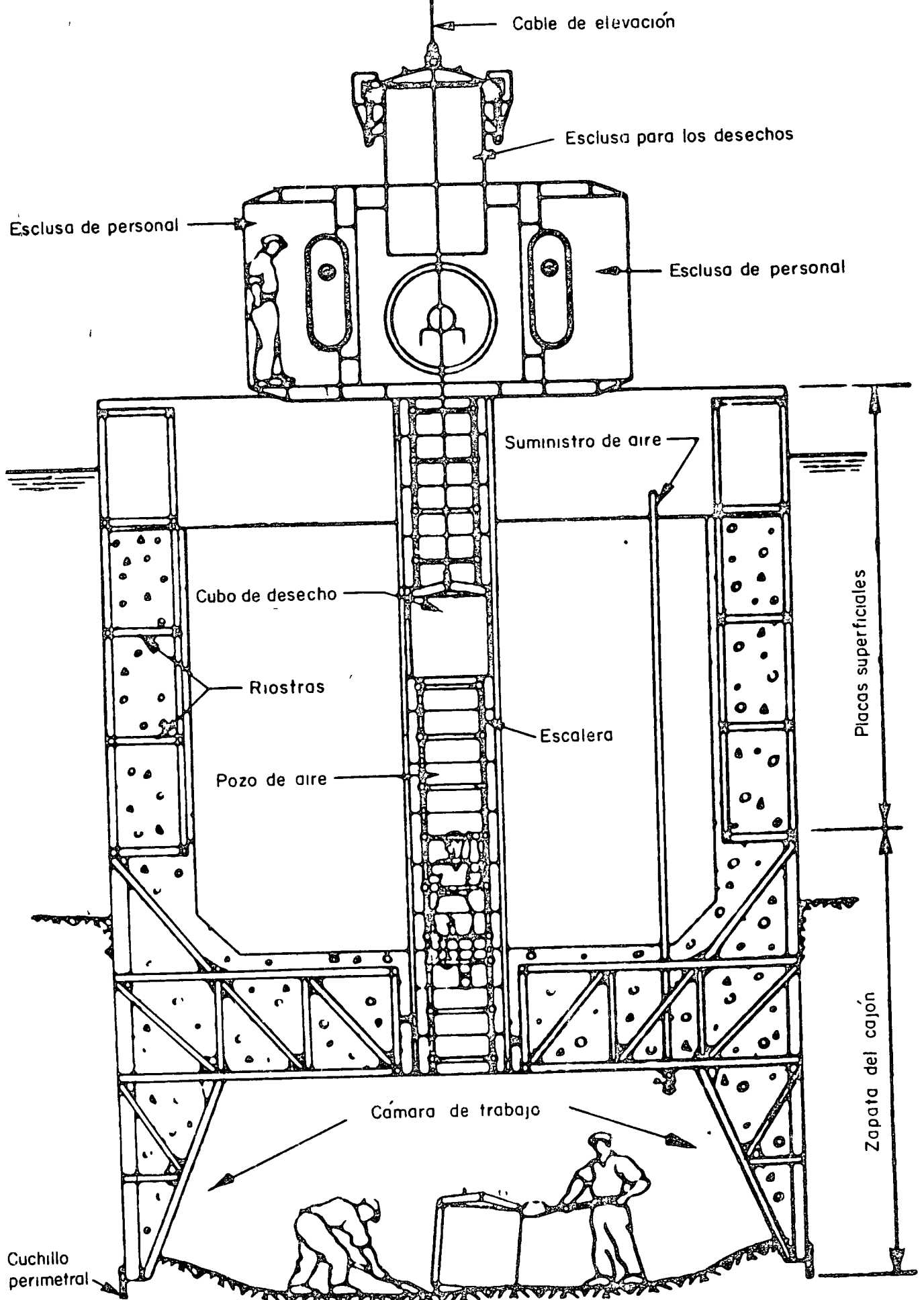
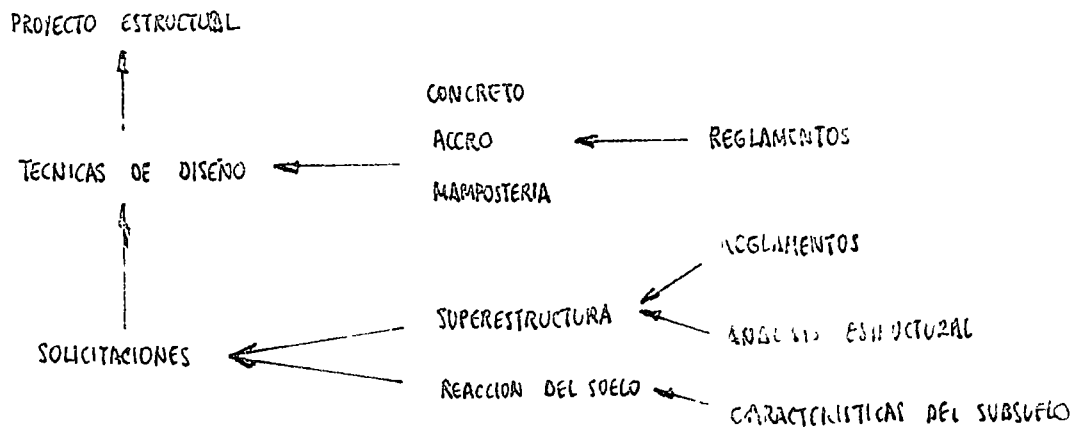


Fig 12

# CRITERIOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATAS Y PILOTES.

ING. CARLOS MARTINEZ

El proyecto estructural de una cimentación consta principalmente de las etapas presentadas en el siguiente diagrama.



Trataremos de analizar brevemente cada uno de los pasos indicados -- arriba.

## I.- SOLICITACIONES.

### I-A: SUPER ESTRUCTURA.

Respecto a las cargas que tendrá que soportar la cimentación por efecto de la super estructura, es conveniente mencionar la parte referente a las cargas vivas y accidentales. En los reglamentos de construcción y especialmente en el Distrito Federal, se considera la influencia del área cargada en la determinación de las cargas vivas; el criterio general, a grandes rasgos, consiste en reducir su valor a medida que el área tributaria, para el diseño de cualquier elemento aumenta.

Esto resulta logico ya que a medida que el area tributaria aumenta, disminuye la probabilidad de que toda ella este cargada.

Ya que la carga directa de la superestructura a una zapata o a un pilote proviene de areas tributarias muy grandes, para la mayoria de los casos, estos elementos estarán diseñados para las menores cargas vivas que especifica el Reglamento.

Lo anterior resulta importante, si pensamos, por ejemplo, que para el caso de edificios de oficinas, la carga viva representa aproximadamente el 20% de la carga total de la superestructura.

Cuando el diseño de la cimentacion esta dominada por el efecto de hundimiento, el reglamento del Distrito Federal, reduce aún más el valor de las cargas vivas de diseño, debido a que además de la consideración anterior, existe el hecho de que los hundimientos dependen del tiempo, y la probabilidad de que toda el area este cargada durante todo el tiempo resulta mucho menor.

En el mismo reglamento se hace también distincion para la carga viva cuando se diseña para la combinación de cargas accidentales, debido a su carácter aleatorio y a su corta duración.

#### I-B. ZAPATAS.

Para determinar los elementos mecanicos que actuan sobre una zapata, es necesario primero, efectuar el analisis estructural basandose en ciertas hipótesis para idealizar las condiciones de frontera de la estructura en su cimentación. La obtención de las verdaderas condiciones, implica un proceso demasiado engorroso ya que existe una intervención entre suelo y estructura que define el grado de fijación de la zapata con el suelo.

En la mayor parte de los casos no es común resolver el problema en forma completa; resulta mas conveniente elegir la condición mas desfavorable para el diseño de la superestructura por un lado y para la cimentación por otro.

Si al analizar la superestructura se supone, por ejemplo, que las columnas estan articuladas en la cimentacion, y conservamos la misma hipótesis en el diseño de las zapatas, estas estaran calculadas para resist

tir fuerzas horizontales y verticales pero no podrán soportar la existencia de un momento; resulta por lo tanto, conveniente cambiar la hipótesis inicial para el diseño de las zapatas, ya que, independientemente de las suposiciones que adoptemos, la estructura no está comprometida a seguirlas, y resulta algunas veces ilógico forzarla a comportarse conforme a nuestra idealización.

Generalmente, la sollicitación sobre una zapata queda reducida a -- fuerzas horizontales, fuerzas verticales y momentos, la función de ellas es transmitirlos transformándolos de manera que el suelo pueda soportarlos; obviamente la zapata, por ser un elemento de transmisión deberá resistir los elementos mecánicos de la superestructura y los resultantes de la reacción del terreno.

La reacción del terreno implica nuevos problemas, ésta puede variar dependiendo de la rigidez de la zapata y las características del suelo.

#### I-C: PRESION DE CONTACTO.

La presión que actúa entre la base de la cimentación y el suelo, recibe el nombre de "presión de contacto". Resulta importante la determinación de la forma en que se distribuye esta presión porque de ésta se obtendrán los elementos mecánicos que deberá resistir la cimentación por efecto de la reacción del terreno.

En el caso de zapatas rígidas, por necesidad los asentamientos de la base de la zapata serán uniformes, por lo que la distribución de presiones en la base de esa zapata es idéntica con la distribución de carga requerida para producir asentamientos uniformes del área cargada. Si el subsuelo consiste de un material perfectamente elástico, de arcilla o de arena conteniendo capas gruesas, de arcilla blanda, un área uniformemente cargada adopta la forma de una campana. Para obtener asentamientos uniformes será necesario cambiar parte de la carga del centro a las orillas, por lo tanto, la presión de contacto en la base de una cimentación rígida aumentará en los puntos de pequeños asentamientos y disminuirá en los de asentamientos mayores hasta que el diagrama de presión de contacto sea el que produzca asentamientos uniformes.

A partir del análisis elástico de Boussinesq para una zapata rígida-circular, se puede obtener una distribución como la de la fig. (1).



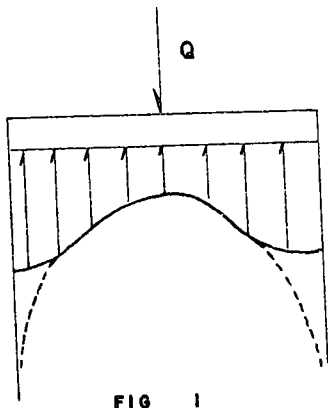


FIG 1

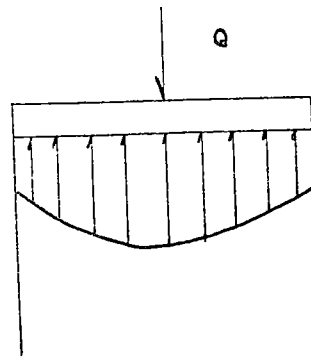


FIG 2

La presión en el centro será la mitad de la uniforme, incrementándose a medida que se acerca a los extremos, en donde teóricamente se vuelve infinita. Realmente, en los extremos existe una fuerte concentración de esfuerzos que provoca una plastificación que redunde en una nueva redistribución como la de la línea (a) de la fig. (1).

La distribución de la presión de contacto para una cimentación rígida soportada por un suelo no cohesivo se muestra en la fig. (2). En este caso, la presión es mayor en el centro y disminuye hacia las orillas.

Para zapatas flexibles, la distribución de presiones dependerá de la relación de rigidez entre la zapata y el suelo, una medida de la rigidez del suelo es el llamado "coeficiente de reacción" que resulta de la idealización del suelo como un resorte, las unidades de este coeficiente generalmente son  $\text{kg/cm}^3$  y se puede definir como la fuerza necesaria para deformar un centímetro un área cargada de un  $\text{cm}^2$  de suelo.

De esta forma el suelo puede ser representado como una serie de resortes independientes e igualmente espaciados. El error introducido por este modelo es mayor para vigas cortas y rígidas, pero resulta menor para el caso de vigas largas y flexibles.

El cálculo para el caso de una cimentación flexible en un medio elástico discreto resulta muy laborioso y trae consigo complicaciones matemáticas de importancia, algunos casos relativamente generales pueden ser obtenidos a partir de líneas de influencia y tablas calculadas de antemano que aparecen en manuales especializados.

En la práctica es común suponer la distribución de presiones a partir de una línea recta determinada por el tipo de sollicitación y suponiendo un comportamiento elástico uniforme. Esto, en algunos casos, puede conducir a subestimar el efecto de la presión de contacto escogiendo simplificaciones que resulten del lado de la seguridad.

Si la diferencia entre la distribución de presiones calculada y la real resulta muy grande y del lado de la inseguridad, el riesgo puede ser eliminado incrementando los factores de seguridad.

La suposición de una reacción lineal, permite determinar la distribución de presiones para el caso de una zapata sometida a carga vertical y momento, resulta casi primitivo tratar de fijar esta distribución para hipótesis no lineales.

Para este caso, y usando una distribución lineal, existen 2 posibilidades en la forma de la reacción del suelo dependiendo de la relación entre el momento y carga axial.

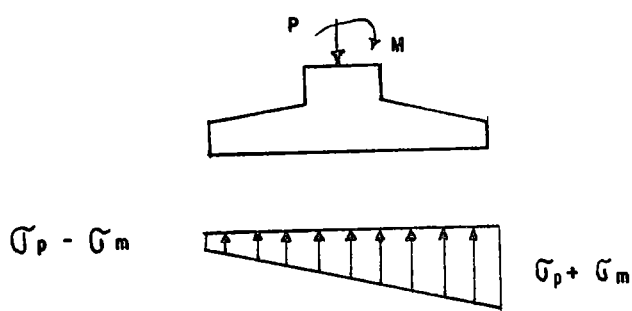


FIG 3

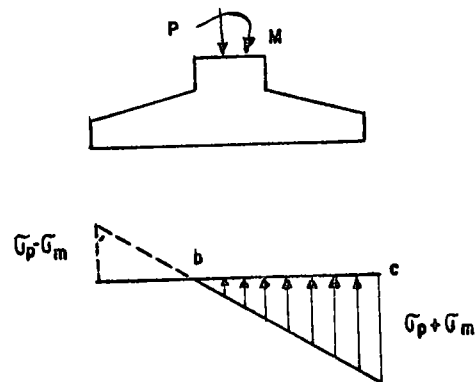


FIG 4

Los esfuerzos en el suelo resultarán de la suma de los producidos por el momento ( $\sigma_m$ ) y los de la carga ( $\sigma_p$ ). Para el caso de la Fig. 3 la relación entre el momento y la carga axial es tal, que los esfuerzos  $\sigma_m < \sigma_p$  provocando solamente compresiones en el suelo. En la fig. 4 se presenta el caso en que  $\sigma_m < \sigma_p$  aquí, la distribución de presiones presenta una zona (a-b) en la que el suelo está sometido a esfuerzos de tensión que no puede soportar, esto conduce a considerar únicamente como efectivo el diagrama entre b y c y despreciar la zona en tensión.

#### I-D. PILOTES

Los pilotes deberán resistir solicitaciones adicionales a las de las zapatas, - éstas pueden ser enumeradas como sigue:

- a) Compresión bajo las cargas verticales permanentes de diseño
  - b) Compresión provocada por fuerzas de fricción negativa.
  - c) Compresión causada por las fuerzas de impacto durante su hincado.
  - e) Flexión provocada por fuerzas horizontales.
  - f) Flexión por excentricidades en la aplicación de la carga definitiva.
  - g) Efecto de esbeltez en las porciones que no están soportadas lateralmente.
- a) Sobre las solicitaciones por cargas verticales, éstas pueden ser obtenidas a partir del análisis de la superestructura con las consideraciones mencionadas anteriormente.
- b) Cuando el pilote se encuentra apoyado sobre su punta, en casos como el del Valle de México, el hundimiento natural del valle introduce fuerzas en las paredes del pilote que serán función de su área y de la fricción que pueda desarrollarse entre suelo y pilote. En algunos casos estas fuerzas pueden llegar a ser de gran importancia y provocar la falla del elemento cuando no son tomadas en cuenta.

- c) La fuerza aplicada al pilote durante su hincado, resulta de la ampliación dinámica del peso del martillo usado. Esta sollicitación puede ser calculada en función del peso del martillo, altura de caída, velocidad del movimiento del martillo y de la resistencia que opone el pilote a ser hincado.

La teoría del impacto dinámico implica que la capacidad última del pilote es la misma que la resistencia última al hincado y conduce a la llamada fórmula dinámica de hincado. La fórmula puede ser utilizada tanto para valuar la fuerza de impacto como para deducir la capacidad de carga del pilote.

- d) En las cimentaciones sobre pilotes, las cargas de trabajo generalmente son compresiones directas, los esfuerzos debidos a flexiones durante el transporte y almacenamiento de los pilotes resultan de importancia ya que pueden provocar tensiones en materiales cuya resistencia a este esfuerzo es nula. El preesfuerzo en pilotes precolados en la mayoría de los casos responde a este tipo de sollicitaciones.

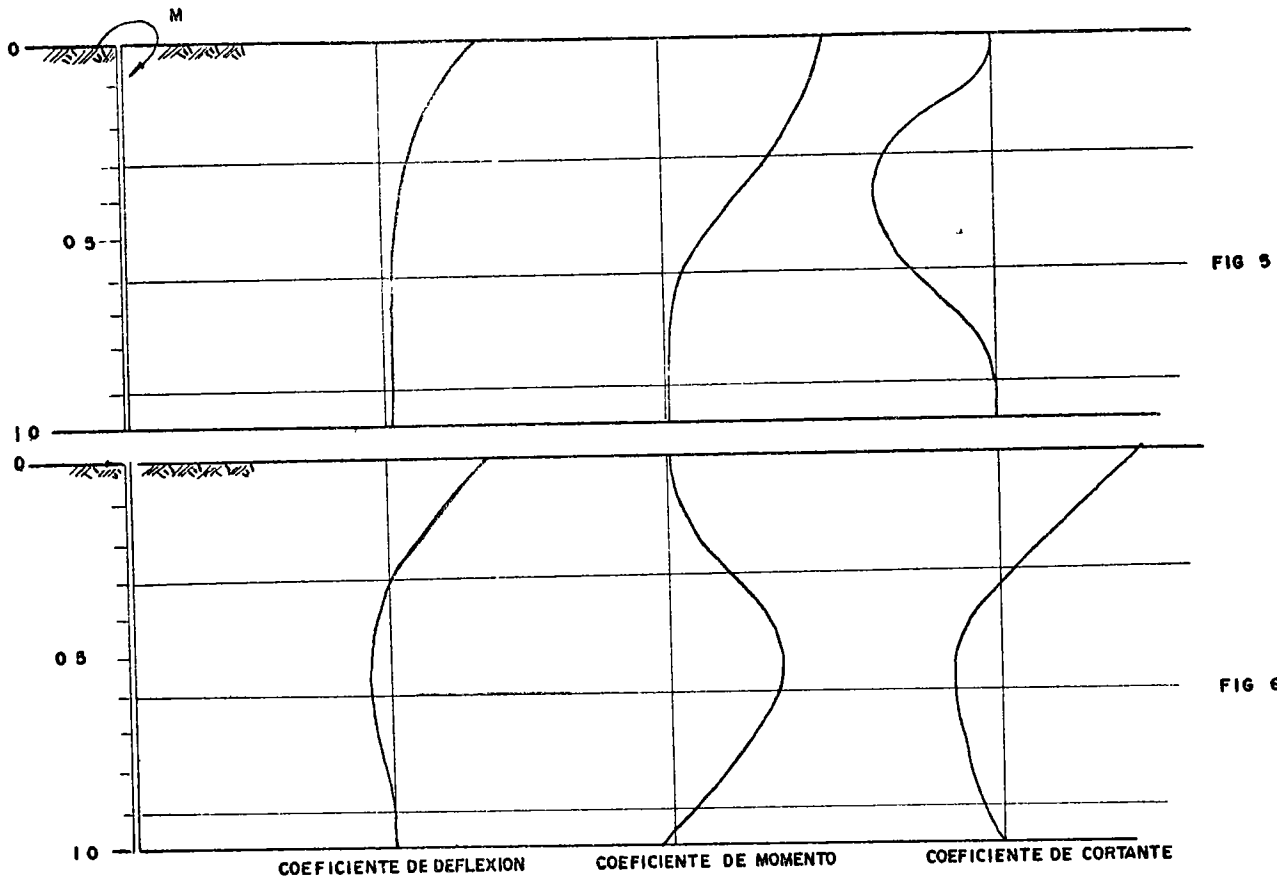
Resulta conveniente que los pilotes tengan perfectamente definidos los puntos en los cuales deben levantarse y las zonas donde deben apoyarse durante su almacenamiento.

- e) Un pilote o grupo de pilotes sollicitados por una fuerza horizontal, plantean el problema de determinar la forma en que el terreno reacciona a esta fuerza.

La distribución de reacciones horizontales del suelo, dependerá fundamentalmente de la relación de rigideces entre el pilote y el suelo. La simplificación del coeficiente de reacción resulta útil para idealizar la interacción como la de una viga en cimentación elástica. Otro factor que influye en la distribución de la reacción, es el grado de libertad al giro que presenta el pilote en su extremo superior.

Para determinar con precisión aceptable la influencia del terreno en los elementos mecánicos que debe soportar el pilote a lo largo de su altura cuando éste está sometido a fuerzas o momentos en su extremo superior, existe un trabajo presentado por L. C. Reese y H. Matlock en el que proporcionan gráficas adimensionales para determinar las deformaciones y elementos mecánicos de pilotes para diferentes relaciones de rigidez entre suelo y pilote. Las gráficas toman una forma parecida a las figuras si

guientes:



En las gráficas de la figura 5 se puede observar la variación aproximada de deformaciones, momentos flexionantes y fuerzas cortantes a lo largo de la profundidad del pilote para el caso de un pilote sometido a un momento en su extremo libre. En la figura 6 se presenta la variación de los mismos factores para una fuerza horizontal en el extremo libre.

Las gráficas se presentan para diferentes valores de  $\Gamma = \left(\frac{EI}{f}\right)^{1/6}$  siendo (f), el coeficiente de variación del módulo de elasticidad del suelo con la profundidad, y EI las propiedades de rigidez del pilote. Esta variable representa la relación entre las rigideces del suelo y pilote.

- f) En algunos casos la carga vertical aplicada al pilote no es colineal con el eje del mismo, esto provoca una excentricidad que puede ser analizada como la combinación de una carga axial y un momento en el extremo superior del pilote. Los efectos de ambos elementos mecánicos pueden ser determinados por separado, utilizando para el caso del momento, gráficas semejantes a las mencionadas anteriormente.
- g) Debido a que el suelo que rodea a un pilote confina lateralmente a éste, el efecto de pandeo dependerá de la magnitud de este confinamiento.

El soporte lateral proporcionado por casi todos los suelos excepto los muy suaves o casi fluidos se ha visto generalmente que es suficiente para evitar que el pilote falle por pandeo en las porciones enterradas.

Para pilotes en los que una parte está embebida en agua, lodo o arcilla blanda incapaz de soportar carga y que están diseñados por resistencia en la punta o por fricción en su parte inferior, debe revisarse el pandeo.

Se ha demostrado teóricamente que debe verificarse el pandeo solamente si:

$$\frac{I}{A^3} \leq \frac{f_y^2 p_{max}}{4 c E}$$

en donde C representa el coeficiente de reacción horizontal del suelo por el ancho del pilote.

## II. TECNICAS DE DISEÑO

### II-A.- ZAPATAS:

En su gran mayoría las zapatas se construyen en concreto, las consideraciones para su diseño deberán estar basadas en las especificaciones correspondientes de los reglamentos especializados. Los más comunes en nuestro medio son los del A.C.I. y el del Departamento del Distrito Federal. Mencionaremos brevemente partes importantes de cada uno de ellos.

Debido a las características de las cargas accidentales, en la ciudad de México, es permitido incrementar los esfuerzos admisibles en un 50% para el acero y un 33% para el concreto cuando el diseño está regido por la combinación de las cargas muertas, vivas y accidentales más desfavorable.

El esfuerzo cortante admisible en zapatas, que puede tomar el concreto sin refuerzo especial, no podrá ser mayor que

$$v_{cz} = 0.5 \sqrt{f'_c}$$

Este valor es el doble del aceptado para traveses y columnas. En caso de que el esfuerzo calculado sea mayor que éste valor, deberá reforzarse la sección, pero no se puede aceptar que . Esta condición es más liberal para otro tipo de elementos en los que se permite reforzar -- hasta

Se consideran como secciones críticas para el diseño por adherencia y -- flexión las siguientes.

- a) En zapatas que soportan elementos de sección rectangular de concreto o elementos apoyados en bases metálicas, el plano tangente vertical a la cara de dicho elemento o placa.

Tratándose de elementos de sección circular, el plano vertical tangente a la cara de un elemento de sección cuadrada, concéntrico con la circular y de igual área que ella.

- b) En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección medida entre el palo y el eje del muro.

Para el diseño por tensión diagonal, se tomará a  $\frac{d}{2}$  hacia afuera de la sección crítica para flexión. Se diseñará para resistir una fuerza cortante igual a la resultante de cargas y reacciones que obren en la zona limitada por la sección crítica de tensión diagonal.

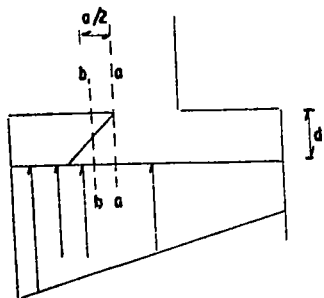


FIG 7

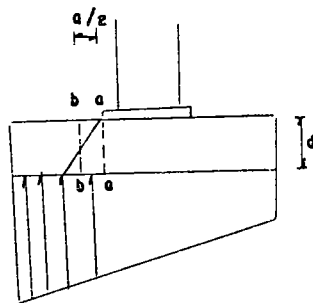


FIG 8

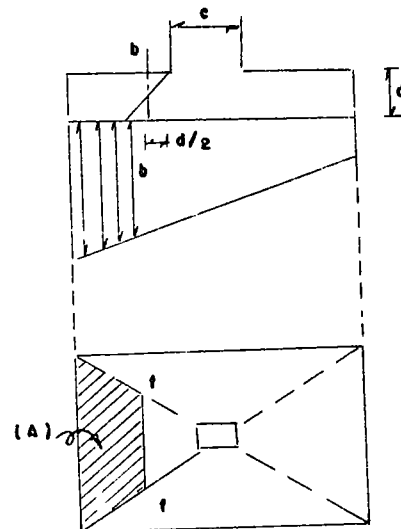


FIG 9

En las figuras ( 7 y 8 ) se muestran las secciones críticas para flexión y adherencia (a-a) y las críticas para tensión diagonal (b-b).

En la figura (9), la sección (f-f) deberá soportar la presión del área (A).

Se ha encontrado que para zapatas de columnas, la distribución de momentos en cada sentido no es uniforme, siendo mayores los momentos en las franjas - directamente por debajo de la columna y menores hacia los bordos. Sin embargo, al aproximarse a la ruptura, el refuerzo en las franjas intermedias alcanza su límite de fluencia, lo cual obliga a las franjas laterales a resistir - un mayor momento.

Una falla por flexión ocurriría únicamente una vez que todo el refuerzo en la zapata haya alcanzado su límite de fluencia.

## II-B PILOTES:

En el análisis de solicitaciones mencionado anteriormente, hablamos del efecto del soporte lateral de los pilotes y hemos concluido que en la mayoría de los casos, éste es suficiente para prevenir el pandeo; por lo tanto, los pilotes deberán diseñarse como columnas cortas y su diseño estará regido por las especificaciones para este tipo de elementos.

Para los casos en que existe posibilidad de pandeo, o el pilote esté solicitado por la combinación de flexión y carga axial, su diseño deberá ajustarse a las especificaciones generales de columnas.

Es conveniente mencionar, la gran diferencia que puede existir entre los factores de seguridad para pilotes de fricción.

En la mayor parte de los casos, basándose en las especificaciones de los reglamentos, el factor de seguridad del pilote a fallar como estructura, y el factor a su capacidad de carga por efecto de la resistencia a la fricción son muy diferentes.

Esta diferencia nos hace construir pilotes cuyo diseño no está equilibrado, el pilote es mucho mas seguro a una falla estructural que a una de su capacidad de carga; o sea que siguiendo las especificaciones, casi siempre desperdiciamos material en los pilotes.



Este efecto puede ser disminuído si el diseño estructural se base en la teoría de resistencia última en donde el factor de seguridad es mucho más controlable.

JUAN J. CORREA RACHO, I.C., M. en C.

No existe una frontera bien definida entre los pilotes y las pilas de cimentación, pero generalmente esta última denominación se reserva para los elementos usualmente cilíndricos de mayores dimensiones transversales que las de los pilotes apoyados por punta en un estrato resistente o en roca, construídos dentro de una excavación o perforación previa y que pueden tener una ampliación en su base, denominada "campana".

Este procedimiento se ha usado mucho en la construcción de los rascacielos de la ciudad de Chicago desde fines del siglo pasado, habiéndose desarrollado el procedimiento que lleva su nombre.

El procedimiento Chicago consiste en efectuar una excavación a mano hasta la profundidad de desplante, posteriormente introducir el armado y finalmente rellenarla de concreto. Aunque a primera vista el procedimiento parece sencillo, en la práctica puede ser muy laborioso y costoso debido a la necesidad de emplear ademe y a la presencia del nivel freático.

En el año de 1950 se empleó por primera vez este procedimiento en la ciudad de México, en la recimentación de una estructura apoyada sobre pilotes de madera trabajando por punta, la cual presentaba fuertes hundimientos diferenciales.

La estratigrafía en el lugar es, a grosso modo, la siguiente: un depósito superficial de limo poco compacto de unos 5 m. de espesor, interestratificado con capas de arena, un depósito de arcilla de alta compresibilidad y baja resistencia hasta una profundidad de 24 m., con lentes de arena fina y un estrato resistente de arena limosa muy compacta de unos 3 m. de espesor el cual se apoya sobre un 2º depósito de arcilla de unos cuantos metros de espesor, y de mayor resistencia y menor compresibilidad que el depósito superior.

El nivel freático se encontraba a una profundidad de unos 3 m. y los niveles piezométricos se presentaban muy abatidos por el bombeo de un pozo profundo del sistema de agua potable de la ciudad que se localizaba a una distancia de unos 50 m. de la estructura.

Para determinar el estado de los pilotes de madera, se hizo una excavación ademada de unos 2 m. por 2 m. de sección y 15 m. de profundidad. En ella se encontró que los pilotes entraban y salían de la excavación, con inclinaciones hasta de 30° y quiebres en las juntas entre los tramos por la falta de rigidez de dichas juntas.

Se decidió tomar las cargas del edificio mediante pilas cilíndricas huecas de concreto armado, de 1.20 m. de diámetro exterior y 0.60 m. de diámetro interior

# # #

apoyadas a 24 m. de profundidad por medio de una campana de 3 m. de diámetro. Se construyó una pila por cada una de las columnas más cargadas, habiéndose completado la recimentación con pilotes precolados de secciones, hincados a presión hasta el mismo estrato resistente, para recibir las columnas más ligeras. Previamente a la recimentación se construyeron 2 pozos profundos para abatir aún más los niveles piezométricos y el nivel freático. El procedimiento constructivo se puede observar en la figura 1. Primeramente se apuntalaba la columna por recimentar, en varios niveles y de acuerdo con su carga. Posteriormente se efectuaba una excavación a cielo abierto hasta unos 2 m. de profundidad, por debajo del lecho inferior de las trabes de cimentación. A continuación se armaba dentro de la excavación, un cilindro de acero de 1.80 m. de longitud y 1.20 m. de diámetro, uniendo sus 2 mitades mediante una junta impermeable. Este cilindro se hincaba mediante gatos, hasta el fondo de la excavación inicial, posteriormente se hincaba un 2º cilindro sobre el anterior, hasta empotrar su cuchilla en los depósitos de arcilla impermeable, procediendo a efectuar la excavación a mano, y ademando con medios cilindros de acero armados en el lugar hasta llegar a la profundidad de desplante, como se puede observar en la figura 2. Posteriormente se introducía el armado por secciones y se colaba recuperando el ademe.

Cuando en el subsuelo se presentan numerosos estratos permeables y el nivel freático se encuentra cerca de la superficie del terreno, se ha preferido usar el método Gow, el cual consiste en hincar cilindros de acero de unos 2 m. de longitud, excavar a mano el suelo hasta la cuchilla del primero e hincar el siguiente dentro del anterior, para lo cual se necesita disminuir el diámetro del inferior en unos 5 cm. En esta forma se pueden hincar varios cilindros hasta llegar a la profundidad de desplante, pudiéndose abrir una campana (Fig. 3).

Los métodos de excavación a mano descritos, han sido reemplazados por otros más rápidos y económicos, a raíz del advenimiento de las máquinas perforadoras de gran diámetro, como las que se muestran en las figuras 4, 5, 6 y 7.

La máquina Williams opera a base de rotación una broca helicoidal a la cual se le aplica además una fuerza vertical. La descarga del suelo excavado se hace girando la broca a gran velocidad, por lo que el material se desprende por la fuerza centrífuga, quedando alrededor de la perforación. Es necesario que el material tenga cohesión para que pueda ser extraído por esta broca.

La máquina Benoto tiene un sistema de gatos mediante los cuales hince un tubo de ademe, imprimiéndole un movimiento de semi-rotación horizontal y otro vertical; además tiene un cucharón, del tipo de los de almeja, para extraer el

# # .#

materiales del interior del tubo, pudiéndose introducir un trépano para atacar los materiales cuando son muy duros.

La perforadora Calweld mueve, a base de una mesa giratoria una pieza que le transmite el movimiento a las barras de perforación, las que en su extremo inferior llevan un bote. La descarga del material producto de la perforación se hace jalando el bote hacia un lado de la perforación y abriendo el fondo de dicho bote.

En Europa se han desarrollado extensamente, además, los procedimientos de perforación a base de circulación inversa de lodos, como el que se muestra en la figura 7. En dicho procedimiento, el ataque se efectúa por medio de una broca trabajando a rotación, las barras de perforación son accionadas por una mesa giratoria y constituyen la tubería de succión de una bomba que absorbe los productos de la perforación y el lodo bentonítico, el cual mediante un proceso de cribado es regresado a la perforación por la parte superior.

Existen también en el mercado diversos dispositivos para adaptar a las dragas, para usarlas como perforadoras. Generalmente consisten de un motor y un mecanismo de corona y piñón el cual le imprime un movimiento de rotación a las barras de perforación, las que pueden tener en su extremo, diferentes dispositivos de ataque.

La descripción anterior no pretende ser exhaustiva sino únicamente dar una idea de cuales son los equipos más usuales actualmente y de la forma en que trabajan.

Para ilustrar el empleo de las máquinas perforadoras en la construcción de pilas con un nivel freático cerca de la superficie se describirán 2 casos.

El primero se refiere a una obra ejecutada en la ciudad de México en la que se cimentaron 3 edificios de 17 niveles con 200 pilas precoladas con diámetros exteriores variables entre 1.00 m. y 1.50 m.

El subsuelo en el lugar estaba formado por un depósito de arcilla blanda con boleos aislados hasta una profundidad de 17 m., a partir de la cual se localizó un depósito de arena poco limosa muy compacta. El nivel freático apareció a una profundidad del orden de los 6 m.

Las pilas se proyectaron para apoyarse a los 17 m. de profundidad.

El procedimiento constructivo empleado fue el siguiente. Primeramente se procedió a ejecutar las perforaciones con máquina rotaria adaptada a una draga, las cuales se ademaron con lodo bentonítico.

Mientras se ejecutaban las perforaciones se colaron las secciones de 2.50 m. de altura y un peso de cerca de 7 Ton. en un patio de la misma obra (Fig. 8). Dichas secciones tenían placas de acero soldadas al refuerzo longitudinal, las cuales servían para unir unas con otras mediante soldadura (Fig. 9). Siguiendo este procedimiento se unían 4 secciones las cuales eran introducidas a la perforación respectiva (de un diámetro ligeramente mayor que el exterior de las secciones) mediante una grúa de 50 Ton. de capacidad. Como la profundidad del estrato de apoyo era de 17 m. y la altura de las 4 secciones de 10 m. fue necesario colgar las 4 secciones de un marco de acero apoyado en el terreno mediante 4 estrobos. Posteriormente se liberaba la pila de los 4 estrobos simultáneamente jalando hacia arriba los tarugos que los sujetaban, cayendo la pila desde una altura de 7 m., hasta descansar en el estrato resistente (ver figura 10). Posteriormente se bajaban las secciones restantes y se soldaban interiormente, las uniones en el lugar, sobre el nivel de aguas freáticas. La última sección estaba provista de varillas de anclaje para ligar la pila con las trabes de cimentación (Fig. 11) Finalmente se colaba el tapón inferior, bajo agua, con tubo trémie (Fig. 12).

En el primer edificio se comprobó la resistencia del estrato de apoyo en cada pila mediante pruebas de penetración normal. Los hundimientos observados han sido prácticamente nulos con respecto a un banco de nivel profundo.

El segundo caso se refiere a una cimentación para un edificio comercial localizado en la zona de transición entre los depósitos volcánico-lacustres y los de las márgenes del antiguo lago de Tenochtitlán.

El perfil de suelos simplificado era el siguiente. Estratos alternados de arcilla con materia orgánica y arena poco compacta hasta una profundidad de 11 m. Un depósito de arcilla de alta compresibilidad y resistencia baja de 4 m. de espesor, suprayaciendo estratos limo arcillosos y areno-limosos cuya compacidad aumentaba con la profundidad.

Por requisitos arquitectónicos se necesitaba excavar hasta una profundidad de 6 m. por lo que se instalaron bombas de pozo profundo hasta 12 m. para abatir el nivel freático a 9 m. desde el nivel de la banquetta, estando originalmente a 1.50 m. de profundidad.

Como las presiones de poro eran nulas en el estrato resistente se decidió proyectar una cimentación a base de pilas coladas en el lugar y apoyadas a una profundidad de 23 m.

El procedimiento constructivo fue el siguiente. Primeramente se hincaron tubos de ademe hasta una profundidad de 15 m. (Figs. 13, 14 y 15). Como la arcilla es impermeable, el agua freática quedaba suspendida y aislada de los estratos permeables que se encontraban por debajo del extremo inferior del tubo de ademe. Estos estratos no iban a aportar agua ya que su presión de poro era nula. El paso siguiente consistió en limpiar con una perforadora el interior de los tubos de ademe hasta el estrato resistente y abrir las campanas en seco y a mano.

El colado del concreto se efectuó mediante un tubo "Tremie", al mismo tiempo que se recuperaba el ademe con el auxilio de gatos y una grúa (Fig. 16)

El problema que se tuvo en esta obra fue el deslavado de la lechada de cemento por el flujo de agua en los primeros 2 m. de la pila, al extraerse la tubería de ademe, habiéndose tomado la resolución de demoler toda la porción -- afectada. En las pilas faltantes se coló un tramo adicional de 2 m. para equilibrar la presión del agua, el cual se demolió posteriormente.

En algunos casos de construcción de pilas con nivel freático muy superficial se recurriré al ademado de la perforación con lodo bentonítico y al colado posterior con tubo "Tremie" bajo lodo. El autor considera este procedimiento peligroso ya que puede haber discontinuidades del concreto por derrumbes y variaciones de la sección transversal si la densidad del lodo es inadecuada.

Con relación a la capacidad de carga de las pilas, se debe hacer hincapié que éstas siempre se proyectan para trabajar por punta, ya que los depósitos superiores al de apoyo son de resistencia menor. Para el cálculo de esta capacidad se puede hacer uso de alguna fórmula, como las de Terzaghi, Meyerhof o Berezantsev, teniendo siempre presente sus limitaciones, ya que ninguna de ellas representa el fenómeno de la falla de un cimiento profundo, por lo que hay que aplicarles un factor de seguridad adecuado.

En el caso especial de la ciudad de México, hay que tener presente que el abatimiento de los niveles piezométricos produce 3 efectos. La fricción negativa por consolidación de los depósitos arcillosos superiores al de apoyo, la disminución de la presión de confinamiento sobre la capa resistente al "colgarse" el suelo suprayacente del fuste de las pilas y, por consiguiente, la disminución de la capacidad de carga cuando el suelo no es cohesivo y por último, el aumento de la presión efectiva en el estrato resistente por disminución de la presión de poro, incrementando la capacidad de carga.

Actualmente la confianza que se tiene en la resistencia de los depósitos arenosos compactos ha conducido a recomendar cada vez mayores cargas, -- olvidando que la trituración de las partículas puede ocasionar hundimientos que pueden ser peligrosos para el buen funcionamiento de las estructuras.

Los procedimientos de construcción afectan también la capacidad de carga de las pilas, como por ejemplo, cuando el estrato de apoyo es arenoso, pero con un alto contenido de arcilla, su resistencia puede disminuir después de la perforación si ésta se encuentra llena de agua, por expansión de la arcilla.

Para tomar una decisión respecto al empleo de pilas o pilotes, será necesario considerar varios factores, siendo los más importantes los siguientes:

- 1.- Magnitud de las cargas y claros entre columnas.
- 2.- Condiciones geotécnicas.
- 3.- Condiciones hidráulicas.

Un diseño estructural a base de grandes claros y con fuertes concentraciones llevará a pensar en una probable solución a base de pilas debido a su mayor capacidad de carga, por lo que 1 ó 2 elementos agrupados por debajo de las columnas podrán tomar toda la carga, reduciendo notablemente la esquadria de las trabes de cimentación.

La presencia de un estrato resistente o roca a poca profundidad hace más económica la solución de pilas que la de pilotes si los otros factores son también favorables. Cuando se encuentra boleo en los suelos localizados por arriba de la posible capa de apoyo o de la roca, en general, habrá que pensar en eliminar las soluciones a base de pilotes y recurrir a pilas o cilindros.

La presencia de un nivel freático superficial incrementa mucho el costo de las soluciones a base de pilas, por lo que en tales condiciones será preferible el empleo de pilotes, si los demás factores son favorables hacia su empleo. El abatimiento de los niveles piezométricos en los estratos permeables hace menos crítico el problema del agua en la construcción de pilas.

Finalmente un punto que conviene considerar es el de el cálculo estructural de las pilas de concreto. En los diseños estructurales se observan -

# # #

soluciones con un alto porcentaje de acero y otras con un porcentaje muy bajo. Si se toma en cuenta que las posibilidades de flambeo de un pilote de un pilote son muy remotas, no cabe duda que las pilas no pueden tener ese tipo de falla, por lo que las especificaciones de columnas no son aplicables a estos elementos. Por lo anterior, se recomienda diseñar las pilas como piezas cortas y considerar porcentajes de acero inclusive menores que los que permiten las especificaciones para columnas de concreto.

Diciembre de 1971



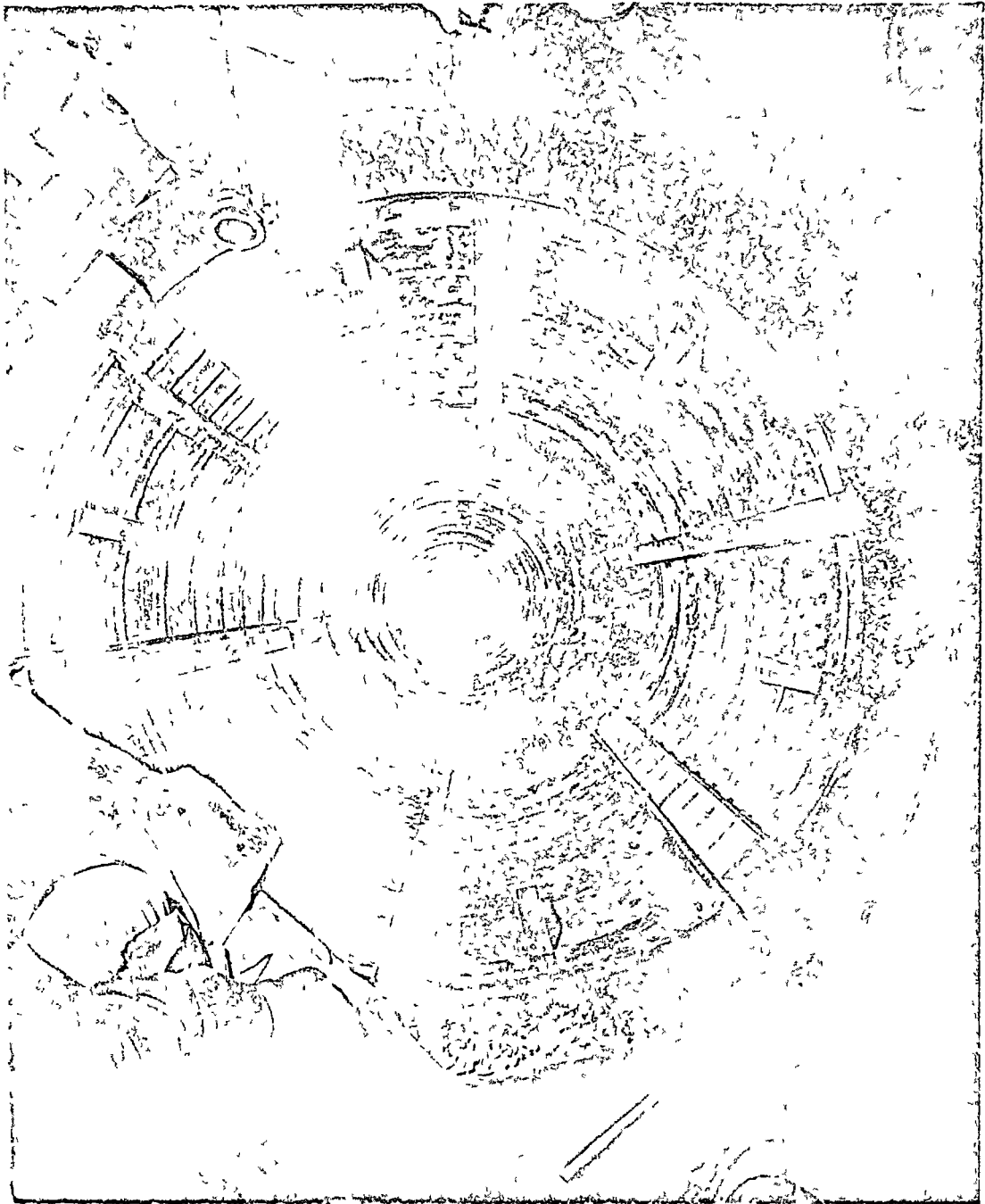


Fig. 2.- Construcción de pilas por el método Chicago

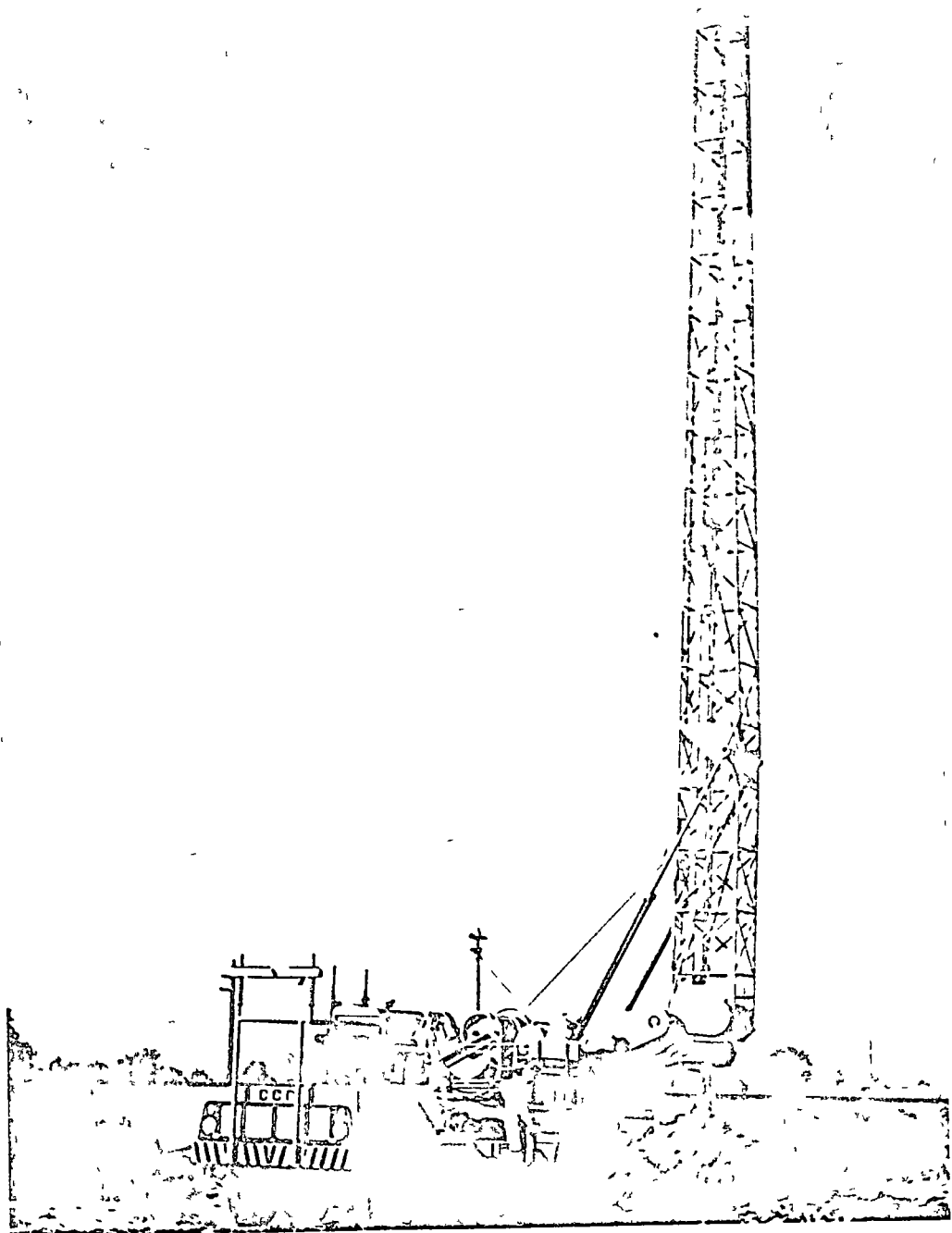


Fig. 4.- Máquina Williams.

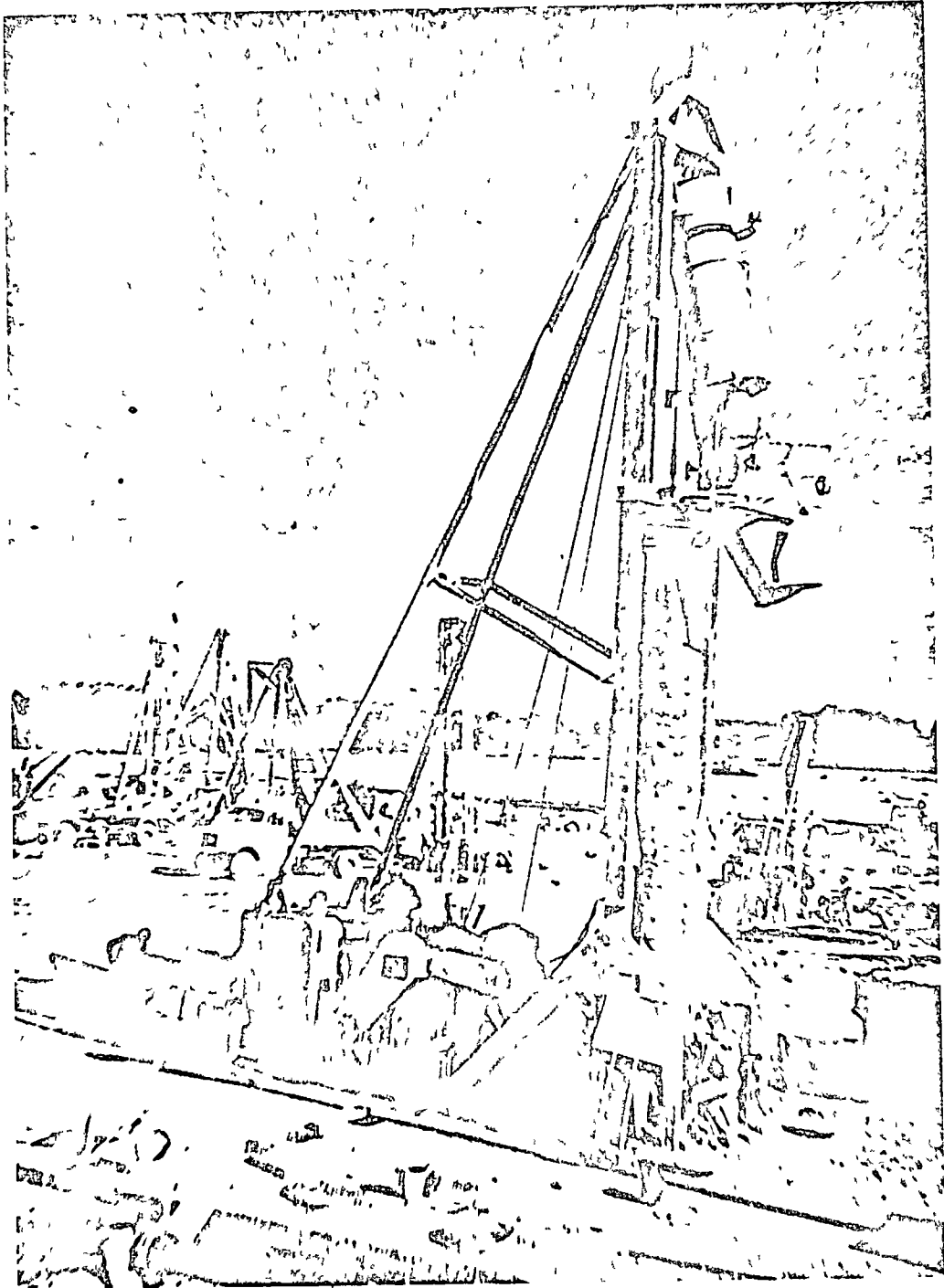


Fig. 5.- Máquina Benoto

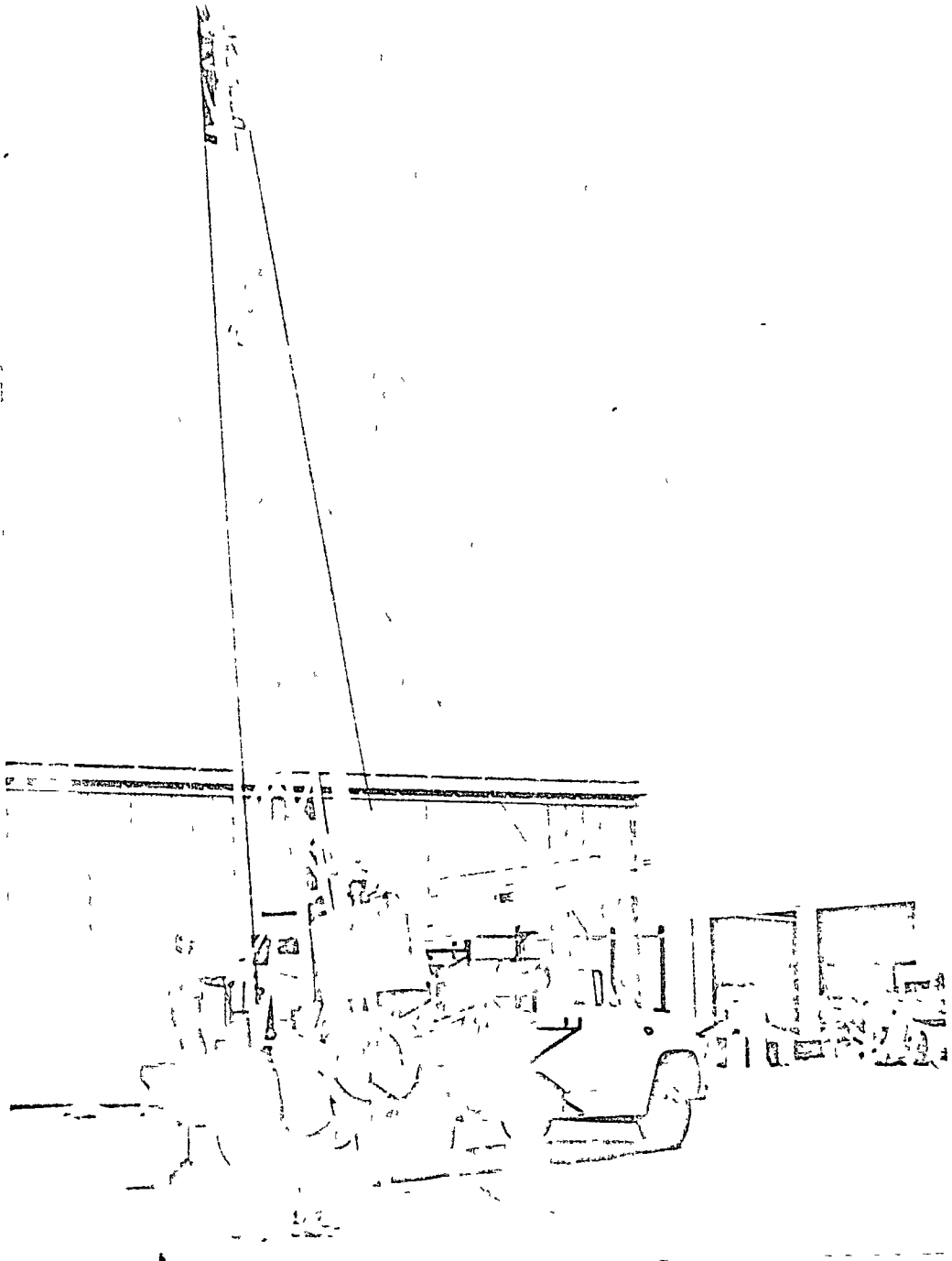


Fig. 6.- Máquina Calweld

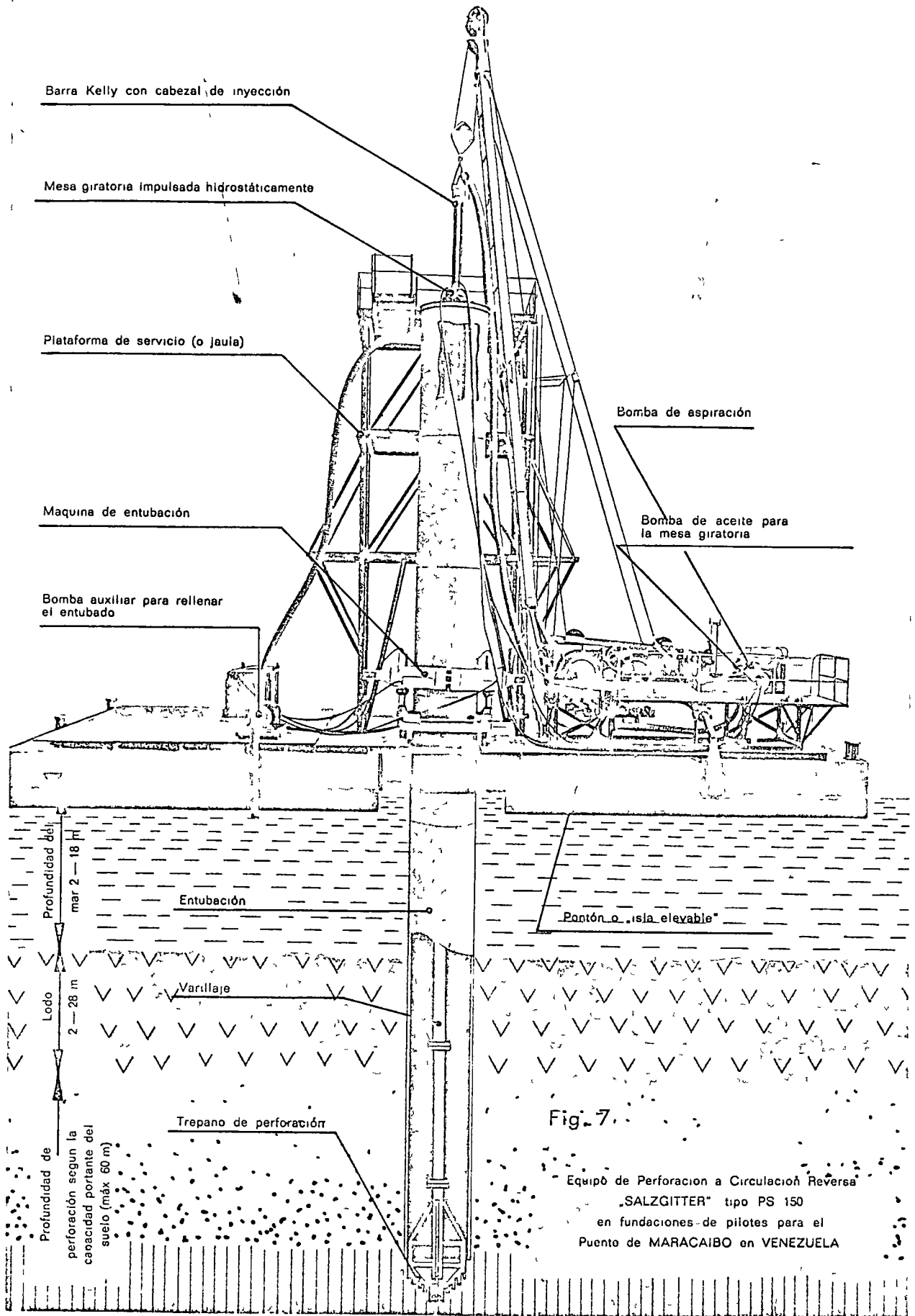


Fig. 7.

Equipo de Perforación a Circulación Inversa  
 "SALZGITTER" tipo PS 150  
 en fundaciones de pilotes para el  
 Puente de MARACAIBO en VENEZUELA

Fig. 7.- Equipo Salzgitter

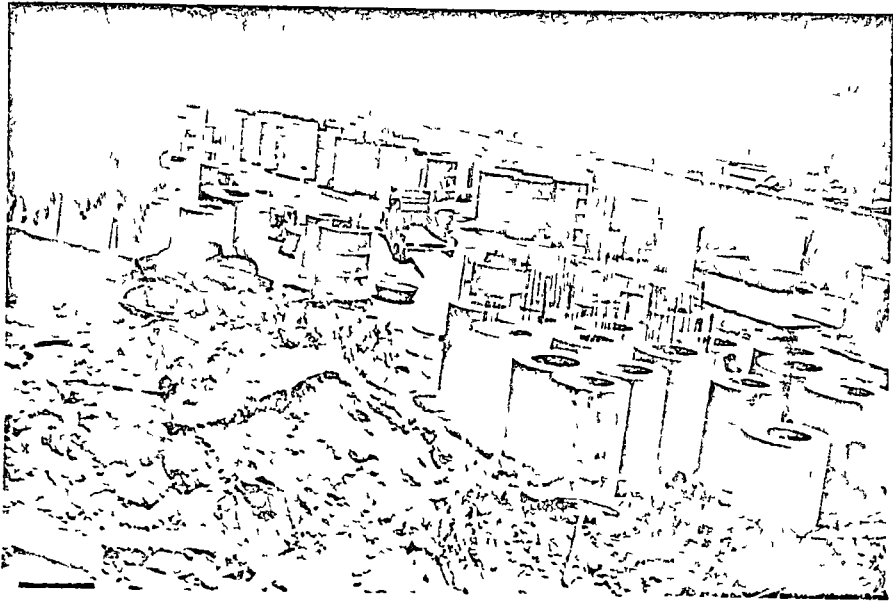


Fig. 8

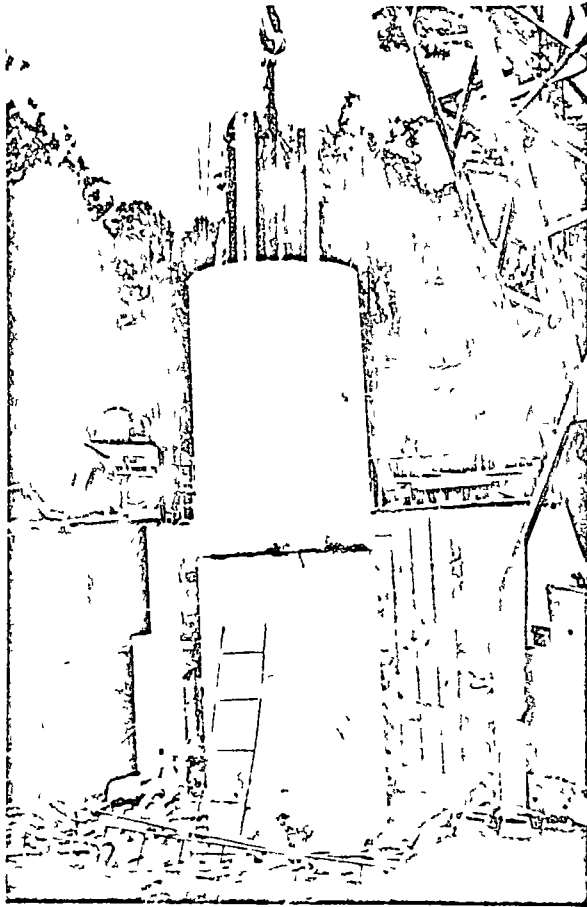


Fig. 9

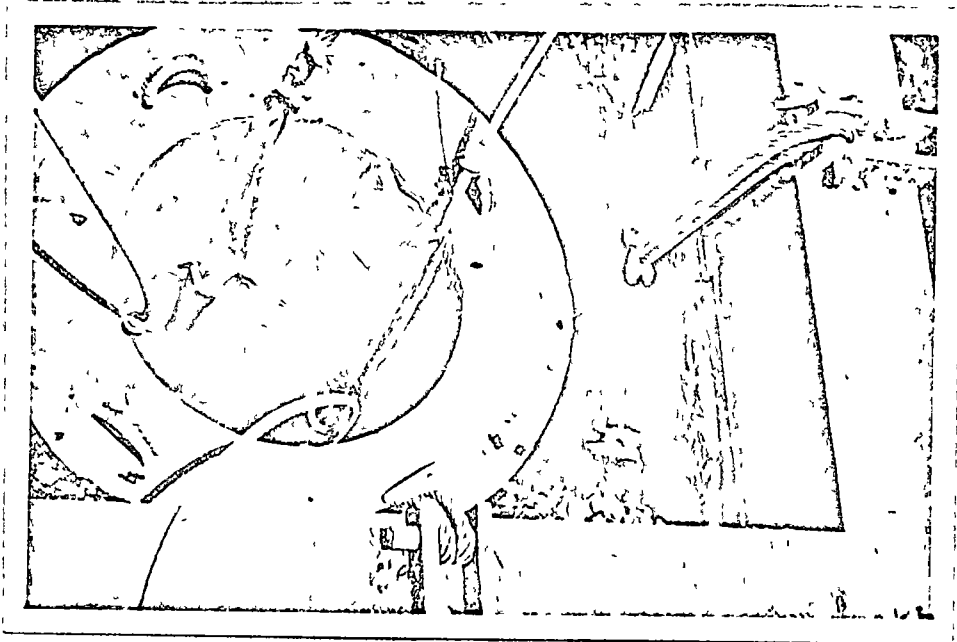


Fig. 10



Fig. 11



— Fig. 12 —



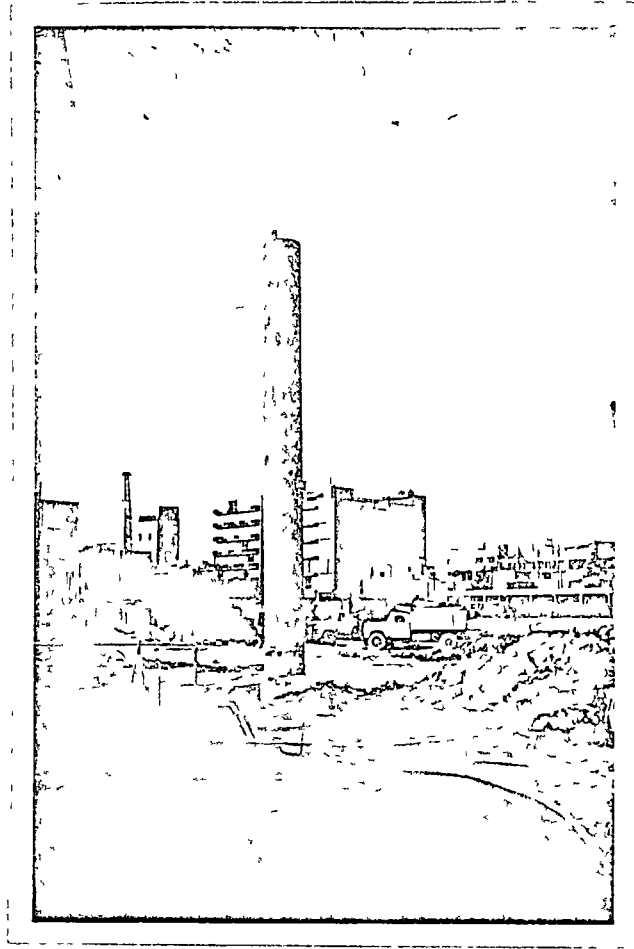


Fig. 13

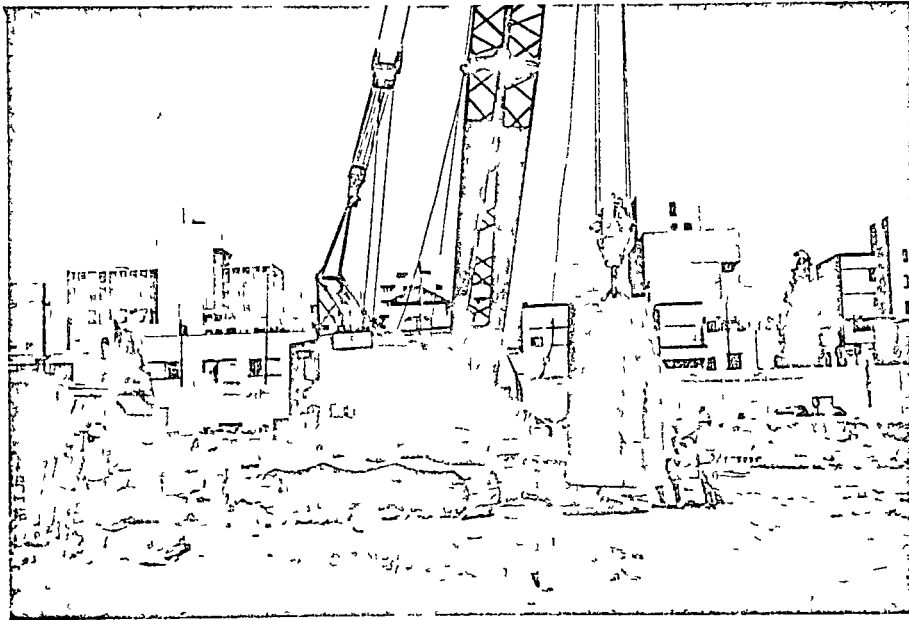


Fig. 14



Fig. 15

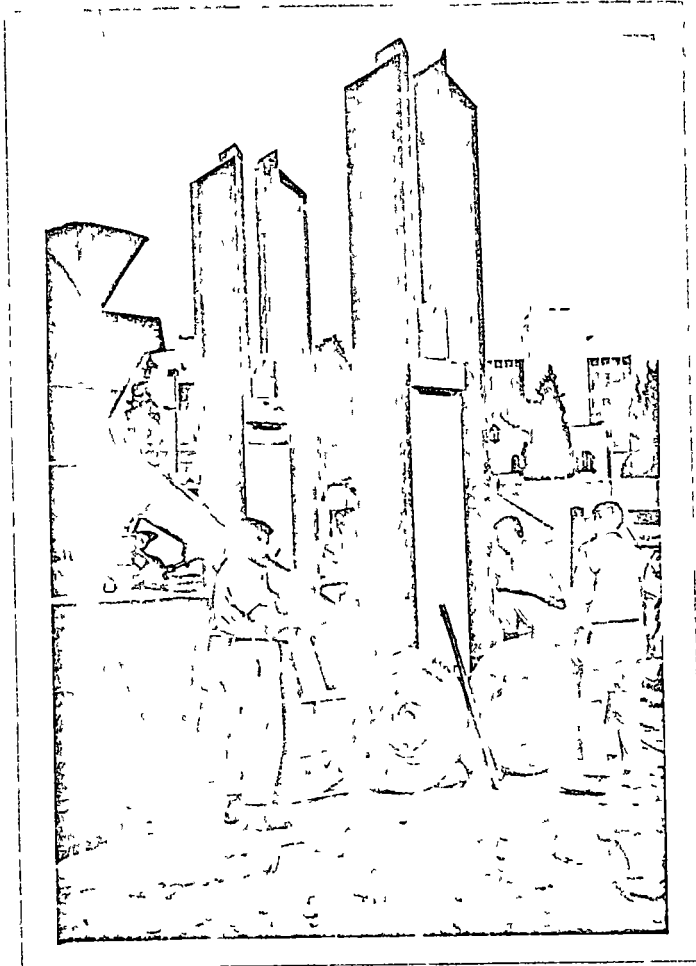
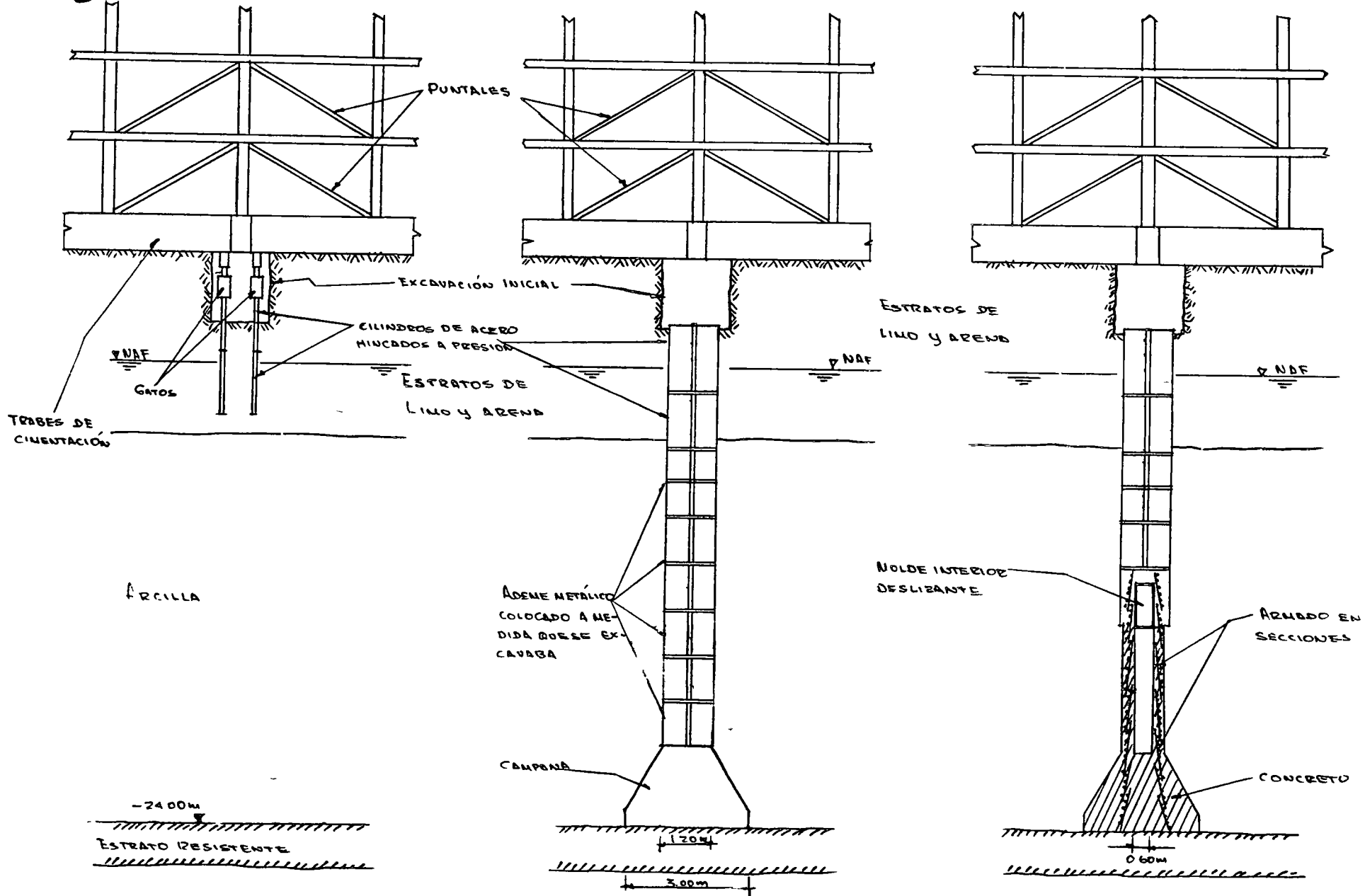


Fig. 16



**FIGURA 1 - RECIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA MEDIO DE PILAS CONSTRUIDAS POR EL METODO CHICAGO.**

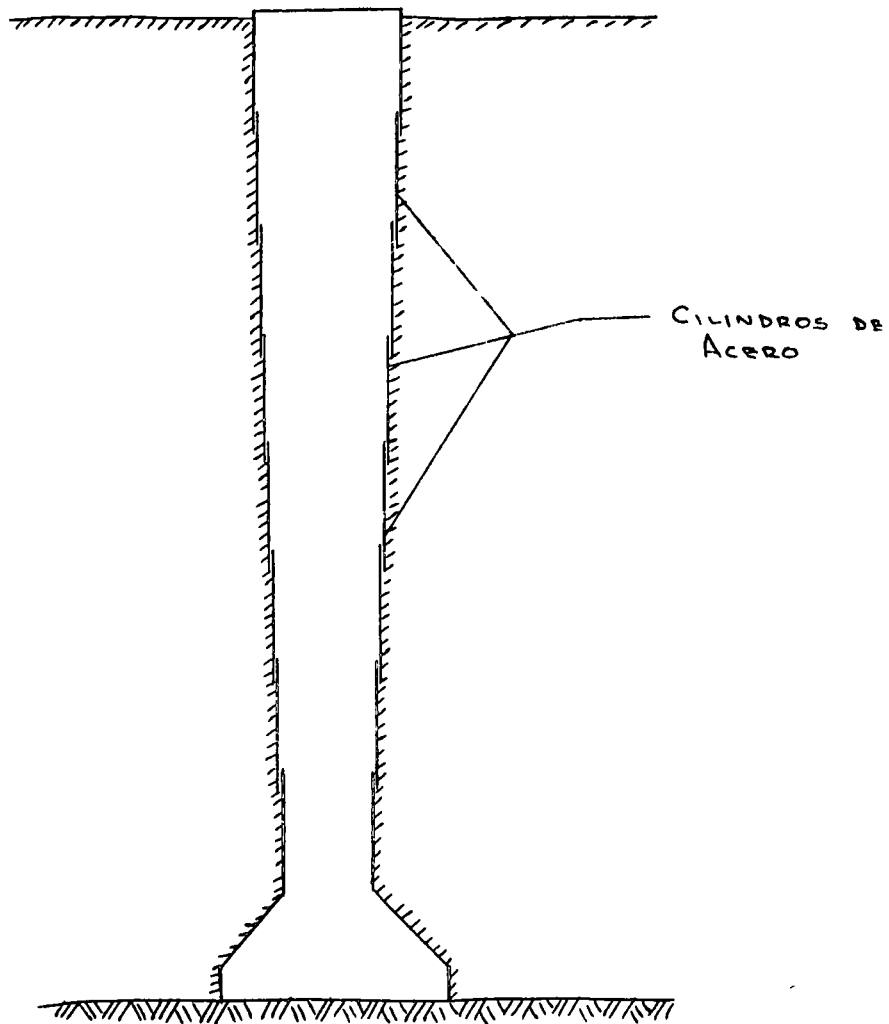


FIGURA 3.- METODO GOW  
PARA CONSTRUCCION DE PILAS

DISEÑO ESTRUCTURAL METRO.

ING. FERNANDO RAMIRO LALANA

VIERNES 10 DICIEMBRE DE 1971.

20.30 A 22.00 HRS.

## 1.- INTRODUCCION

Esta parte del curso se referirá a los procedimientos de cálculo utilizados para el estudio del comportamiento de las estructuras del "Metro" sometidas a acciones - provenientes del suelo.

Se han escogido como temas a tratar los siguientes:

- a) Análisis de "muro ademe"
- b) Análisis de retículas de cimentación
- c) Análisis del efecto de la eliminación de juntas flexibles en el túnel.

Aunque casi todas las estructuras del "Metro" por ser subterráneas, están íntima - mente relacionadas con el suelo, debido a la escasez de tiempo, se han elegido estos 3 tipos por ser considerados de importancia principal.

## 11.- ANALISIS DE MURO "ADEME"

### 11.1.- GENERALIDADES

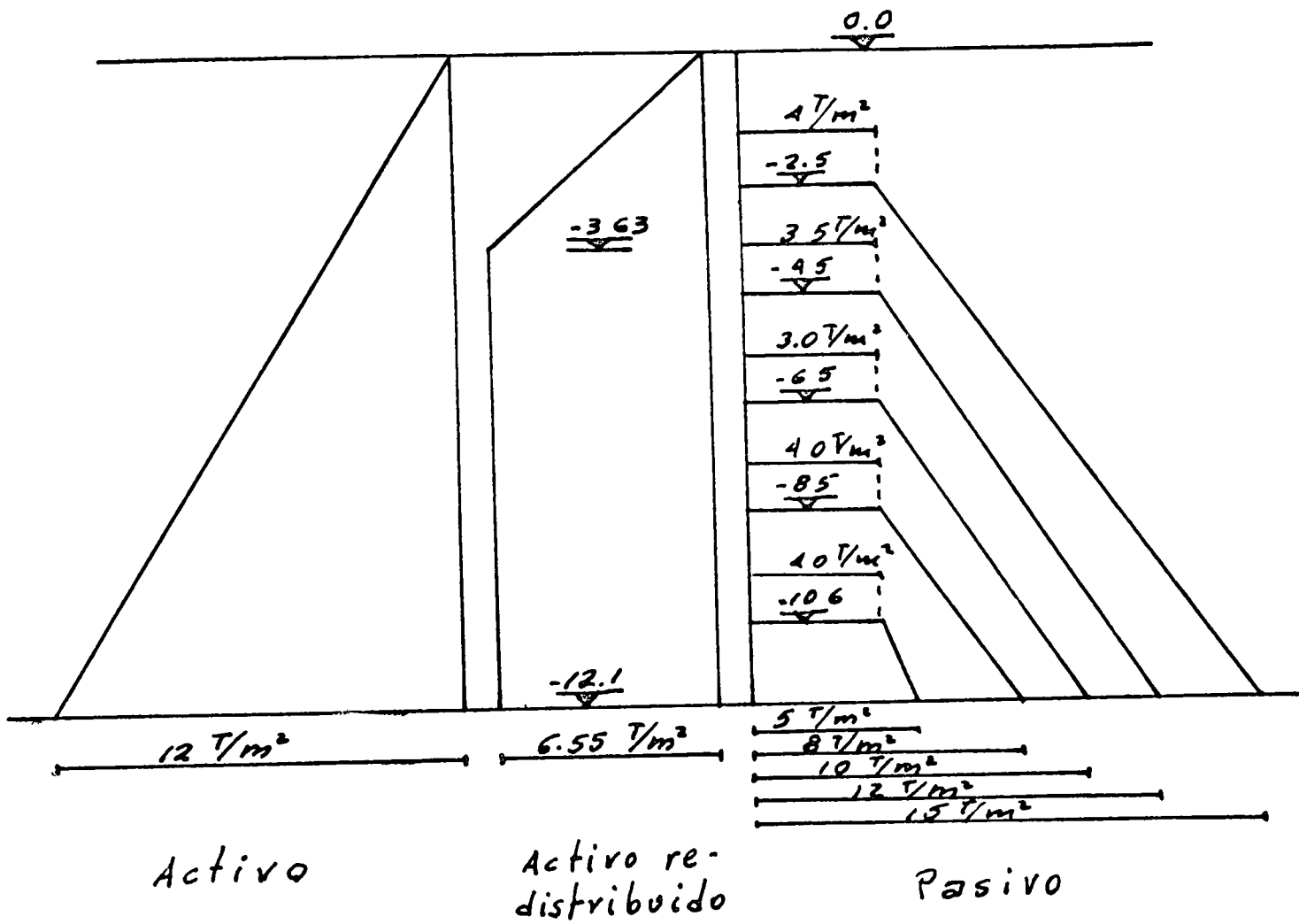
Dadas las características del suelo de la Ciudad de México y, la localización de las líneas del "Metro", sólo en ciertas zonas fue posible hacer excavaciones con taludes para la construcción de túnel y estaciones. En donde no fue posible se colaron, bajo lodo, muros de concreto con el fin de soportar, previo apuntalamiento, el empuje del suelo incrementado o no, según el caso, por la sobrecarga que representaba la existencia de edificios cercanos. Estos muros son los que aquí se llaman "Muro ademe".

### 11.2. EMPUJE DE TIERRAS.

De los sondeos y pruebas de laboratorio realizados se obtuvieron, para cada zona, los empujes de tierra a los que estarían sometidos los muros adicionando el efecto de sobrecarga que representaban las construcciones vecinas. Estos empujes, calculados con la teoría de Rankin representaron las cargas para el inicio del análisis.

Conforme la excavación aumentaba, se hacía necesario colocar puntales, lo que hacía que el diagrama de presiones tendiera al de Terzaghi con una forma trapezoidal. Los diagramas fueron proporcionados por el Departamento de Mecánica de Suelos.





### 11.3.- PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

El procedimiento de cálculo, basado en el de construcción, consistió en los siguientes pasos a partir del colado de los muros:

- a) Excavación hasta un cierto nivel determinado por la localización de la losa de techo o la resistencia del muro. En esta etapa se considera como empuje el de Rankin.
- b) Colocación del primer nivel de puntales y excavación hasta otro nivel determinado por la estabilidad del muro. En esta etapa y en las subsecuentes se considera como empuje el de Terzaghi.
- c) Colocación del segundo nivel de puntales y excavación, hasta otro cierto nivel determinado por la estabilidad del muro, resistencia de los puntales o resistencia del muro.
- d) Esta y las demás etapas, en caso de existir, fueran iguales a la anterior.

A continuación se reproduce el cálculo típico de un muro ademe.

### III.- ANALISIS DE RETICULAS DE CIMENTACION

#### III.1.- GENERALIDADES:

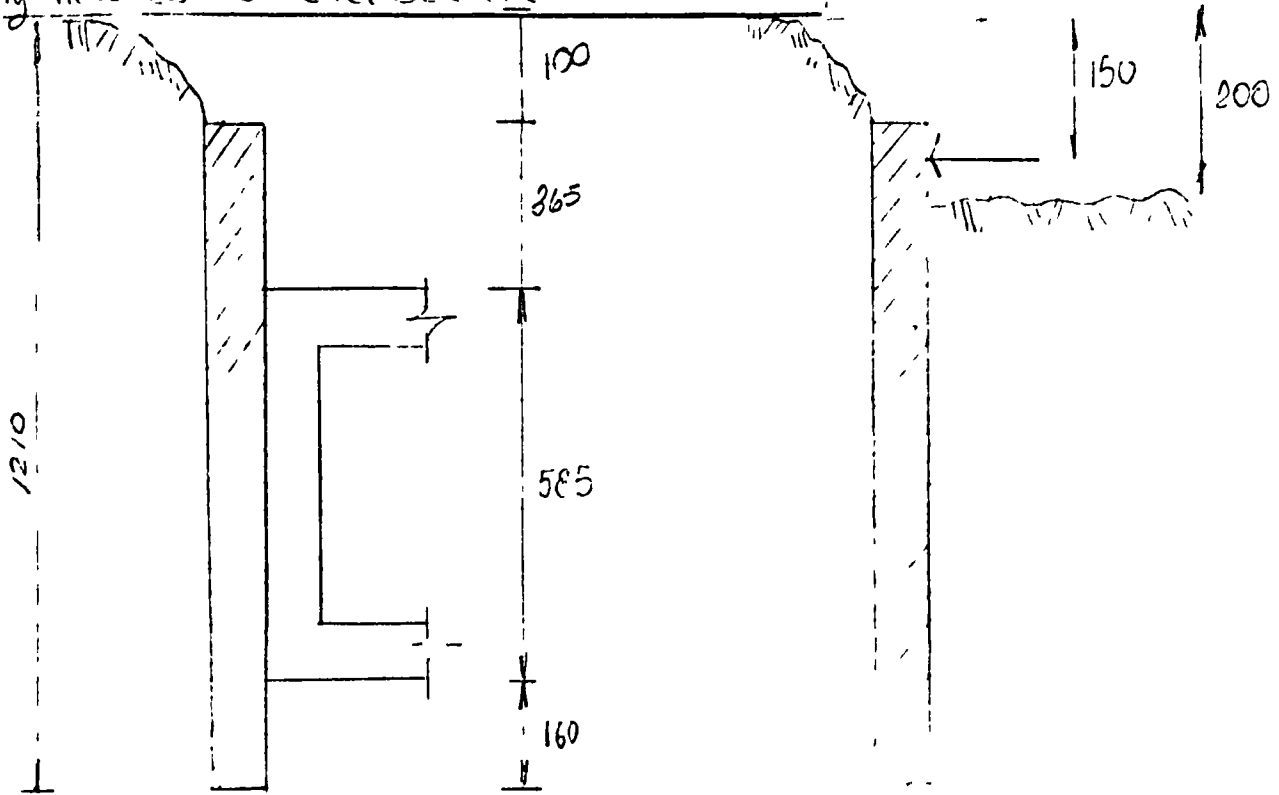
En pláticas anteriores se expusieron ya métodos para el análisis de retículas de cimentación. Con objeto de no abundar en el tema se presenta aquí, exclusivamente un problema resuelto en computadora con el sistema STRESS. Dicho problema es la cimentación del edificio del acceso poniente de la Estación Juárez.

#### III.2.- PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Conocidas las cargas bajadas hasta la cimentación por las columnas, se anuló la excentricidad mediante el uso de lastre. Supuesta la reacción del suelo como - uniformemente distribuida, se calcularon las áreas tributarias correspondientes a - cada columna y multiplicándolas por el valor de la reacción se obtuvieron las - reacciones-concentradas "Q" en cada una. Estas sustraídas de las acciones "P" - dieron como resultado un sistema de cargas "P-Q", en equilibrio, que es el que - se aplicó a la cimentación.

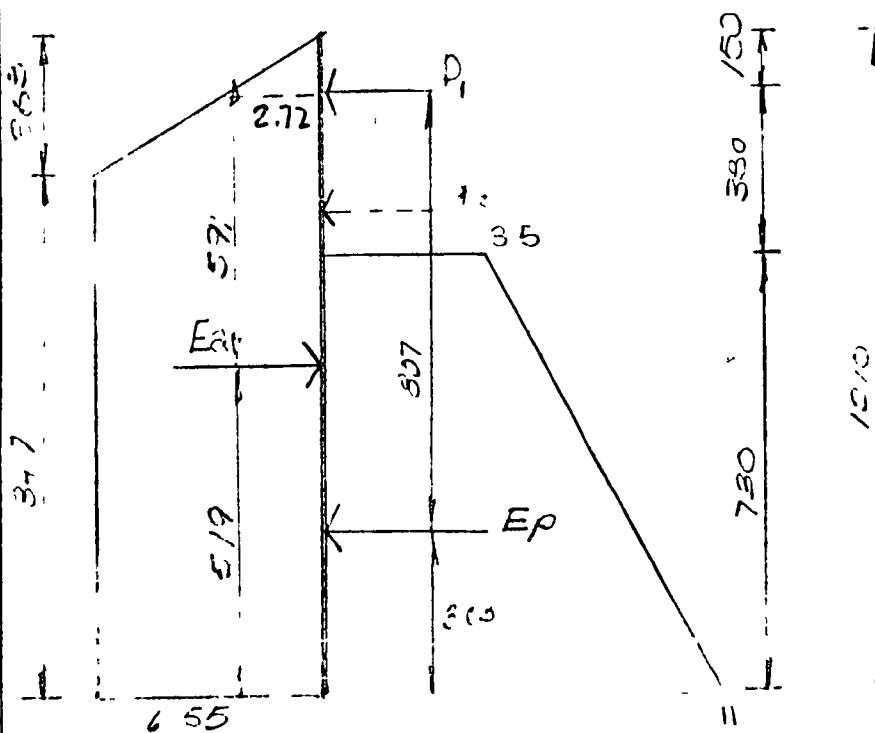
1ª ETAPA.- Colocando el 1º nivel de trinquetes a -150m.

y llevando la excavación a -200m



$E_p > E_a$

2ª ETAPA.- Llevando la excavación a -1.00



$$E_a = \frac{8.47 \times 6.55 + 3.63 \times 6.55}{2} = 55.5 + 11.8 = 67.3 \text{ ton.}$$

$$67.3 y_a = 55.5 \times \frac{8.47}{2} + 11.8 \times \left( 8.47 + \frac{3.63}{2} \right) = 235 + 11.8 \times 9.67$$

$$y_a = \frac{235 + 114}{67.3} = \frac{349}{67.3} = 5.19 \text{ m.}$$

$$E_p = \frac{3.5 + 11}{2} \times 7.30 = \frac{14.5}{2} \times 7.30 = 52.9 \text{ ton.}$$

$$y_p = \frac{7.30}{3} \left( \frac{2 \times 3.5 + 11}{14.5} \right) = \frac{7.30}{3} \times \frac{18}{14.5} = 3.03 \text{ m.}$$

$$M_{P_1} = \frac{2.72 \times 1.50}{2} \times \frac{1.50}{3} = 1.02 \text{ t-m}$$

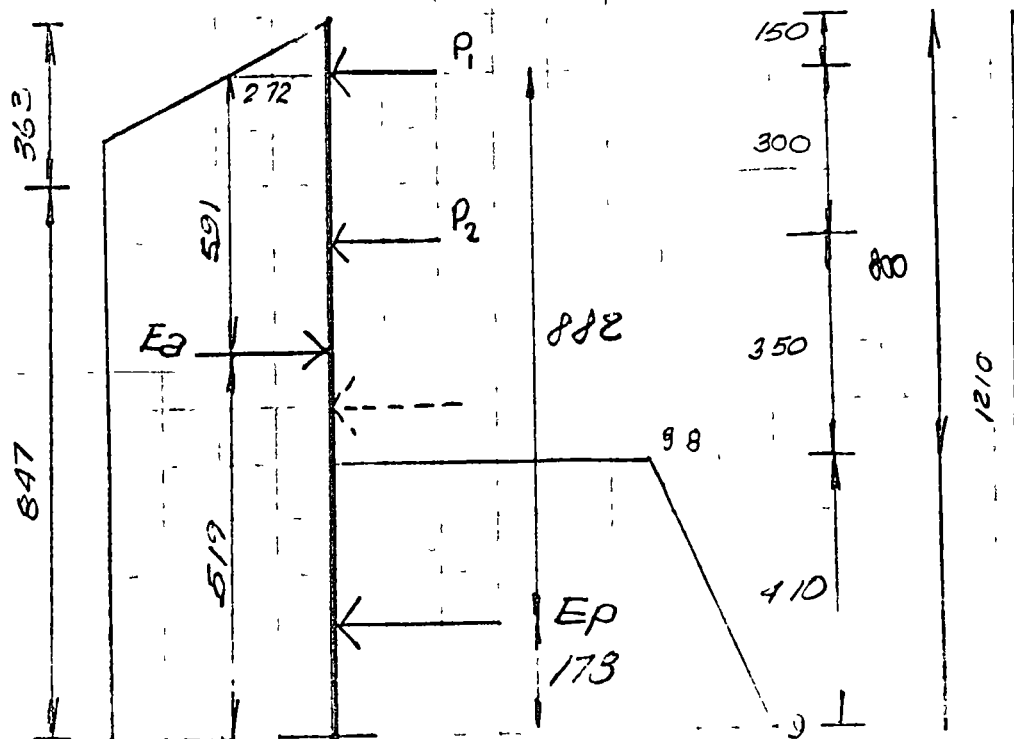
$$M_{E_a} = 67.3 \times 5.91 = 400 \text{ t-m}$$

$$M_{E_p} = 52.9 \times 8.07 = 425 \text{ t-m}$$

$$M_{E_p} > M_{E_a}$$

$$P_1 = +14.4 \text{ (compresion)}$$

3º = 7.00 m. — Colocando el 2º nivel de traqueles a - 4.50 m  
y llevando la excavación a - 8.00 m.



$E_a = 67.3 \text{ ton}$       $y = 5.19 \text{ m}$

$\bar{E}_p = \frac{3849}{2} \times 4.10 = \frac{12.8}{2} \times 4.10 = 26.2 \text{ ton}$

$y = \frac{4.10}{3} \left( \frac{2 \times 3.279}{3.279} \right) = \frac{4.10}{3} \left( \frac{7.677}{12.8} \right) = \frac{4.10 \times 156}{3 \times 12.8} = 178 \text{ m}$

$\Sigma M P_i = 0 = 20.00 \times 2.22 - 2.47 \times 6.55 \times 6.36 - \left( \frac{272 + 6.55}{2} \right) 2.15 \times 1.02 = 0$

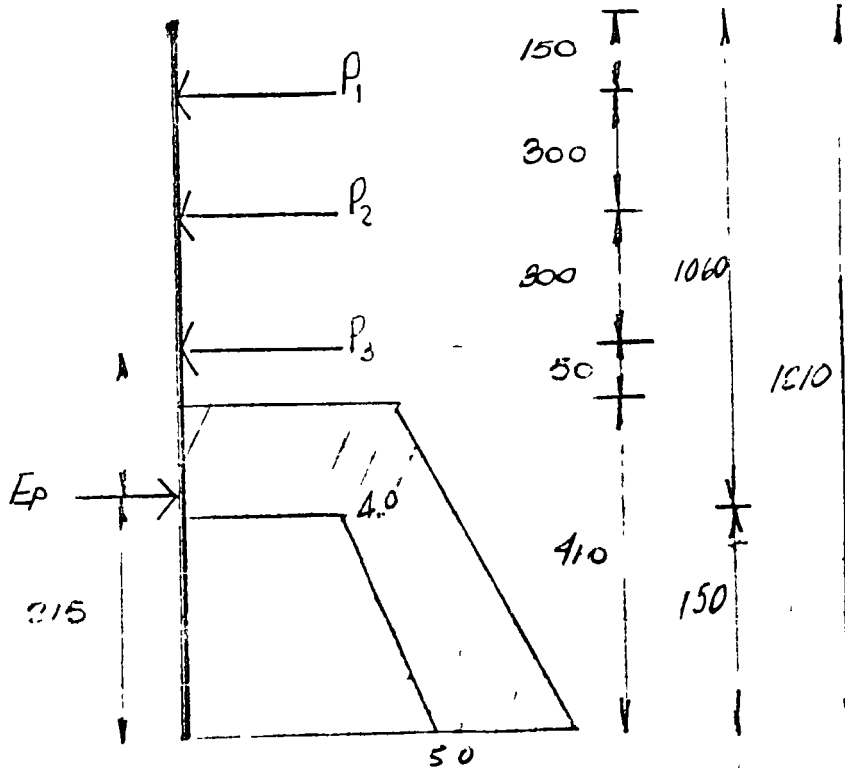
$= 240 - 352 - 10.60 - 100 + P_2 \times 2.0 = 0$

$- 123.62 + 2.0 P_2 = 0$       $P_2 = +41 \text{ ton}$

$M_p = 26.2 \times 5.92 - \frac{7.00^2 \times 6.55}{2} = 152.191 = -39 \text{ compresion}$

$P_1 = 67.3 - 20.00 - 11.0 = 0$

La estaca se colocara al 3er nivel de la planta y se levantara hasta el nivel de plaza.



$E_1 = 26.2 \text{ ton}$        $y_1 = 1.78 \text{ m}$

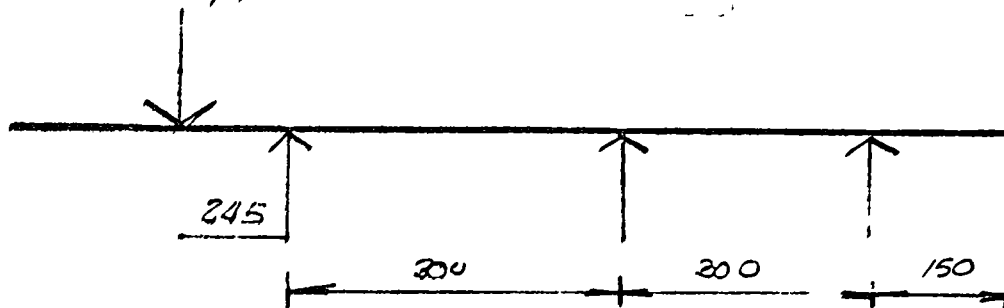
$E_2 = \frac{4+5}{2} \times 1.60 = 7.2 \text{ ton}$

$y_2 = \frac{1.60}{8} \left( \frac{2 \times 4 + 5}{4+5} \right) = \frac{1.60}{8} \frac{13}{9} = .77 \text{ m}$

$K_p = 1 \quad \dots \quad 19.00 - 7.2 = 11.80 \text{ ton}$

$19y = 19 \times 1.78 = 33.82$

$y = \frac{46.5 - 5.55}{19} = \frac{40.95}{19} = 2.15 \text{ m}$



	- 46.5		0.50	0.50
			23.25	
			-11.60	-11.65
M	-46.5	+46.5	+11.65	-11.65

V <sub>rost.</sub>	+19				
V <sub>corr.</sub>		+19.4	-19.4	-3.88	+3.88
R		+38.4	-23.28	+3.88	

Severa de la efecto de la etapa # 3 y la etapa # 4

M	-46.5	+46.5	-27.35	+27.35	-102	+102
R		+38.4	+17.72		+3.88	

FECHA 13-11-60

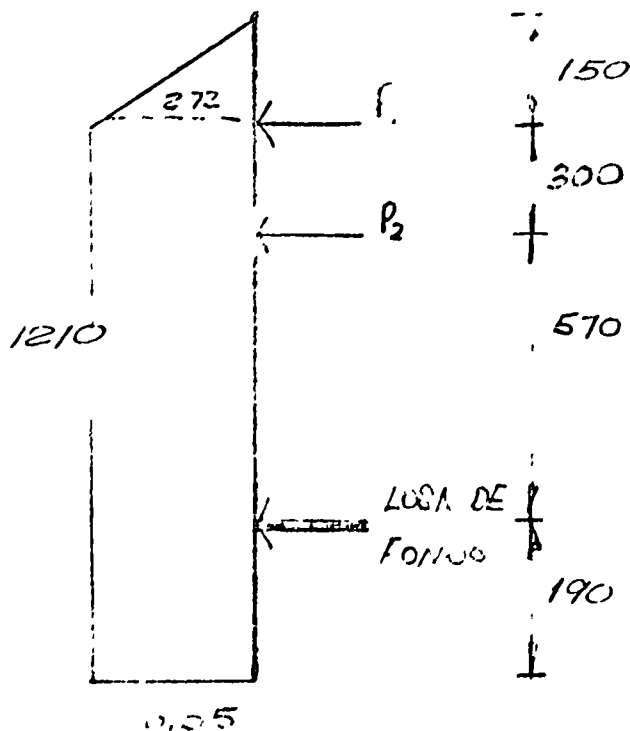
PROYECTO No

HOJA No 6

DESCRIPCION TABLONADO DE TUBERIAS - LINEA #3

CALCULO y Hoay

5º ESTADIA. - colada la losa de fondo e, se coloca en posición los troqueles, P<sub>1</sub> y P<sub>2</sub> en la conducción, resultante



$$\frac{6.55 \times 5.975^2}{8}$$

$$M_{LF} = \frac{6.55 \times 1.70^2}{2} = 8.55 \text{ t-m}$$

$$M_{P1} = 1.35 \text{ t-m}$$

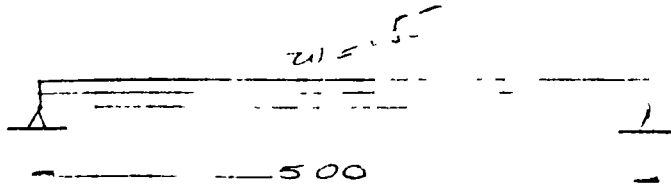
$$M_{K-1} = \frac{wL^2}{8} = \frac{6.55 \times 5.70^2}{8} = 26.4 \text{ t-m}$$

- 8.55	+ 180	.34	66	- 736	+ 102
	- 130	- 130	+ 106	+ 736	
	+ 1.82	+ 3.64	+ 7.00	+ 3.50	
	- 1.82	- 9.00	+ 3.68	- 3.50	
- 135	+ 8.55	11.82	+ 350	- 102	+ 102
		- 21.17	+ 21.54		

$$M + 11.50 \text{ t-m}$$



Análisis en sentido longitudinal.



$$M = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{6.55 \times 5^2}{8} = 20.5 \text{ t m/m}$$

MOMENTOS DE DISEÑO.

	8.55	46.5	2735	102
M(-)	(F)	(C)	(C)	(C)

M(+)		11.50		
------	--	-------	--	--

Mom por franjas de columnas  
 $M_{Fc} = 1.4M$

M(-)	12	65	38	142
------	----	----	----	-----

Momentos últimos

M(-)	16.8		53	1.78
------	------	--	----	------

M(+)		22.4		
------	--	------	--	--

$$M_{u \text{ long}} = 14 \times 20.50 = 28.30 \text{ t-m}$$

PTO.	bd	bd <sup>2</sup>	Mu	$\frac{Mu}{bd^2}$	P	As	As' <sub>min</sub>	Varillas
①	5500	3025 x10 <sup>6</sup>	1.55	65	—	—	2.24	6@20
②	✓	✓	53	17.5	0.015	3.2	✓	6@20 + 8@10
③	✓	✓	65	21.5		4.2	✓	6@20 + 8@10 + 5@15
LF	✓	✓	100	55	0.017	9.1	✓	6@20
Sit 14			27.8	9.5	0.032	17.6	✓	8@28

As min por flexión  $0.0015bd = 82.1 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

FECHA 18-IX-68

PROYECTO No

HOJA No 9

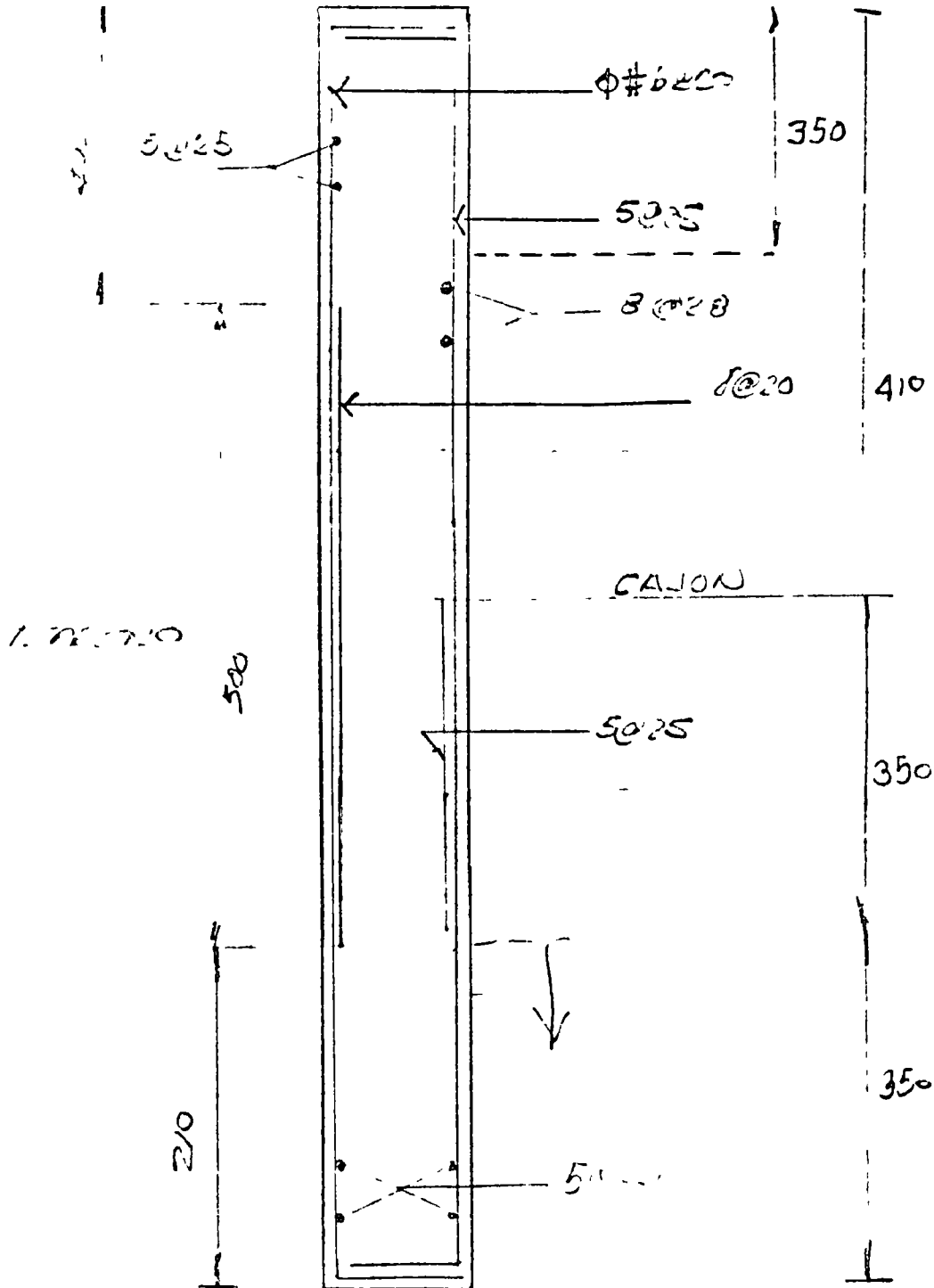
DESCRIPCION

TRABAJOS DE ACEROS EN LA FUNDICION  
SON EN EL FONDO DE LA FUNDICION

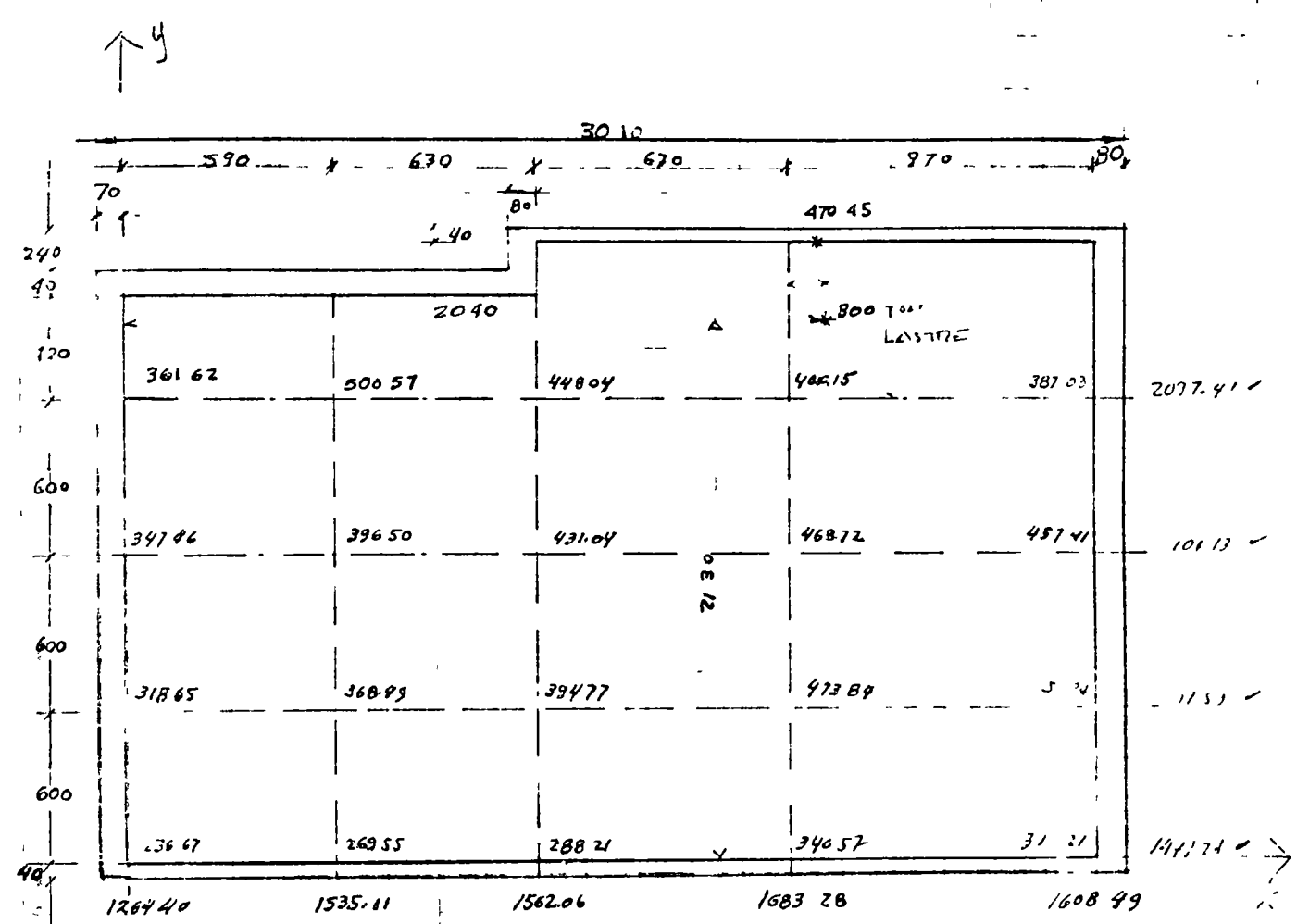
CALCULO

Y. H. G.

Armadura de la fondeacion

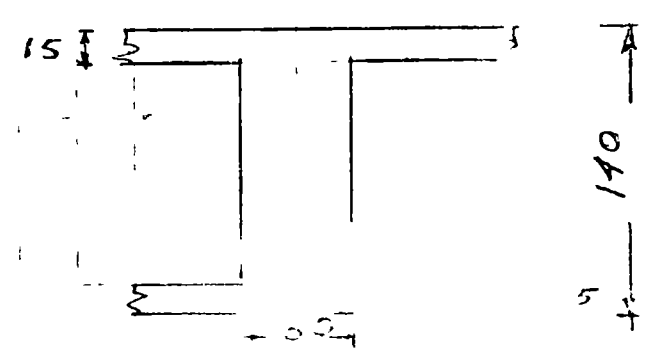


FECHA	PROYECTO NO	HOJA NO
DESCRIPCION	DESCARICAR C/5/11/55	
	CALCULO	



AREA = 735.50 m<sup>2</sup>

PLANTA



FECHA / P. X. S.

PROYECTO No

HOJA No 17

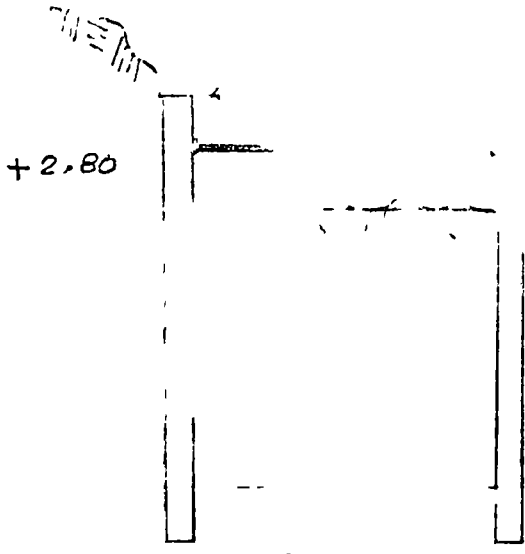
DESCRIPCION

TALLER DE REPARACION DE MOTOCICLETAS #123  
CALLE BLANCA I - LINDA #3

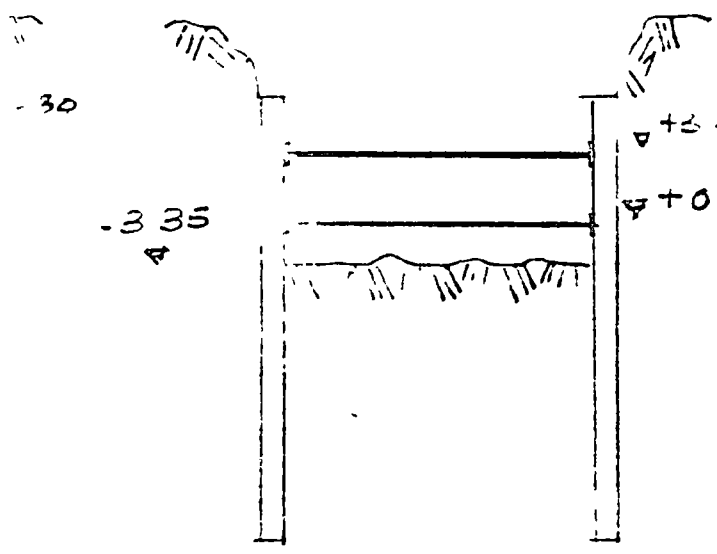
CALCULO

*Yllaof*

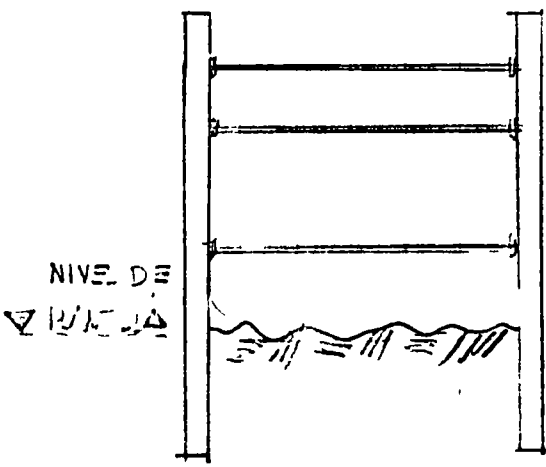
PLANTA ALTERNATIVA CON TERCERA ETAPA



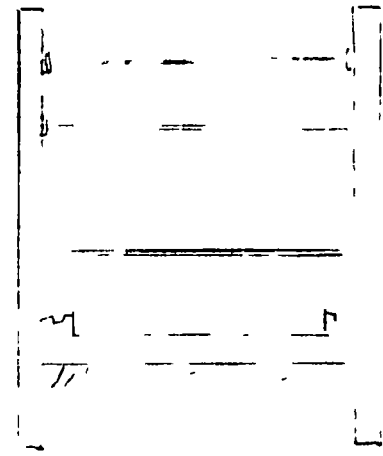
1ª ETAPA



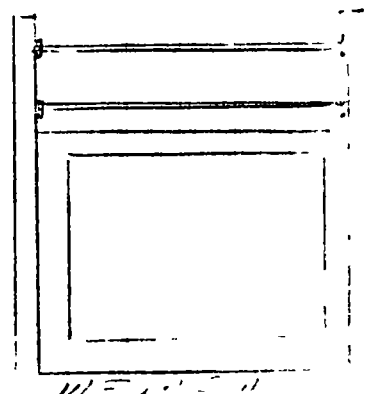
2ª ETAPA



3ª ETAPA



4ª ETAPA



5ª ETAPA

\*

\* Los niveles  
están referidos  
a la base de  
terreno.

Con los valores de descarga por columna y con las areas tributarias de cada nudo de la cimentación, se procede a calcular las fuerzas "P - Q" .

Peso total de la estructura 8 123.79 ton

Area total de la cimentación 735.50 m<sup>2</sup>

Carga sobre el suelo :  $\frac{8\ 123.79}{735.50} = 11.045\ \text{Ton/m}^2$

Nudo	Area Tributaria	Q	P	P - Q
1	12.41	137.09	236.67	- 99.58
2	20.74	229.09	269.55	- 40.46
3	22.10	244.10	288.21	- 44.11
4	27.88	307.94	340.57	- 32.63
5	19.21	212.18	212.21	-100.03
6	21.90	241.89	318.65	- 76.76
7	36.60	404.26	368.49	35.77
8	39.00	430.76	394.77	35.99
9	49.20	543.42	473.84	69.58
10	33.90	374.43	451.84	- 77.41
11	21.90	241.89	347.46	-105.57
12	36.60	404.26	396.50	7.76
13	39.00	430.76	431.05	- 0.29
14	49.20	543.42	468.72	74.70
15	33.90	374.43	457.41	- 82.98
16	27.74	306.40	361.62	- 55.22
17	46.36	512.06	500.57	11.49
18	42.25	466.66	448.09	18.62
19	53.30	588.71	400.15	188.56
20	56.50	624.05	534.70	89.35
26	17.11	188.99	108.46	80.53
27	28.70	317.00	214.31	102.69
	735.50	8 123.79	8 123.79	

$$P.X = M = 3\,915.13$$

$$P.Y = M = 7\,510.89$$

$$P = \frac{3\,915.13}{X} = \frac{7\,510.89}{Y}$$

$$3\,915.13 \times Y = 7\,510.89 X$$

$$\text{Si } Y = 32.20$$

$$\therefore Y = 32.20 - 21.81 = 10.39$$

$$3\,915.13 \times 10.39 = 40\,678.20$$

$$X = \frac{40\,678.20 - 5.415}{7\,510.89}$$

$$X = 5.415 + 24.65 = 30.065$$

$$P = 3\,915.13 = 723.015 + \text{on}$$

$$P = \frac{7\,510.89}{10.39} = 722.896$$

$$123.79 + 723 = 846.79 \text{ ton.}$$

$$q = \frac{846.79}{69.50} = 12.028 \text{ ton/m}^2$$

$$K = \frac{12.028}{11.045} = 1.0889$$

Nudo	P	Q'	P-Q'	X	Y	(P-Q')X	(P-Q')Y
1	236.67	149.28	- 87.39	10.00	10.00	- 873.90	873.90
2	269.55	249.46	- 20.09	13.90	10.00	- 319.43	200.90
3	288.21	265.84	- 22.37	22.20	10.00	- 496.61	233.70
4	340.57	335.35	- 5.22	28.90	10.00	- 150.86	52.20
5	312.21	231.08	- 81.13	38.60	10.00	-3 131.62	811.13
6	318.65	263.43	- 55.22	10.00	16.00	- 552.20	883.52
7	368.49	440.24	71.75	15.90	16.00	1 140.82	-1 148.00
8	394.77	469.09	74.32	22.20	16.00	1 649.90	-1 189.12
9	473.84	591.77	117.93	28.90	16.00	3 408.18	-1 886.88
10	451.84	407.76	- 44.08	38.60	16.00	-1 701.49	705.28
11	347.46	263.43	- 84.03	10.00	22.00	- 840.30	-1 848.66
12	396.50	440.24	43.74	15.90	22.00	695.47	- 962.28
13	431.05	469.09	38.04	22.20	22.00	844.49	- 808.44
14	468.72	591.77	123.05	28.90	22.00	3 556.14	-2 706.00
15	457.41	407.76	- 49.65	88.60	22.00	-1 432.49	-1 092.32
16	361.62	333.68	- 27.94	10.00	28.00	- 279.40	783.52
17	500.57	557.62	57.05	15.90	28.00	907.09	-1 597.40
18	448.04	508.19	60.15	22.20	28.00	1 335.33	-1 684.20
19	400.15	641.09	240.94	28.90	28.00	6 963.17	-6 746.32
20	534.70	679.57	144.87	38.60	28.00	5 591.98	-4 056.36
26	108.46	205.83	97.37	22.20	32.20	2 161.61	-3 135.31
27	214.31	345.22	130.91	28.90	34.60	3 783.30	-4 529.48
33	723.00	000.10	-723.00	30.065	32.20	-2 176.99	23 280.60
	8 846.79	8846.79	(P-Q) = 0		+	38.19	+ 275.18





STRUCTURE, CIMENTACION ACCESO PT. EST. JUAREZ

NUMBER OF JOINTS 34  
 NUMBER OF SUPPORTS 4  
 NUMBER OF MEMBERS 50  
 NUMBER OF LOADINGS  
 TYPE PLANE GRID  
 METHOD STIFFNESS  
 TABULATE ALL  
 JOINT COORDINATES

- 1 10.00 10.00
- 2 15.90 10.00
- 3 22.20 10.00
- 4 28.90 10.00
- 5 38.60 10.00
- 6 10.00 16.00
- 7 15.90 16.00
- 8 22.20 16.00
- 9 28.90 16.00
- 10 38.60 16.00
- 11 10.00 22.00
- 12 15.90 22.00
- 13 22.20 22.00
- 14 28.90 22.00
- 15 38.60 22.00
- 16 10.00 28.00
- 17 15.90 28.00
- 18 22.20 28.00
- 19 28.90 28.00
- 20 38.60 28.00
- 21 10.00 34.00
- 22 15.90 34.00
- 23 22.20 34.00
- 24 28.90 34.00
- 25 38.60 34.00
- 26 22.20 34.60
- 27 28.90 34.60
- 28 38.60 34.60
- 29 0.00 10.00 S✓
- 30 38.60 0.00 S✓
- 31 48.60 34.60 S✓
- 32 10.00 42.60 S✓
- 33 30.06 32.20
- 34 30.06 34.60

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC AZ 1.12 IY 0.1825 IX 0.0596

THRU 35

- 36 THRU 49 AZ 1.44 IY 0.077 IX 2.280
- 50 THRU 51 AZ 1.12 IY 0.1825 IX 0.0596
- 52 THRU 52 AZ 1.44 IY 0.077 IX 2.280

MEMBER INCIDENCES

- 1 1 2
- 2 2 3
- 3 3 4
- 4 4 5
- 5 2 7
- 6 3 8
- 7 4 9
- 8 6 7
- 9 7 8
- 10 5 9
- 11 2 10
- 12 7 12

14  
 15 11  
 16 12  
 17 13 14  
 18 14 15  
 19 12 17  
 20 13 18  
 21 14 19  
 22 16 17  
 23 17 18  
 24 16 19  
 25 19 20  
 26 17 22  
 27 18 23  
 28 19 24  
 29 23 24  
 30 24 33  
 31 24 27  
 32 29 1  
 33 30 5  
 34 28 31  
 35 21 32  
 36 22 23  
 37 26 27  
 38 25 25  
 39 15 20  
 40 0 15  
 41 10  
 42 16 21  
 43 21 22  
 44 23 26  
 45 27 34  
 46 28  
 47 0  
 48 11  
 49 16  
 50 25  
 51 34  
 52 28

MEMBER RELEASES

12 END MOMENT Y  
 13 END MOMENT X  
 14 START MOMENT Y  
 15 START MOMENT X

CONSTANTS E 43500 I.0 ALL

LOADING 1

JOINT LOADS

1	FORCE Z	-87.39
2	FORCE Z	-20.9
3	FORCE Z	-22.37
4	FORCE Z	-5.22
5	FORCE Z	-81.13
6	FORCE Z	-55.27
7	FORCE Z	71.75
8	FORCE Z	74.62
9	FORCE Z	117.93
10	FORCE Z	-44.18
11	FORCE Z	-54.1
12	FORCE Z	43.74
13	FORCE Z	33.07
14	FORCE Z	123.15
15	FORCE Z	-41.55
16	FORCE Z	-27.44
17	FORCE Z	11.

25 FORCE 2 -725.00

27

SOLVE  
PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTED, TO PROCEED.

STRUCTURE, CIMENTACION ACCESO PTC. EST. JUAPAZ

CADING 1

MEMBER JOINTS

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
	1	-48.112	-0.301	34.86
	2	48.112	0.301	243.99
2	2	-35.174	-0.830	-271.03
2	3	35.174	0.830	475.93
3	3	1.145	-7.109	-479.03
3	4	-1.145	7.109	471.05
4	4	66.375	3.111	-476.93
4	5	-66.375	-3.111	-166.85
5	2	-33.027	0.332	-1.53
5	7	33.027	-3.332	190.09
6	3	-58.690	0.101	-1.45
6	8	58.690	-0.101	357.49
7	4	-70.450	5.634	10.30
7	9	70.450	-5.634	47.39
8	6	-66.097	2.720	121.95
8	7	66.097	-2.720	169.11
9	7	-30.905	2.718	-202.68
9	8	30.905	-2.718	447.59
10	8	-11.731	-4.309	-411.14
10	9	11.731	4.309	511.84
11	9	71.897	-8.488	-570.79
11	10	-71.897	8.488	-147.61
12	7	3.529	-12.793	-171.09
12	12	-3.529	12.793	177.32
13	8	-3.540	-10.248	-359.52
13	13	3.540	10.248	311.76
14	9	-36.147	4.587	-410.57
14	14	36.147	-4.587	633.45
15	11	-61.995	14.229	401.97
15	12	61.995	-14.229	124.71
16	12	-5.903	25.365	-310.8
16	13	5.903	-25.365	351.28
17	13	-14.463	13.818	-301.38
17	14	14.463	-13.818	414.28
18	14	33.943	-11.594	-411.56
18	15	-33.943	11.594	-121.08
19	12	-8.822	-24.505	-166.38
19	17	8.822	24.505	219.32
20	13	43.060	-39.142	-191.51
20	18	-43.060	39.142	155.95
21	14	10.496	-13.135	-670.80
21	19	-10.496	13.135	-47.88

23	27	-17.000	-34.109	395.40
24	26	22.856	53.010	-363.34
24	29	-51.270	-53.010	17.79
25	19	-7.422	-5.404	18.33
25	20	7.422	5.404	53.66
26	17	-22.856	-5.247	-195.38
26	22	22.856	5.247	291.38
27	18	65.573	-71.260	-114.46
27	23	-65.573	71.260	-160.94
28	19	318.133	-51.260	-606.90
28	24	-318.133	51.260	-729.25
29	23	51.573	50.573	-268.38
29	24	-1.573	-50.573	-77.15
30	24	570.439	-77.906	25.57
30	33	-570.439	77.906	-687.28
31	24	-200.726	0.308	600.83
31	27	200.726	-0.308	-119.09
32	29	28.473	-25.325	-284.78
32	1	-28.473	25.325	0.00
33	30	0.000	0.000	422.78
33	5	0.743	0.000	-115.35
34	28	-29.270	-54.892	0.00
34	31	29.270	54.892	292.70
35	21	27.026	0.000	7.01
35	32	-27.026	0.000	-288.09
36	22	-42.325	416.583	-193.78
36	23	42.325	-416.583	416.44
37	26	69.042	273.119	-243.31
37	27	-69.042	-273.119	-299.27
38	20	124.062	423.488	-321.64
38	25	-124.062	-423.488	-199.41
39	15	-13.385	477.154	-240.73
39	20	13.385	-477.154	327.05
40	10	-17.678	354.469	-152.25
40	15	17.678	-354.469	250.33
41	5	-45.497	166.856	112.24
41	10	45.497	-166.856	160.74
42	16	7.554	-73.659	-149.90
42	21	-7.554	73.659	110.17
43	21	-19.471	125.198	-73.65
43	22	19.471	-125.198	188.04
44	23	-28.328	-263.314	-205.13
44	26	28.328	263.314	273.12
45	27	-0.774	154.032	199.27
45	34	0.774	-154.032	-190.68
46	25	3.811	76.221	181.73
46	28	-3.811	-76.221	-101.87
47	1	-10.799	-34.862	19.00
47	6	10.799	34.862	45.77
48	6	0.078	-155.824	-43.05
48	11	-0.078	155.824	42.57
49	11	-21.956	-196.801	-20.31
49	16	21.956	196.801	100.18
50	33	-120.251	17.679	577.67
50	25	120.251	-17.679	347.26
51	33	-32.310	7.603	04.58
51	34	32.310	-7.603	-18.04
52	34	-33.080	135.984	26.28
52	28	33.080	-135.984	70.22

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
1	-17.590	-0.000	0.000
2	-21.089	-0.001	0.000
3	-22.370	-0.001	0.000
4	-5.220	-0.003	0.000
5	-81.130	-0.000	-0.000
6	-55.219	0.000	-0.000
7	71.748	-0.001	0.000
8	74.324	-0.001	0.000
9	117.932	-0.001	0.000
10	-44.078	-0.001	0.000
11	-84.030	-0.001	0.000
12	43.739	0.001	0.000
13	38.040	0.001	0.000
14	123.50	0.001	-0.000
15	-49.65	0.001	-0.000
16	-27.939	0.001	0.000
17	57.051	-0.004	0.000
18	60.156	0.004	0.000
19	240.938	0.004	-0.000
20	144.870	0.000	-0.000
21	-0.000	0.000	0.000
22	0.002	-0.001	0.000
23	-0.002	0.001	0.000
24	0.006	0.005	-0.000
25	0.000	0.002	-0.000
26	97.370	-0.001	0.000
27	130.908	0.009	-0.000
28	-0.001	0.002	0.000
33	-723.000	-0.001	0.000
34	0.004	-0.005	0.000

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
29	28.478	-25.325	-284.78
30	-30.743	-422.783	0.00
31	29.270	54.892	292.70
32	-27.026	288.091	0.00

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	-0.1210	0.0244	-0.0012
2	0.2287	0.0260	-0.0533
3	0.4842	0.0321	-0.0244
4	0.5135	0.0368	0.0156
5	0.2033	0.0338	0.0345
6	0.0243	0.0220	-0.0607
7	0.3827	0.0204	-0.0552
8	0.5522	0.0168	-0.0274
9	0.7069	0.0216	0.0123
10	0.4191	0.0295	0.0520
11	0.1334	0.0143	-0.0523
12	0.4620	0.0062	-0.0478
13	0.6872	-0.0091	-0.0117
14	0.1258	-0.0181	0.0000
17	0.4950	0.0172	0.0000

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	2	-53.127	3.341	-0.53 /
1	7	55.027	-3.332	198.69 /

MEMBER FORCES FOR MEMBER 6

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	3	-8.0	5.101	-1.55 /
1	8	58.0	-5.101	552.49 /

MEMBER FORCES FOR MEMBER 7

=====

		SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
4		-70.450	5.634	10.30 /
9		70.450	-5.634	412.39

MEMBER FORCES FOR MEMBER 8

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	6	66.097	2.720	2
1	7	66.097	-2.720	1

MEMBER FORCES FOR MEMBER 9

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	7	-30.905	2.718	1
1	8	30.905	-2.718	9

MEMBER FORCES FOR MEMBER 10

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	8	-11.731	-4.309	-4.24
1	9	11.731	4.309	84.4

MEMBER FORCES FOR MEMBER 11

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	8	-7.897	4.488	3.79 /



1	0.0001	0.0000	0.0000
2	0.0005	-0.0000	0.0011
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	-0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.0000	-0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000	0.0000
8	0.0000	-0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	-0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000	0.0000
12	0.0000	-0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000	0.0000
14	0.0000	-0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000	0.0000
16	0.0000	-0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000	0.0000
18	0.0000	-0.0000	0.0000
19	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	-0.0000	0.0000
21	0.0000	0.0000	0.0000
22	0.0000	-0.0000	0.0000
23	0.0000	0.0000	0.0000
24	0.0000	-0.0000	0.0000
25	0.0000	0.0000	0.0000
26	0.0000	-0.0000	0.0000
27	0.0000	0.0000	0.0000
28	0.0000	-0.0000	0.0000
29	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.0000	-0.0000	0.0000
31	0.0000	0.0000	0.0000
32	0.0000	-0.0000	0.0000
33	0.0000	0.0000	0.0000
34	0.0000	-0.0000	0.0000

STRUCTURE, CASE 1, SUBJECT, EST. JUAREZ

MEMBER FORCES FOR MEMBER 1

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	-40.112	-6.331	34.86
1	2	40.112	6.331	243.99

MEMBER FORCES FOR MEMBER 2

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	2	-35.174	-6.836	-452.33
1	3	35.174	6.836	470.95

MEMBER FORCES FOR MEMBER 3

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	3	1.145	-7.139	-479.13
1	4	-1.145	7.139	471.35

MEMBER FORCES FOR MEMBER 4

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	4	66.375	3.111	-476.98
1	5	-66.375	-3.111	-106.85

MEMBER FORCES FOR MEMBER 12

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	7	3.529	-12.793	-199.60 ✓
1	12	-3.529	12.793	177.52 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 13

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	8	-3.540	-10.248	3.52 ✓
1	13	3.540	10.248	.76 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 14

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	9	-36.147	4.517	.7 ✓
1	14	36.147	-4.517	.5 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 15

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	11	-61.995	14.229	4.17 ✓
1	12	61.995	-14.229	211.19 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 16

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	12	-5.903	27.365	-313.18 ✓
1	13	5.903	-27.365	251.76 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 17

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	13	-14.463	1.000	.38 ✓
1	14	14.463	-1.000	7.28 ✓

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
	14	-33.943	-11.594	11.58 ✓
	15	-33.943	11.594	-122.68 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 19

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	12	-8.822	-24.503	-166.38 ✓
1	17	8.822	24.503	219.32 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 20

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	13	43.060	-39.142	-133.15 ✓
1	18	-43.060	39.142	133.15 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 21

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	14	18.495	-13.138	-658.76 ✓
1	19	-18.495	13.138	47.88 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 22

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	16	-57.451	10.183	-123.13 ✓
1	17	57.451	-10.183	462.10 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 23

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	17	13.633	34.109	-401.35 ✓
1	18	-13.633	-34.109	15.40 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 24

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	18	51.276	53.610	-11.34 ✓
1	19	-51.276	-53.610	15.79 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 21

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	19	-7.422	-5.404	13.33 ✓
1	20	7.422	5.404	53.66 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 22

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	17	-	-5.247	-105.38 ✓
1	22	-	5.247	11.35 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 23

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	20	65.573	-71.200	-114.40 ✓
1	25	-65.573	71.200	-101.74 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 24

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	19	318.133	-51.265	-15.90 ✓
1	24	-318.133	51.265	-79.25 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 25

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	23	51.573	50.513	-21.30 ✓
1	24	-51.573	-50.513	-77.5 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 26

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	24	570.439	-77.905	25.57 ✓
1	33	-570.439	77.905	-687.20 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 27

MEMBER FORCES FOR MEMBER 32

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	29	-20.726	-20.325	-284.78 ✓
1	1	-	20.325	0.00

MEMBER FORCES FOR MEMBER 33

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	31	-30.743	0.000	412.78 ✓
1	2	30.743	0.000	-115.35 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 34

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	28	-29.270	-54.892	0.00 ✓
1	31	29.270	54.892	292.70 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 35

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	21	17.926	0.000	7.01 ✓
1	32	-17.926	0.000	-288.09 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 36 MM

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	22	-42.325	416.583	-193.78 ✓
1	23	42.325	-416.583	460.44 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 37 MM

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	20	69.042	273.119	-253.31 ✓
1	27	-69.042	-273.119	-179.27 ✓

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
-	20	124.062	425.488	-321.64 ✓
-	25	-124.062	-425.488	-199.41 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 39

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
-	25	-13.385	41.054	-148.73 ✓
1	20	13.385	-41.054	127.05 ✓

MEMBER FORCES FOR

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	10	-17.678	354.469	-152.75 ✓
1	15	17.678	-354.469	111.13 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 41

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	5	-45.497	166.856	112.24 ✓
1	10	45.497	-166.856	160.74 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 42

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	16	7.554	-73.659	-142.90 ✓
1	21	-7.554	73.659	114.17 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 43

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	21	-19.471	125.198	-73.65 ✓
1	22	19.471	-125.198	188.54 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 44

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
-	23	-24.328	263.314	-105.13 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 45

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	27	-0.7	154.032	199.57 ✓
1	34	0.7	-154.032	-199.68 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 46

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	28	0.022	70.222	101.73 ✓
1	28	-0.022	-70.222	-19.07 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 47

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	-10.799	-34.862	10.22 ✓
1	6	10.799	34.862	42.77 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 48

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	6	0.078	-150.824	-43.5 ✓
1	11	-0.078	150.824	42.7 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 49

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	11	-21.956	-196.801	-37.34 ✓
1	16	21.956	196.801	101.8 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 50

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	33	-120.251	17.679	679.67 ✓
1	25	120.251	-17.679	347.26 ✓

MEMBER FORCES FOR MEMBER 51

LD

JOINT SHEAR FORCE

TORSION MOMENT

BENDING MOMENT

34

34 52.310

7.573  
-7.603

15.28  
-18.04

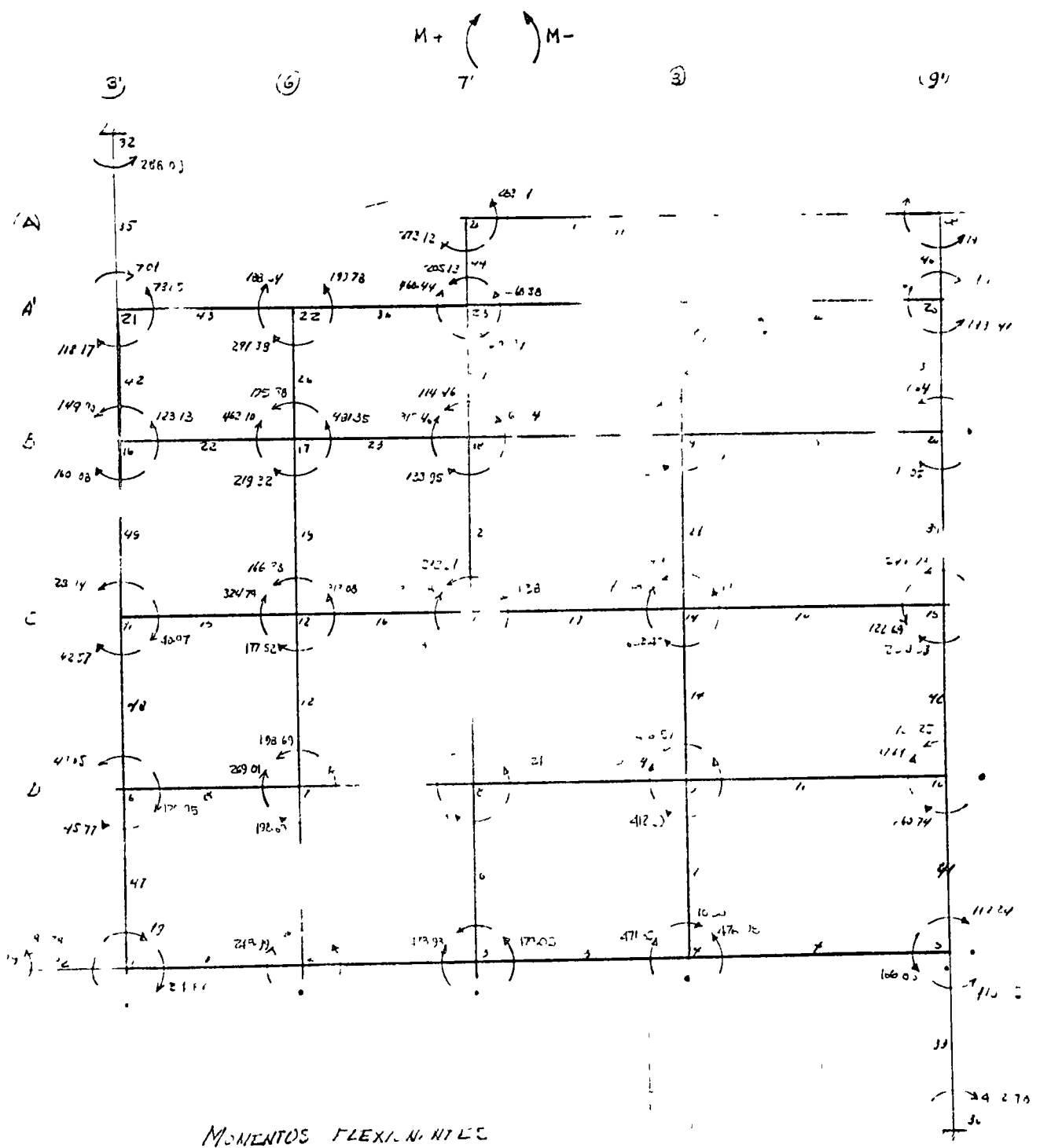
CIRCULAR FORM 32

MEMBER NO JOINT S  
1 34  
1 28

TORSION MOMENT  
135.1  
-135.1

BENDING MOMENT  
206.25  
75.22





MOMENTOS FLEXIONALES

#### IV.- ANALISIS DEL EFECTO DE ELIMINACION DE JUNTAS FLEXIBLES

##### IV.1.- Generalidades

Teniendo en cuenta el problema que se presentaba la colocación de juntas flexibles a lo largo del túnel, las consecuencias de filtraciones que siempre acarrearán y - lo pequeño de las variaciones térmicas que se podrían presentar se planteó la posibilidad de eliminarlas y entre otros, se hizo, para ese fin, el análisis del efecto que los movimientos del suelo podrían producir en el túnel.

##### IV.2.- Procedimiento de cálculo

Suponiendo que el suelo es un medio elástico lineal y que el túnel representa una viga ahogada en ese medio se puede tener en cuenta la interacción suelo-estructura para el movimiento. Puesto que la ecuación diferencial de la línea-elástica de una viga se puede escribir.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = - q$$

y puesto que el suelo se comporta elásticamente reaccionando con una carga.

$$q = k_0 b y = k y$$

siendo  $K_0$  el módulo de reacción del suelo, dado en  $\text{Kg/cm} = \text{Kg/cm}^3$  y  $b$  el ancho de la viga  $y$ , haciendo  $K_0 b = k$ .

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = - k y$$

Esta es una ecuación diferencial homogénea de orden 4. La solución es

$$y = e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \operatorname{sen} \beta x)$$

para valores positivos de  $x$  exclusivamente.

En la expresión anterior:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

Si se supone que la deformación se produce por una carga concentrada aplicada, se tendrá:

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = -\beta (C_1 - C_2) = 0 \therefore$$
$$C_1 = C_2 = C \therefore$$

$$y = C e^{-\beta x} (\cos \beta x + \operatorname{sen} \beta x)$$

Por otro lado se tiene que cumplir el equilibrio de fuerzas verticales.

$$2 \int_0^{\infty} q dx = 2 \int_0^{\infty} k y dx = P$$

sustituyendo el valor de  $y$

$$2 C k \int_0^{\infty} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \operatorname{sen} \beta x) dx = P \therefore$$

$$C = \frac{P \beta}{2 k}$$

y finalmente la ecuación de la elástica es

$$y = \frac{P_1 b^3}{2k} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

Las derivadas sucesivas de esta ecuación darán las ecuaciones para pendiente, momento y cortante

$$y' = \frac{P_1 b^3}{k} e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$M = \frac{P}{4b} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$V = -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

y los valores máximos para  $y$ ,  $M$  y  $V$  son

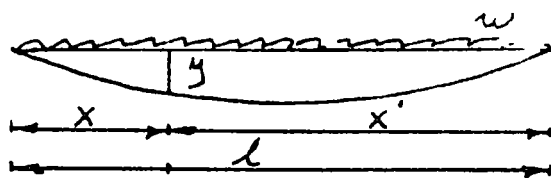
$$Y_{\max} = \frac{PB}{2k}$$

$$M_{\max} = \frac{P}{4B}$$

$$V_{\max} = \frac{P}{2}$$

Suponiendo ahora que la viga se encuentra apoyada en sus extremos, con una longitud  $l$  y sometida a desplazamientos correspondientes a una carga uniforme, por un procedimiento semejante se puede llegar a la siguiente ecuación:

$$y = \frac{q}{k} \left( \frac{1 - \cosh \beta x \cos \beta x' + \cosh \beta x' \cos \beta x}{\cosh \beta l + \cos \beta l} \right)$$



De aquí se puede obtener

$$\theta = \frac{qB}{k} \frac{1}{\cosh \beta l + \cos \beta l} (\operatorname{sech} \beta x \cos \beta x' + \cosh \beta x \operatorname{sech} \beta x' - \operatorname{sech} \beta x' \cos \beta x - \cosh \beta x \operatorname{sech} \beta x)$$

$$M = \frac{q}{2\beta^2} \frac{\operatorname{sech} \beta x \operatorname{sech} \beta x' + \cosh \beta x \cosh \beta x' - \operatorname{sech} \beta x' \cos \beta x - \cosh \beta x \operatorname{sech} \beta x}{\cosh \beta l + \cos \beta l} \quad \text{etc.}$$

y a partir del momento resistente de la viga considerado como viga se podrán obtener los valores de  $q$  y de  $y$ .

# EXCAVACIONES PARA EL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

Ing. José Tinajero Sáenz

La realización del Metro de la Ciudad de México, al igual que toda obra de ingeniería de este tipo y magnitud requiere para su planeación, proyecto, construcción y operación de la intervención de varias disciplinas. En el caso de la Ciudad de México por sus condiciones tan particulares de los suelos, destaca de manera importante la aplicación de la Mecánica de Suelos en todos los aspectos de la obra, desde su planeación y su diseño, hasta su construcción y operación.

A continuación se presenta un resumen de los aspectos geotécnicos que se tomaron en cuenta en el Proyecto y Construcción del Metro.

## I. EL SUBSUELO Y EL HUNDIMIENTO DE LA CIUDAD EN RELACION CON EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DEL METRO

### 1) El Subsuelo de la Ciudad

Al igual que en cualquiera de las construcciones de la Ciudad de México, las estructuras del Metro se diseñaron tomando muy en

./.

cuenta las características tan particulares de un suelo constituido predominantemente por arcillas blandas, compresibles, expansivas y afectadas de manera diferente por sobrecargas superficiales y por la extracción de agua del subsuelo, características todas ellas que obligaron a establecer criterios de diseño que garantizaran el mejor comportamiento de las estructuras, tanto durante la construcción como a través de los años.

La Ciudad de México, como es de todos conocido, se ha ido desarrollando sobre el lecho de un lago. La extensión de la urbe ya no queda hoy circunscrita al lecho del antiguo lago, sino que se extiende por lo que fueron sus riberas y alcanza, incluso, las colinas vecinas. Teniendo en cuenta las características del suelo se ha convenido en dividir la Ciudad en tres grandes zonas con estratigrafía y propiedades mecánicas diferentes, las cuales se muestran en la figura 1 y que son.

a) La zona del Lago, constituida predominantemente por depósitos lacustres de arcilla blanda que alcanza un espesor hasta de 60 m hacia el Oriente de la Ciudad. Estas arcillas llegan a tener contenidos de agua hasta de 500%, por lo cual exhiben una baja resistencia al corte y una alta compresibilidad; al

./.

descargarlas, producen fuertes expansiones. Hacia el centro de la Ciudad han estado sujetas a un prolongado proceso de consolidación a consecuencia de cargas superficiales y de la extracción del agua del subsuelo.

b) La Zona de Lomas, formada por los lomeríos localizados hacia el Poniente y el Sur de la Ciudad, está constituida por tobas volcánicas o corrientes basálticas. Son materiales duros, de alta resistencia al corte y prácticamente no compresibles.

c) La Zona de Transición, intermedia entre los dos anteriores, está formada por depósitos fluviolacustres, constituidos por capas de arcilla de poco espesor intercaladas por capas de limos, arenosos, algunas gravas o mezclas de estos materiales, generalmente en estado semicompacto o compacto. Las arcillas en esta zona alcanzan espesores de 10 a 15 m y tienen menor contenido de agua que las de la Zona del Lago; son, por tanto, menos compresibles y más resistentes.

De esta descripción simplificada de las características de los suelos de la Ciudad puede apreciarse que en su recorrido, las líneas del Metro atraviesan una diversidad de materiales con una gran variedad de consistencias; por lo tanto, el diseño de las estructuras

./.



y sus procedimientos de construcción se sujetaron a tal diversidad. Como ejemplo, en la figura 2 se muestra el perfil estratigráfico - del suelo a lo largo de la Línea 1.

## 2) El Hundimiento de la Ciudad

De manera muy importante hubo de tomarse en consideración el — fenómeno del hundimiento de la superficie de la ciudad provocado — por la extracción de agua de los estratos permeables profundos — que se encuentran debajo de las arcillas. La pérdida de presión en el agua de dichos estratos es distinta de un punto a otro de la Ciudad y afecta de manera diferente a las capas de arcilla, provocando hundimientos desiguales de la superficie.

En la figura 3 se observa la predicción de los hundimiento totales que tendrá la Ciudad si se mantiene la extracción de agua de los — acuíferos como hasta ahora. Esta predicción está basada en los estudios realizados por los doctores Nabor Carrillo y Raúl Marsal y el Ing. Fernando Hiriart. En esta gráfica puede observarse que en el Caballito se prevé un hundimiento máximo de unos 15 m de los — cuales se han producido ya algo más de 8.

Sobreponiendo el trazo de las líneas del Metro a la gráfica ante— rior, puede observarse que el incremento de la pendiente en los —  
./.

tramos más desfavorables no llegará a 1% y sí se considera que de este hundimiento previsto ha ocurrido ya la mitad, el cambio máximo previsible, no llegará a 0.5%. Afortunadamente, se están tomando ya las medidas necesarias para disminuir de manera importante la intensidad de la extracción del agua del subsuelo y, consecuentemente, la magnitud de los hundimientos futuros.

Por todo lo anteriormente expuesto se considera que una estructura de varios kilómetros de longitud como la del Metro es capaz de adaptarse a los movimientos diferenciales del terreno, para lo cual, se previeron soluciones que permiten renivelar las vías periódicamente a fin de corregir los desniveles inconvenientes que se presentan, para que el equipo rodante sea operado satisfactoriamente.

## II. TIPOS DE ESTRUCTURAS

Teniendo en cuenta las características del suelo y los problemas del hundimiento de la Ciudad antes mencionado, se adoptaron tres soluciones básicas para las estructuras subterráneas, dependiendo éstas no sólo de las propiedades mecánicas de los suelos en cada zona, sino también del espacio disponible en las calles para las operaciones de construcción y de la cercanía a edificios existentes.

./.

1) Cajón Convencional

A lo largo de la Calzada Ignacio Zaragoza, donde se disponía de espacio suficiente, las vías del Metro están alojadas en un cajón rectangular de concreto, cuya sección se muestra en la figura 4a, que fue construido dentro de una excavación a cielo abierto con profundidad máxima de 7 m.

2) Cajón con Muro - Ademe

En el resto de la Ciudad, excepto el tramo entre las estaciones Tacubaya y Observatorio en la Línea 1, y todo el tramo de la Calzada de Tlalpan de la Línea 2 las vías quedaron alojadas en un cajón rectangular construido con el sistema que aquí se denominará Muro Ademe, que consiste en colar primero los muros del cajón en zanjas ademadas con lodo bentonítico y una vez fraguados, se excava el prisma de suelo entre ellos. (ver figura 4b y 4c).

La profundidad de desplante del cajón con Muro - Ademe varió entre 8 y 13 m, correspondiendo esta última profundidad a los tramos en los que se cruzan dos líneas del sistema.

3) Túnel con Escudo

En el tramo comprendido entre las estaciones Tacubaya y Observa.  
./.

torio, la Línea No.1 atraviesa los depósitos fluviales del Río Tacubaya, constituídos por suelos granulares compactos. Aquí se adoptó la solución constructiva a base de un túnel de 9 m de diámetro exterior (figura 4d) excavado con escudo y revestido por anillos - de concreto precolado.

### III. ELECCION DE LA SOBRECAMPENSACION

Desde la etapa de anteproyecto en que se hicieron los primeros -- tanteos para dimensionar las estructuras del Metro, se vió que las secciones estructurales necesarias para resistir todas las condiciones de carga previsibles, pesaban menos que el suelo excavado para construirlas.

Cuando esta condición se presenta en las arcillas de la Ciudad, se sabe por experiencia que las estructuras emergen respecto a la superficie del terreno a través del tiempo, como consecuencia de la expansión lenta que sufren las arcillas subyacentes al quedar des-- cargadas respecto al peso propio de los materiales que fueron de-- salojados para construir las estructuras. La magnitud de la expan-- sión depende de la magnitud de la descarga, llamada comunmente - sobrecompensación, del área descargada y de la expansibilidad de-- la arcilla.

./.

Para determinar la magnitud de la sobrecompensación tolerable en las estructuras del Metro, fue necesario analizar la experiencia - que se tenía en la Ciudad de México sobre estructuras sobrecom- pensadas.

En este análisis se observó que las estructuras excesivamente so- brecompensadas, emergen respecto al terreno vecino a través del tiempo, ocasionando promontorios y escalones en las calles y ban- quetas contiguas y rotura de tubería de instalaciones municipales.- En muchas de ellas se han medido movimientos de 30 a 60 cm pa- ra sobrecompensaciones de 2 a 5 ton/m<sup>2</sup> en la Zona del Lago. En cambio en estructuras con sobrecompensación no mayor de 1.5 - - ton/m<sup>2</sup> en esa zona, se ha observado un comportamiento satisfacto- rio ya que en todos los casos las expansiones registradas han sido menores de 15 cm.

Basándose en lo anterior, se estableció que el dimensionamiento de las estructuras del Metro podría hacerse de tal manera que la so- brecompensación no excediera de 1.5 ton/m<sup>2</sup> en la Zona del Lago, ya que con este valor límite, las expansiones a largo plazo que se producirían no serían mayores de 15 cm, valor que se consideró - aceptable.

Cabe señalar que se estudió la posibilidad de admitir sobrecompensaciones mayores a  $1.5 \text{ ton/m}^2$  en la Zona del Lago recurriendo a procedimientos de excavación específicos para que la descarga permanente del terreno no causara problemas en el futuro. Se obtuvieron resultados favorables al dejarse parcialmente descargada un área considerable para permitir expansiones previas y controladas de la arcilla, de tal manera de obtener una magnitud equivalente a la que era de esperarse en el futuro.

#### IV. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

##### 1) Exploración del Subsuelo

Con el fin de determinar la estratigrafía y propiedades de los suelos a lo largo de las tres líneas de que consta el sistema, se programaron y realizaron una serie de sondeos de exploración de los cuales se extrajeron muestras inalteradas y alteradas. Las primeras se obtuvieron hincando a presión tubos de pared delgada tipo Shelby, excepto cuando la consistencia del suelo no permitió el hincado, en cuyo caso, se utilizó el barril doble giratorio Denison. Las muestras alteradas se extrajeron hincando a percusión tubos muestreadores de pared gruesa, llevándose a cabo, simultáneamente con cada muestreo, una prueba de penetración estándar.

./.

El criterio usado para determinar el tipo y profundidad de cada sondeo fue el siguiente: se localizó por lo menos un sondeo inalterado en los sitios en que se construirían construcciones importantes, como son, estaciones, edificios, sifones, etc. y se llevaron a una profundidad tal, que se obtuviera información hasta donde el suelo se afectaba con la construcción y funcionamiento de la estructura en cuestión. Además, en los tramos de línea entre estaciones se realizaron, por lo menos, tres sondeos de este tipo, localizados a igual distancia entre sí.

Los sondeos alterados se llevaron a cabo con el fin de correlacionarlos con los sondeos inalterados, razón por la cual se localizaron entre éstos.

Todos los sondeos, excepto los realizados para un edificio en particular, se localizaron a lo largo del eje del Metro y, sólo cuando en él se tuvieron interferencias que impidieron su ejecución, su localización se modificó hacia la parte próxima a las banquetas.

Todas las muestras obtenidas fueron clasificadas en el laboratorio mediante procedimientos manuales e inspección visual, tanto en húmedo como en seco y se determinó su contenido natural de agua y límites de consistencia.

La resistencia al esfuerzo cortante se determinó mediante diferentes ensayos, como son: sobre la muestra, aplicando una veleta miniatura, corte directo no drenado, compresión simple, compresión triaxial no drenada en arcillas y compresión triaxial consolidada no drenada en suelos granulares o intermedios.

La compresibilidad y la expansibilidad se estudiaron mediante ensaysos de consolidación normal y de expansibilidad, estos últimos reproduciendo el proceso de cargas y descargas a que está sujeto el suelo a través del proceso de construcción y después de él.

## 2) Estabilidad de los Taludes

El análisis de la estabilidad de taludes se realizó en excavaciones a cielo abierto, considerando superficies de deslizamiento de forma cilíndrica, revisándose por desplazamiento horizontal a lo largo de superficies aproximadamente planas. (figura 5). Para estimar la resistencia al corte de las arcillas después de varios estudios realizados, en base a experiencia previa, se decidió adoptar el criterio del esfuerzo de fluencia plástica obtenido en pruebas de corte directo no drenado con carga controlada.

Apoyándose en los criterios anteriores, se realizó el análisis de estabilidad de taludes para las profundidades de proyecto obtenién-  
./.



dose los siguientes resultados:

a) El factor de seguridad contra falla por deslizamiento lateral de los taludes, considerando la presencia de una grieta en el hombro varió entre 1.10 y 1.15.

b) El análisis bidimensional de una superficie cilíndrica profunda y que pasa por el fondo de la excavación, produjo factores de seguridad que variaron entre 0.9 y 1.0.

Ante estas condiciones críticas obtenidas para la estabilidad de los taludes, se buscó que el área de las excavaciones se mantuviera lo más cerca posible a la forma cuadrada, con objeto de convertir el problema de la estabilidad en un caso tridimensional.

La aplicación de estos criterios dió resultados satisfactorios, sin embargo, en algunos puntos se produjeron condiciones muy locales de inestabilidad de los taludes debido a que el constructor tuvo que separarse de las especificaciones establecidas por limitaciones de espacio o por interferencias con instalaciones municipales. Cada uno de estos problemas, aportó alguna experiencia que ha contribuido a confirmar que se tuvo que trabajar en condiciones críticas de estabilidad, muy cercanas a la falla.

./.

3) Estabilidad del Fondo de las Excavaciones

Este análisis se efectuó para excavaciones realizadas entre muros - ademe.

La falla del fondo de las excavaciones ocurre cuando la arcilla que las subyace no tiene la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos originados por el desequilibrio de presiones que se crea entre el interior y el exterior de la excavación.

El método de análisis adoptado después de varios estudios fue el de Bjerrum y Eide tomando para la resistencia al corte los valores obtenidos de las pruebas de corte directo no drenado con ruptura por carga controlada.

Según los análisis realizados, los factores de seguridad contra falla de fondo variaron generalmente entre 1.10 y 1.25, observándose un comportamiento satisfactorio de las excavaciones.

4) Empuje de Tierras

Para el análisis estructural de los muros - ademe, se establecieron dos condiciones bajo las cuales el suelo empuja sobre ellos: - La inicial, que corresponde a la etapa de excavación del bloque de

./.

suelo entre muros y, la final, a la etapa posterior a la construcción.

Para el cálculo de los empujes correspondientes a la condición inicial se consideró que antes de la colocación del primer nivel de puntales, el empuje total estaría integrado por el empuje del suelo propiamente dicho y el empuje hidrostático. Se consideró que, conforme avanza la excavación entre muros, estos tienen libertad de girar sobre un eje imaginario, longitudinal a ellos, localizado en su base, con lo cual, se desarrolla en la masa de suelo un estado de equilibrio plástico. De esta manera, el empuje del suelo que se genera bajo esa condición corresponde al empuje activo de Rankine.

Conforme continúa la excavación y el apuntalamiento entre muros, el empuje se redistribuye de tal manera que depende de la continuidad y flexibilidad de los muros. Puesto que estas condiciones no son predictibles, se aceptó, para fines del cálculo estructural, que al alcanzar la máxima profundidad de excavación, el valor total del empuje sería igual al correspondiente al activo de Rankine más el hidrostático, pero redistribuidos de acuerdo con un diagrama semejante a la envolvente propuesta por Terzaghi y Peck en 1948 para arcillas.

./.

Para el cálculo del empuje en la condición final, se supuso que el empuje total está formado por la suma del empuje hidrostático más el empuje efectivo del suelo. En el cálculo del empuje del suelo se consideró el del estado en reposo de Rankine, dado que los muros, en esta etapa, estarán restringidos de todo desplazamiento lateral por las losas de piso y techo respectivamente. Empíricamente se consideraron como coeficientes de empuje en reposo 0.5 y 0.7 para el Manto Superficial y la Formación Arcillosa Superior respectivamente.

En la figura 6 se muestran gráficamente los diagramas considerados en las dos condiciones.

## V. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

En vista del valor tan limitado de los factores de seguridad contra deslizamiento de los taludes y contra la falla por el fondo de las excavaciones confinadas por muros de contención laterales, se hizo necesario establecer especificaciones muy rigurosas y detalladas para el procedimiento de construcción.

Los procedimientos establecidos obedecieron, con algunas pequeñas variaciones, a los siguientes lineamientos generales.

./.

1) Abatimiento del Nivel Freático

Previamente a la excavación, se abatió el nivel freático con el -- propósito de crear en el área por excavar una sobrecarga local, - antes de proceder a la excavación. Esta sobrecarga reduce la --- magnitud de las expansiones del fondo producidas por la descarga de las arcillas al excavar. El control de las expansiones tiene el doble propósito de impedir la disminución de la resistencia al cor\_ te de la arcilla y reducir los asentamientos diferenciales que se - presenten por recuperación de las expansiones al volver a cargar el terreno con el peso de la estructura.

Al mismo tiempo, el abatimiento sirvió para eliminar el flujo de - agua hacia el interior de la excavación y, con ello, eliminar las - fuerzas de filtración que tienden a favorecer la falla y a disminuir considerablemente los factores de seguridad que se tienen contra - la falla de fondo y estabilidad de taludes, ya de por sí bastante pe\_ queños.

El bombeo se hizo con pozos profundos de 30 cm de diámetro me- diante bombas de tipo eyector instalados dentro de un tubo metáli- co de 10 cm de diámetro. Se instalaron, en el caso de excavacio-- nes a cielo abierto, dos hileras de pozos a lo largo del pie de am\_ ./.

dos taludes a una distancia de 6 m entre cada pozo (ver figura 7). En el caso de excavaciones entre muros ademe se instalaron pozos sobre el eje del Metro a una distancia de 6 m entre ellos.

Tratándose de suelos de baja permeabilidad, el abatimiento del nivel freático requirió de la aplicación de la electrósmosis a fin de acelerar el flujo de agua.

## 2) Excavaciones

### a) Excavaciones a Cielo Abierto

Una vez logrado el abatimiento del nivel freático hasta una profundidad de 12 m se procedió a hacer la excavación. El avance se especificó realizarlo en tramos de 6 m de longitud debiendo proceder se de inmediato al colado del concreto de la losa antes de continuar con la excavación en el tramo siguiente, lo cual tuvo dos objetivos mantener las dimensiones de la excavación de manera que el área descubierta en el fondo permaneciera siempre con una forma aproximadamente cuadrada para garantizar un comportamiento tridimensional de la excavación y reducir la magnitud de las expansiones producidas por la descarga de la arcilla, puesto que el área es pequeña y el tiempo que permanece descargada es corto.

./.

El colado de los muros, el de la losa superior del cajón, la suspensión del bombeo, la colocación del relleno de los taludes y la restitución del pavimento fueron operaciones que se realizaron en forma sucesiva, manteniendo así un avance continuo de la construcción de todas sus etapas.

En la figura 7 se muestra la secuela antes mencionada.

b) Excavaciones con Muros - Ademe

Previo al abatimiento del nivel freático, se construyeron los muros con el sistema que consiste en excavar una zanja con un cucharón de almeja provisto de una barra guía como se muestra en la figura 8 , estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el concreto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa colocación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento de saloja al lodo bentonítico y se forman así los muros laterales del cajón.

Una vez colados los muros y abatido el nivel freático, se procedió a excavar hasta una profundidad aproximada de 2.5 m y a este nivel, se colocaron los primeros puntales, separados entre sí a una distancia de 5 m.

./.

La excavación prosiguió hasta alcanzar el segundo nivel de apuntalamiento que se encuentra aproximadamente a la mitad de la profundidad total de la excavación y, una vez instalados los puntales correspondientes a ese nivel, se prosiguió hasta alcanzar la última línea de puntales para, colocados éstos, seguir excavando hasta alcanzar la máxima profundidad de la excavación.

Concluida la excavación se retiraron los puntales del nivel intermedio y se procedió a colar la losa inferior del cajón. Tanto la excavación como el colado se realizaron en tramos de 5 m de longitud.

En todos los casos se especificó que el tiempo transcurrido entre la terminación de la excavación y el colado de la losa de fondo no debería exceder nunca de 36 horas.

En seguida se procedió al colado de los elementos estructurales faltantes y a la colocación de los rellenos correspondientes y la restitución del pavimento en la calle.

En la figura 9 se muestra la secuela antes mencionada.

## VI. MOVIMIENTOS DURANTE Y DESPUES DE LA EXCAVACION

El comportamiento de la estructura del Metro ha sido ./.  
- - -



en general satisfactorio. Los movimientos de expansión y recuperación producidos durante la construcción han sido menores de 20 cm en los tramos construídos a cielo abierto y de 15 cm en los tramos construídos con Muro - Ademe.

A continuación se tratará el comportamiento de algunas estaciones del Metro, representativas del comportamiento general del mismo.

1) Estación Hospital General

Esta estación quedó sobrecompensada en 1.5 ton/m<sup>2</sup>. La excavación llegó a 10 m de profundidad. El abatimiento y el proceso de excavación fueron diseñados para provocar, durante la construcción expansiones de magnitud igual a las provistas a largo plazo.

El comportamiento de la estructura fue el esperado, se produjeron durante la excavación, expansiones de 7 cm y durante la construcción de la estructura, 5 cm, lo cual hace un total de 12 cm magnitud bastante aproximada al valor final estimado con lo cual no se han producido expansiones posteriores a la construcción (ver figura 10).

2) Estación Pino Suárez

Esta estación se localiza en terrenos fuera de las calles de circun-  
./.

lación, por lo que se consideró que podría aprovecharse como la cimentación de un conjunto de edificios, disminuyendo en todo lo posible las dimensiones de los elementos estructurales de la cimentación y empleando elementos metálicos en la superestructura, para lograr un conjunto lo más ligero posible y obtener así el máximo de pisos en los edificios.

Se logró una compensación total con un conjunto de dos edificios de 13 pisos y tres de 20 pisos.

Después de construída la estación, que constituye la cimentación de los edificios, y hecho el montaje de los mismos, se han presentado asentamientos máximos de 1 cm, valor que se considera bastante aceptable.

### 3) Estación Zócalo

Esta estación se localiza sobre la calle Oriente de la Plaza de la Constitución.

La estación quedó sobrecompensada en  $1.95 \text{ ton/m}^2$ . Dado que se tenía una sobrecompensación relativamente alta, se hizo una excavación preliminar en la totalidad de la estación hasta 5.50 m, induciendo con ello una descarga en un área muy grande (aproximada-

./.

mente 30 x 150 m) con objeto de generar gran parte de las expansiones estimadas a largo plazo. Asimismo, las longitudes de avance de la excavación fueron de 11.0 m. El abatimiento del nivel freático se hizo hasta la mínima profundidad requerida para trabajar un seco y evitar que las fuerzas de filtración disminuyeran los factores de seguridad que se tenían contra falla de fondo y estabilidad de taludes.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes: Durante la construcción de la estación, se produjeron expansiones del orden de 12 cm. Una vez colocado el relleno superior y el pavimento, la estación empezó a manifestar asentamientos, alcanzando un máximo de 3 cm (ver figura 11). Esto nos indica que las expansiones provocadas durante la excavación fueron ligeramente mayores que las necesarias para mantener la estación sin movimientos apreciables después de la construcción.

4) Efectos de la Construcción del Metro en Estructuras Vecinas

a) Palacio Nacional

Desde su construcción, el Palacio Nacional ha venido sufriendo una serie de asentamientos diferenciales que han causado agrietamiento.  
./.

tos de muros y arcos, motivados por diferentes causas, entre - -  
otras: un subsuelo de diferente compresibilidad entre una y otra  
zona del área ocupada por la estructura, motivada por la historia  
de cargas en el predio, diferencias de carga importantes entre las  
fajas construídas y los patios sin carga, la adición de un cuarto -  
piso entre los años 1928 y 1932 y, agregado a todo esto, la acción  
de los sismos y del hundimiento general del Valle.

Al iniciar la construcción de la Estación Zócalo, los efectos inevita  
bles de la deformación del suelo motivados por la descarga del -  
terreno al excavar, acentuaron los movimientos diferenciales que -  
venían produciéndose con anterioridad y que seguramente continuar  
rán en el futuro, mientras no se detenga el hundimiento general -  
del Valle.

Las nivelaciones afectadas indicaron que se produjeron asentamienta  
tos del cuerpo principal del Palacio que varían en magnitud, desde  
unos 2 cm hasta un máximo de 9 cm, desde la iniciación de la exca  
vación de la estación, hasta la puesta en operación del Metro. -  
El máximo asentamiento diferencial registrado fue de 5.5 cm entre  
el muro de la fachada principal y la hilera de columnas paralelas  
a éste, según puede apreciarse en la figura 12, el período crítico

./.

en lo que respecta a asentamientos de la estructura, es el que co rrespondió a la excavación y construcción de la estación, obser-- vándose que una vez colada la losa de techo, el movimiento se ha ce despreciable.

Tales movimientos dieron por resultado la apertura de una se-- rie de grietas ya existentes y algunas otras nuevas, principalmente en la unión entre el cuerpo principal del Palacio, frente a la - Plaza de la Constitución y los cuerpos que llegan perpendicular--- mente a él. Daños verdaderamente insignificantes si se comparan con los sufridos en el pasado.

b) Catedral Metropolitana

La Catedral Metropolitana, al igual que el Palacio Nacional, por - su considerable peso, ha tenido una larga historia de hundimientos debidos a la irregular compresibilidad del subsuelo donde se asienta, proveniente ésta de la diferente distribución e importancia de - las presiones que descargaban las construcciones aztecas.

La construcción de la Línea 2 del Metro en el tramo vecino a la - Catedral, se emprendió sin ignorar su historia de hundimientos y los daños que manifestaba. Se dictaron especificaciones rigurosas de construcción de este tramo, tendientes a evitar al máximo el -  
./.

agrandar esos daños.

Los movimientos que se presentaron fueron mínimos e insignificantes debido, principalmente, a la rapidez de construcción y al acatamiento riguroso, durante la obra, de las especificaciones de construcción. Cabe hacer notar que las características de la excavación en este tramo fueron diferentes a las de la Estación Zócalo, de ahí las diferencias en el comportamiento de estructuras vecinas.

5) Conclusión

Como conclusión puede mencionarse que el comportamiento de las estructuras del Metro ha sido satisfactorio en todos los casos. Los movimientos que se han presentado han sido los esperados o menores a ellos y los daños ocasionados a estructuras vecinas fueron pequeños o nulos, ameritando sólo, en los casos más graves, hacer resanes después de la construcción.

JTS/mml.

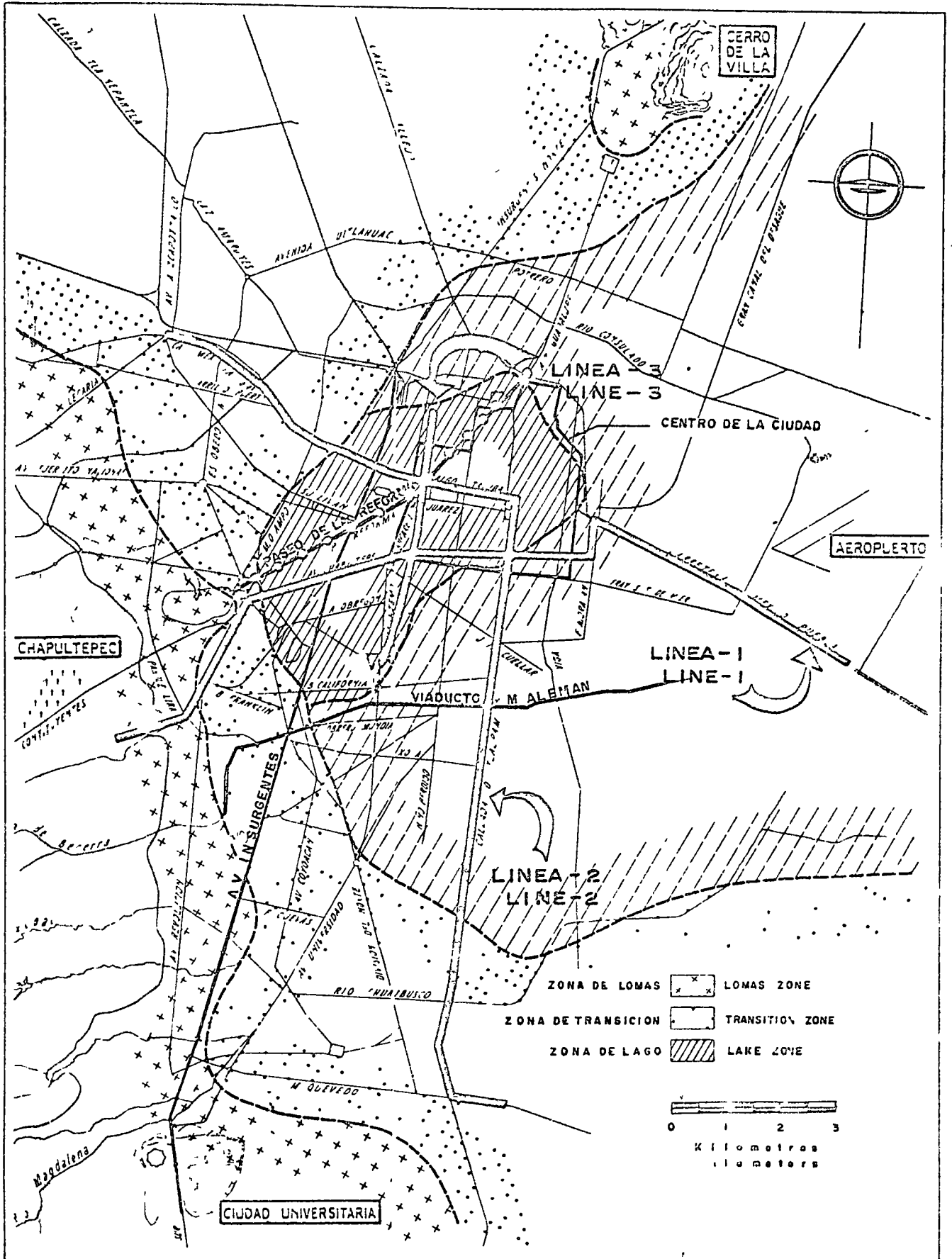


Fig 1 Zonificación estratigráfica de la ciudad de México

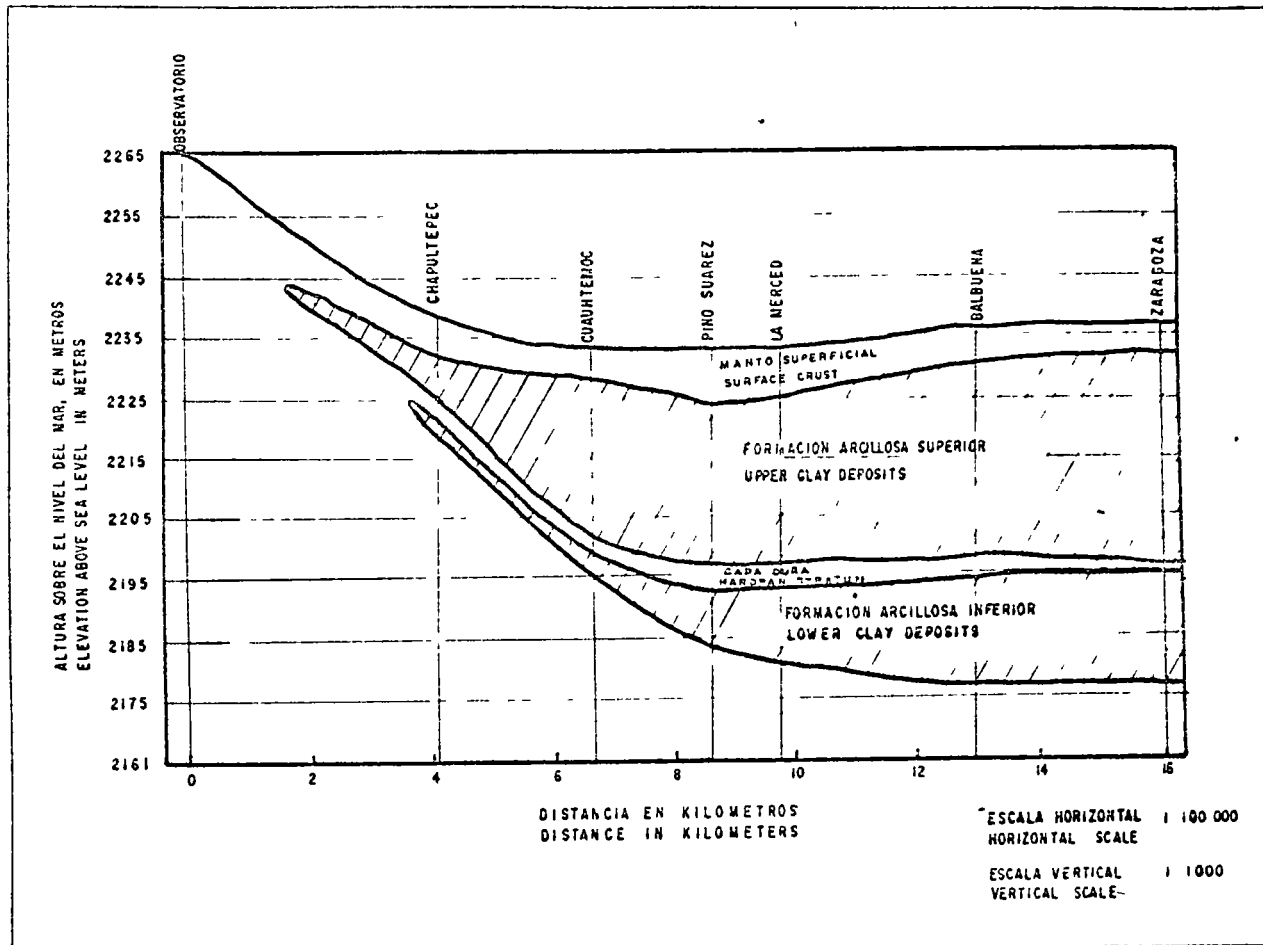


Fig 2 Perfil estratigrafico simplificado a lo largo de la Linea 1



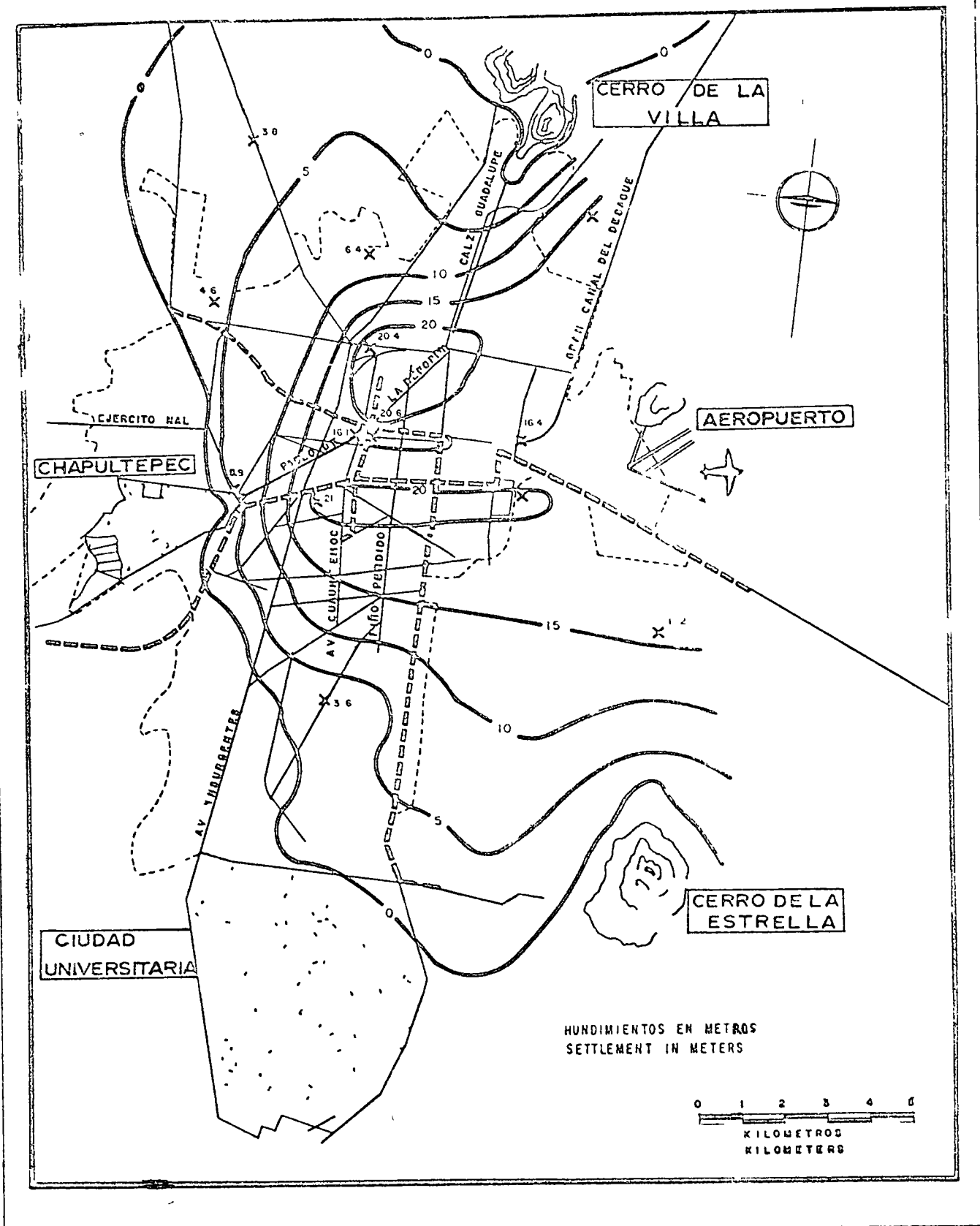
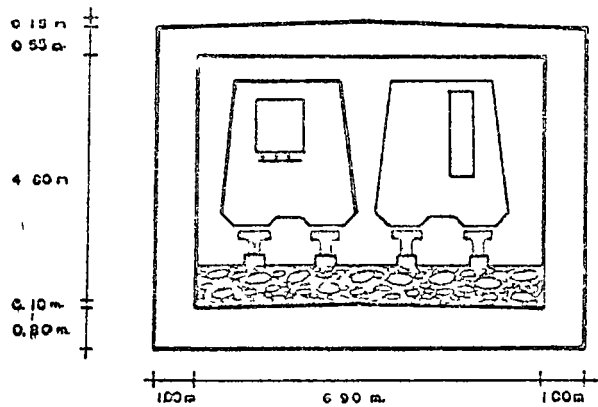
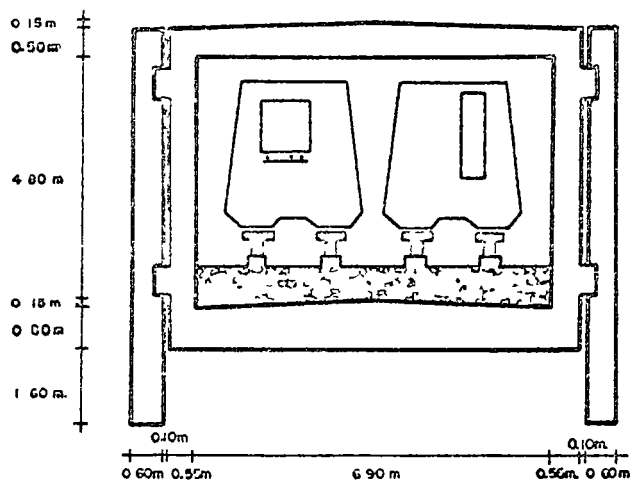


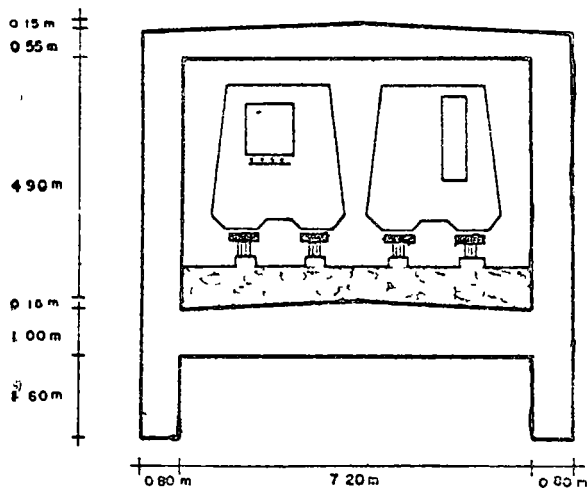
Fig 3 Predicción de hundimientos futuros



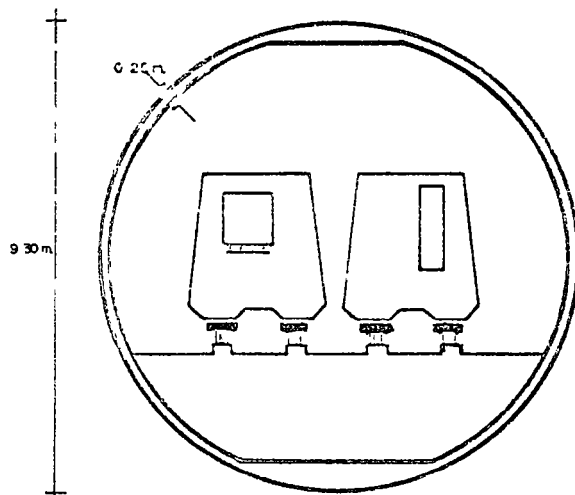
a) CAJON CONSTRUIDO A CIELO ABIERTO  
STRUCTURE BUILT IN OPEN-PIT EXCAVATION



b) CAJON CONSTRUIDO EN LOS Muros ADEME  
STRUCTURE BUILT BY THE CAST-IN-SITU WALLS  
METHOD



c) CAJON CONSTRUIDO CON MUROS-ADEME INTEGRADOS  
A LA ESTRUCTURA  
SOLUTION WITH CAST-IN-SITU WALLS INTEGRATED TO  
THE STRUCTURE



d) TUNEL CON ESCUDO  
SHIELD TUNNEL

Fig 4 Secciones transversales de las estructuras

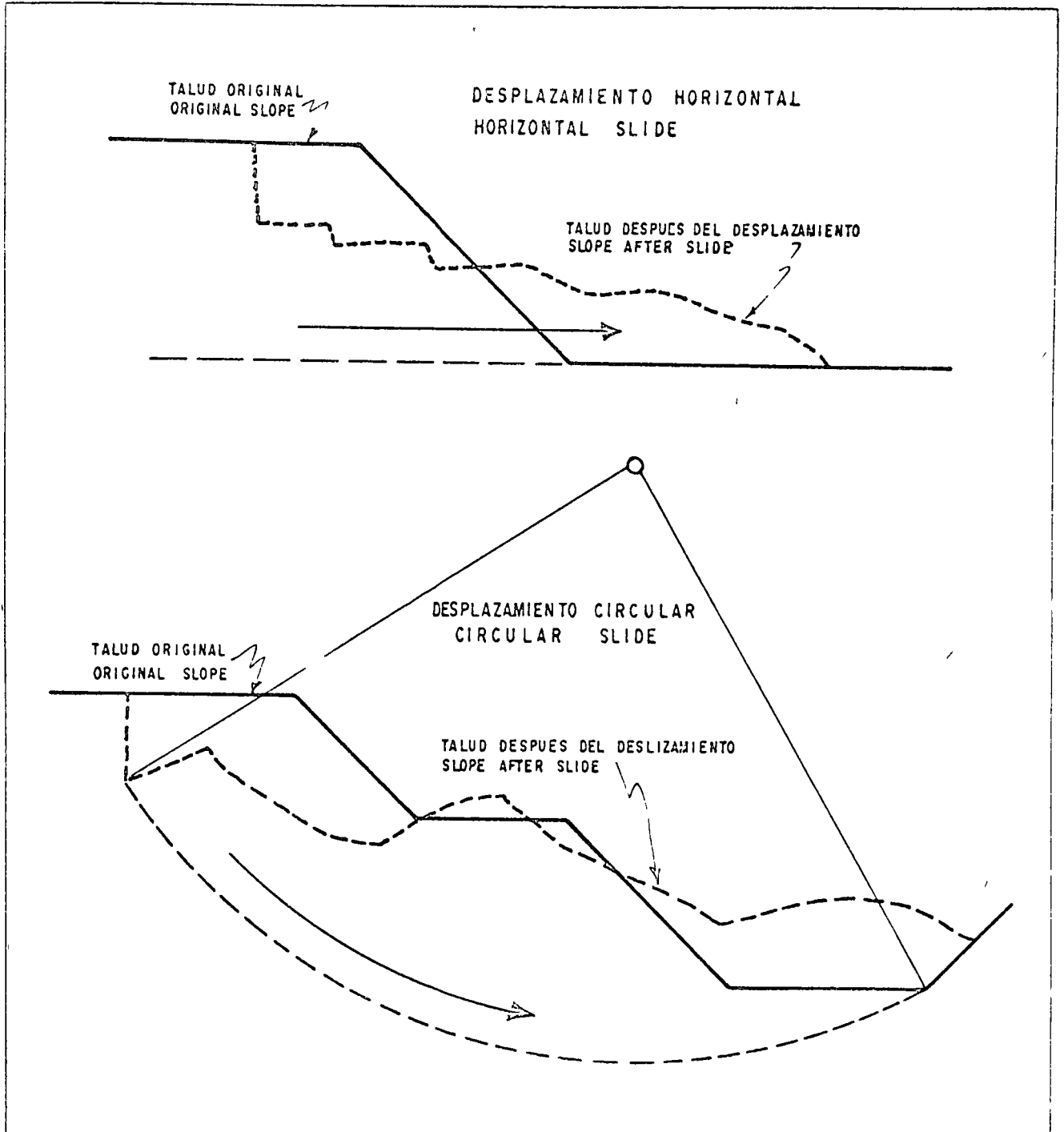


Fig 5 Formas típicas observadas en deslizamiento de taludes

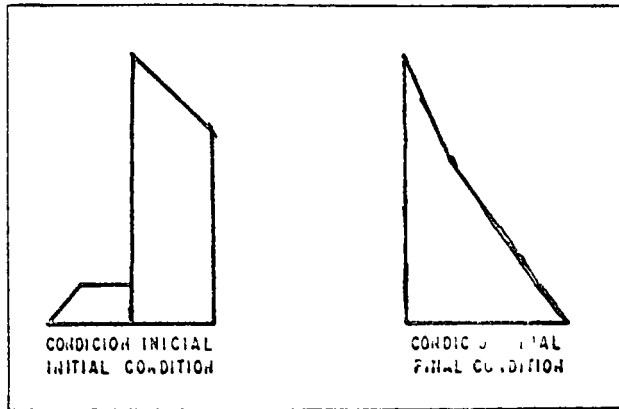


Fig 6 Diagramas de empuje de terras

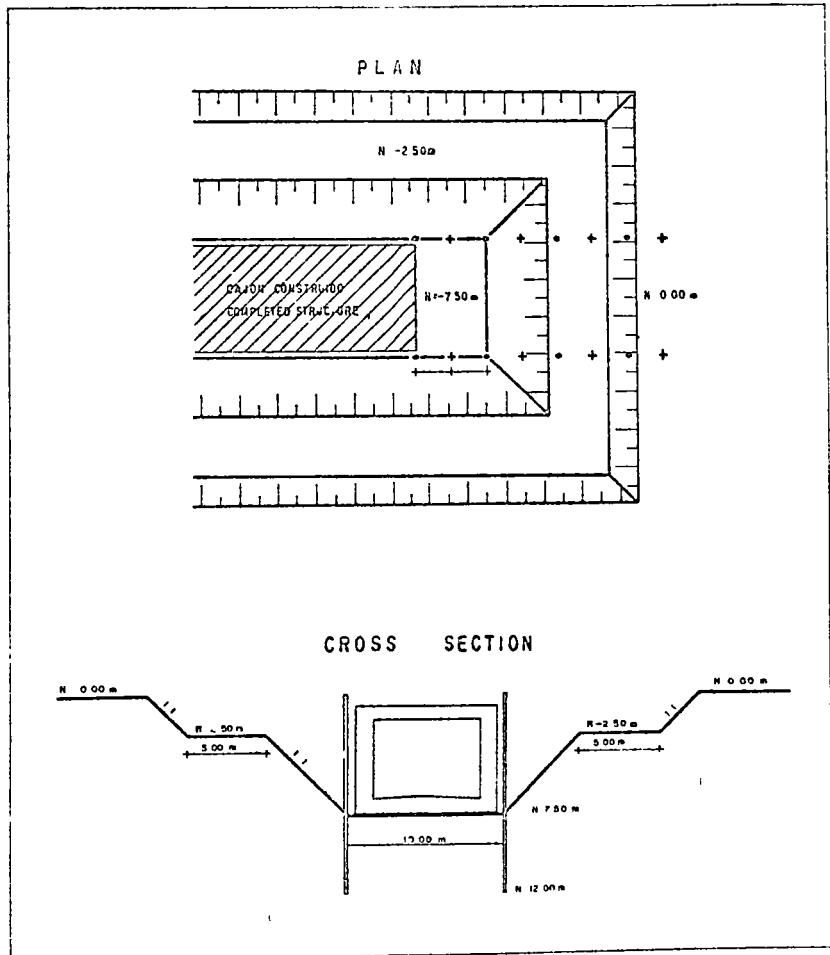


Fig 7 Procedimiento de construcción a ciclo abierto

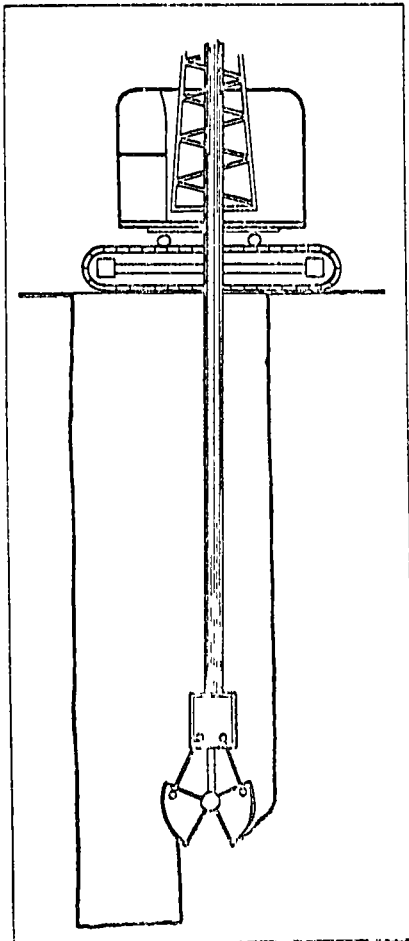


Fig 8 Cuchara de alambre pulida empleada en la excavación de zanjas para muros colados in situ

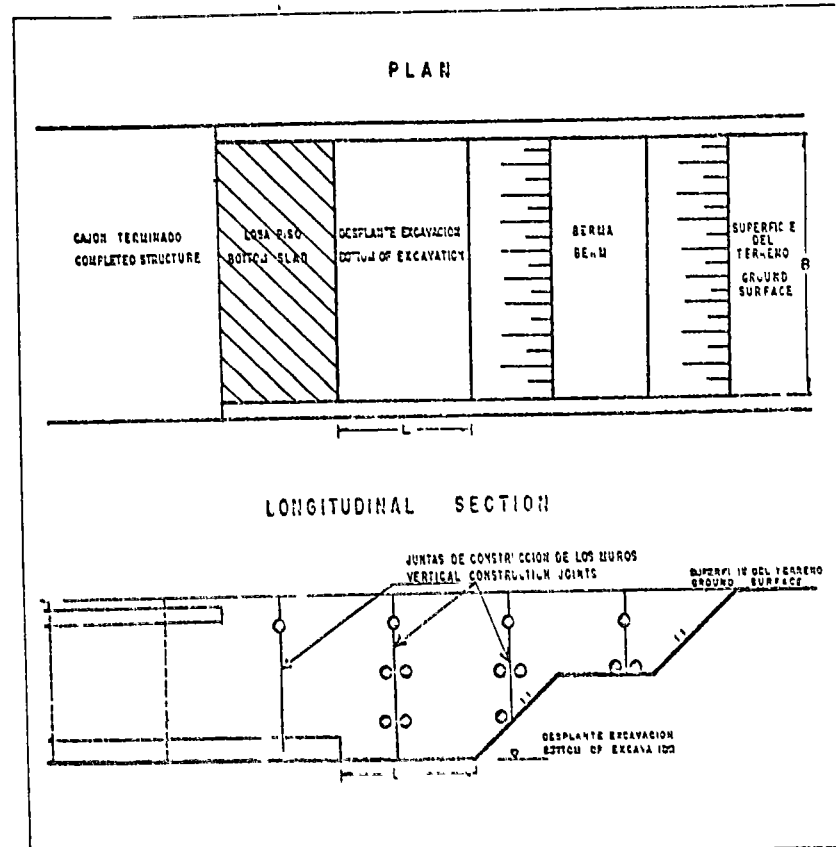
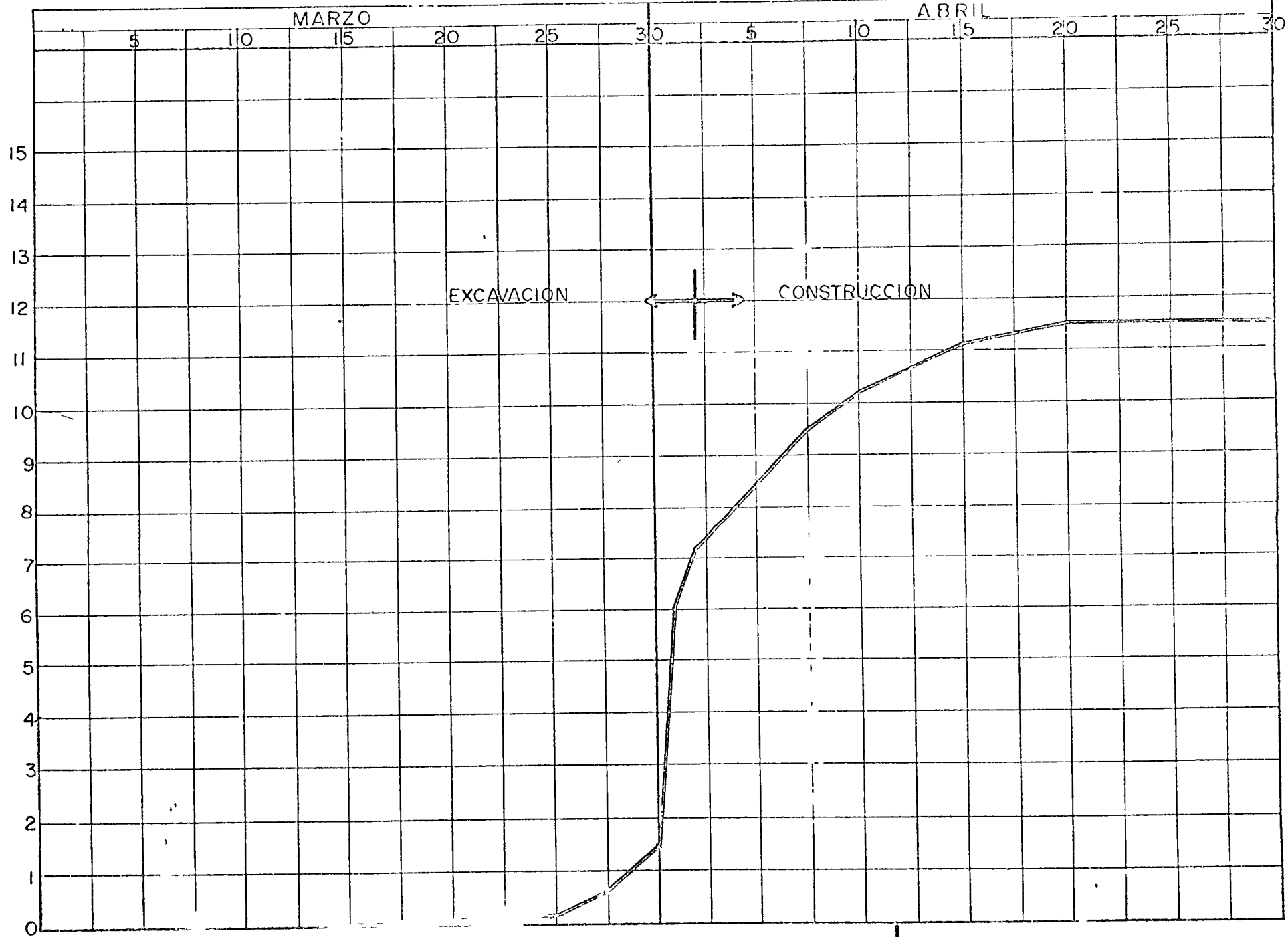


Fig 9 Procedimiento de construcción con muros

MOVIMIENTOS , en centímetros



PROF EXCAVACION = 780 m

ESTACION HOSPITAL GENERAL

MOVIMIENTOS - TIEMPO

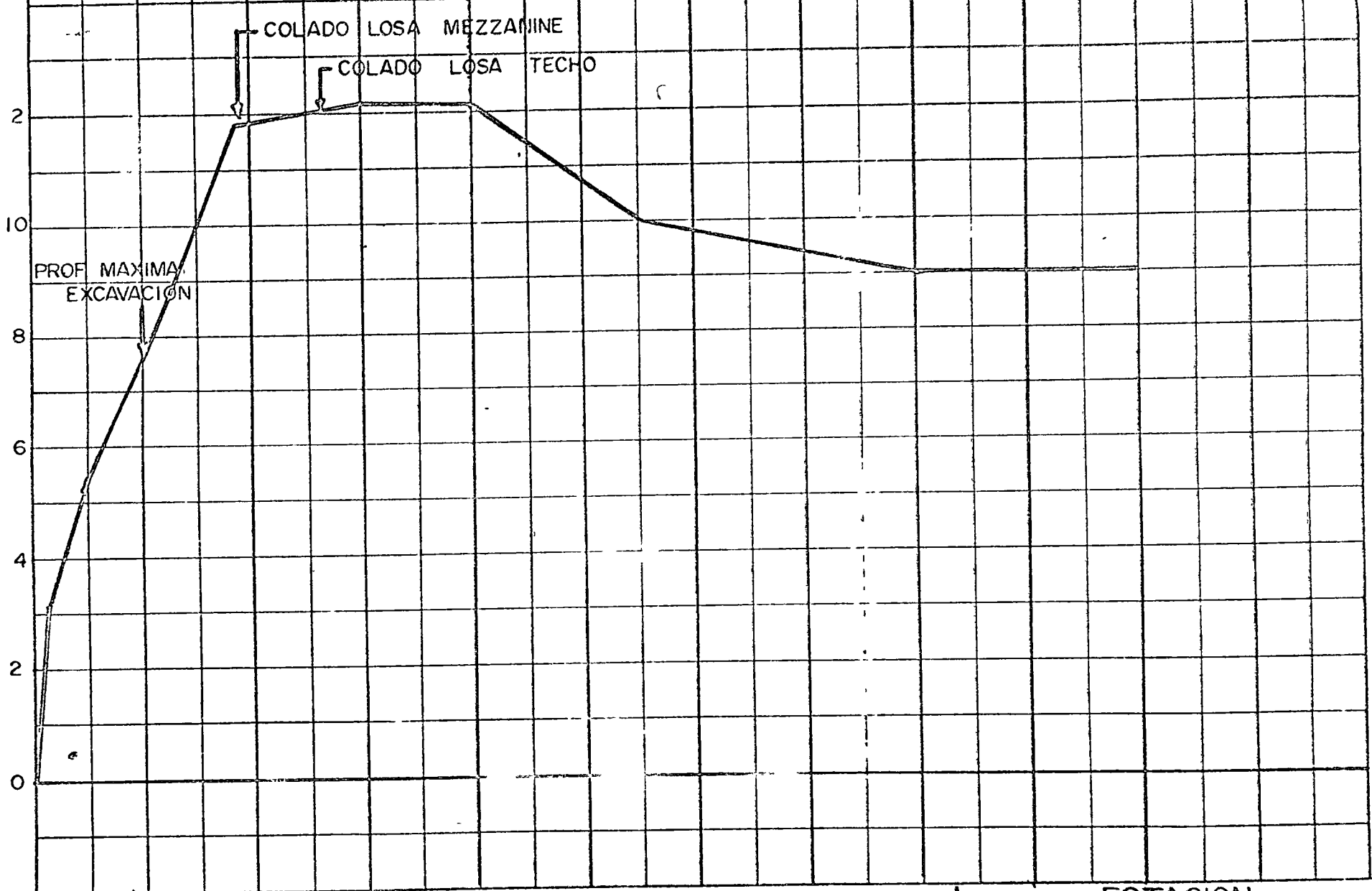
Se Incló en

Fig 10

53

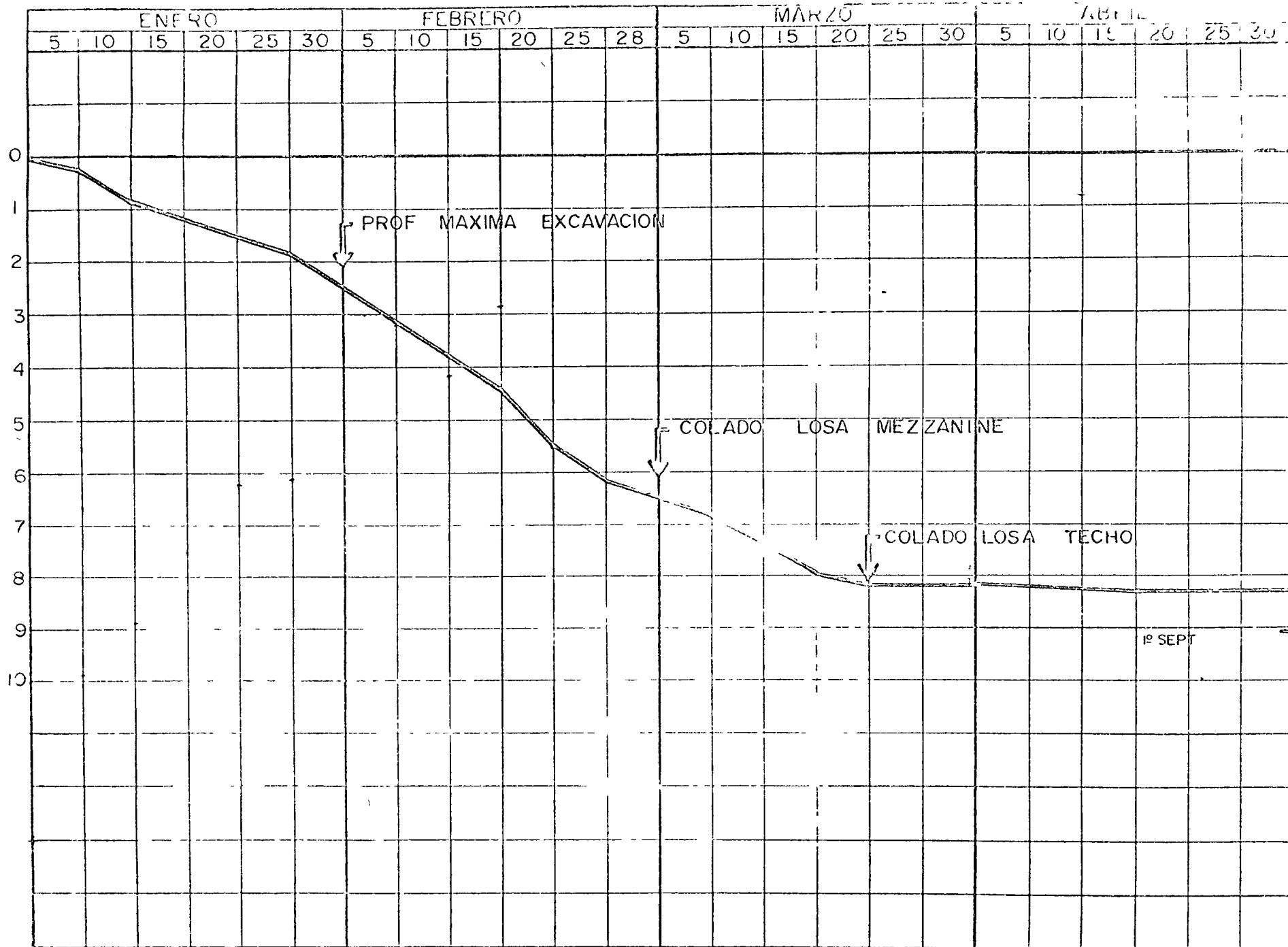
ENE FEB MAR ABRIL MAYO JUNIO JULIO AGOSTO SEPT OCT NOV DIC

MOVIMIENTOS , en centímetros



ESTACION  
PALACIO NACIONAL  
MOVIMIENTOS - TIEMPO  
Se inició en 1961

39



# PALACIO NACIONAL

MOVIMIENTOS - TIEMPO

Se inició en

FIG 12



CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONESP R O G R A M A

<u>T E M A</u>	<u>P R O F E S O R E S</u>	<u>D I A</u>	<u>H O R A</u>
1. Tipos de cimientos, sus aplicaciones, factores que determinan su elección y su comportamiento	ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ	Lunes 15 de Nov.	19 a 20 30 hs.
2. Capacidad de carga: teorías generales, la prueba de penetración, pruebas de carga	DR. DANIEL RESENDIZ NUÑEZ	Lunes 15 de Nov. Miérc. 17 de Nov.	20 30 a 22 hs. 19 a 20 30 hs.
3. Asentamiento			
a) Causas de asentamiento y su evaluación. Sismo, saturación y licuación	ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU	Miérc. 17 de Nov.	20 30 a 22 hs.
b) Suelos expansivos. Evaluación de expansiones	ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU	Vier. 19 de Nov.	19 a 20 30 hs.
4. Cimentaciones superficiales			
a) Zapatas, losas y cajones	ING. GUILLERMO SPRINGALL C. ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS	Vier. 19 de Nov. Lunes 22 de Nov. Lunes 22 de Nov.	20 30 a 22 hs. 19 a 20 30 hs. 20 30 a 22 hs.
b) Abatimiento del nivel freático	ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ	Miérc. 24 de Nov.	19 a 20 30 hs.
c) Inyecciones			
d) Estabilidad	DR. DANIEL RESENDIZ NUÑEZ	Miérc. 24 de Nov.	20 30 a 22 hs.
e) Empuje lateral		Vier. 26 de Nov.	19 a 20 30 hs.
f) Expansiones y asentamientos	ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU	Vier. 26 de Nov.	20 30 a 22 hs.
5. Cimentaciones profundas			
a) Cimentaciones con pilotes	DR. PABLO GIRAULT	Lunes 29 de Nov. Lunes 29 de Nov.	19 a 20 30 hs. 20 30 a 22 hs.

TEMA	PROFESORES	DIA	HORA
b) Cimentaciones con pilas	ING. JUAN JOSE CORREA RACHO	Miérc. 1o. de Dic.	19 a 20.30 hs.
c) Cimentaciones con cilindros	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ	Miérc. 1o. de Dic.	20.30 a 22 hs.
6. Tratamiento de cimentaciones	ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ	Viernes 3 de Dic.	19 a 20:30 hs.
7. Criterios de diseño estructural de cimentaciones			
a) Zapatas aisladas o corridas	ING. CARLOS MARTINEZ	Viernes 3 de Dic.	20.30 a 22 hs.
b) Losas nervuradas	DR. ARMANDO FLORES VICTORIA	Lunes 6 de Dic.	19 a 20:30 hs.
c) Pilotes y pilas	ING. CARLOS MARTINEZ		
8. Influencia del hundimiento de la Ciudad de México en el comportamiento de las cimentaciones	DR. RAUL J. MARSAL CORDOBA	Lunes 6 de Dic. Miérc. 8 de Dic. Miérc. 8 de Dic.	20.30 a 22 hs. 19 a 20:30 hs. 20.30 a 22 hs.
9. Experiencias en el diseño y la construcción del Metro			
a) Planteamientos generales	ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ	Viernes 10 de Dic.	19 a 20 30 hs.
b) Diseño estructural	ING. FERNANDO RAMIRO LALANA	Viernes 10 de Dic.	20:30 a 22 hs.
c) Excavaciones-expansiones, asentamientos	ING. JOSE TINAJERO SAENZ	Lunes 13 de Dic.	19 a 20 30 hs.

México, D. F., a 11 de noviembre de 1971

RELACION DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. JOSE LUIS AGUILAR MORENO Hermanos Muñoz No. 133 Fraccionamiento Kennedy León, Gto.	CONSTRUCTORA AMERICANA, S. A. Colón No. 104 León, Gto. Tel. 3-13-91
2. ING. MANUEL ALVARADO ESCALANTE Félix Parra No. 182-1 Col. San José Insurgentes México, D. F.	CONSTRUCCIONES ORGANIZADAS, S. A. Juanacatlán No. 147-206 México, D. F. Tel. 5-15-39-99
3. ING. OVIDIO BOTELLA CAMPOS Fuente de las Pirámides No. 292 Lomas de Tecamachalco México 10, D. F. Tel. 5-89-11-83	TECNICOS ASOCIADOS, S. A. Av. Juárez No. 157-105 México 1, D. F. Tel: 5-46-12-75 y 5-46-53-66
4. ING. JOSE MANUEL CAMPOS PIÑA Palenque No. 672 Col. Vertiz-Narvarte México 13, D. F. Tel: 5-59-0751	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín No. 265 Col. Nochebuena México 19, D. F. Tel. 5-63-37-00
5. ING. AGUSTIN CARDENAS BARO Planta Infiernillo No. 36 Col. Electra Tlanepantla, Edo. de México Tel. 5-97-19-90	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 5o. piso México, D. F. Tel. 5-25-92-20 Ext. 2066
6. ING. JOSE CASTRO ORVAÑANOS Jazmin No. 62 Km. 18 1/2 Carretera al Desierto de Los Leones México 20, D. F. Tel. 5-48-81-77	CONSTRUCCIONES ORGANIZADAS, S. A. Juanacatlán No. 147-206 Col. Condesa México 11, D. F. Tel. 5-15-39-99 y 5-16-31-97
7. SR. SERGIO CEBALLOS BRAVO Oriente 51 No. 218 Col. Iztaccihuatl México 13, D. F. Tel. 5-79-00-36	DESPACHO DEL ING. JOSE CHEREM H. Blvd. Manuel Avila Camacho No. 40-511 Naucalpan, Edo. de México Tel. 5-76-39-33
8. ING. JOSE JAVIER CASTELLO Y RIVADENEYRA Calle del Gral. Zuazua No. 46 Col. Tacubaya México 18, D. F. Tel. 5-15-91-42	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Av. Universidad y Xola México, D. F. Tel. 5-19-65-93 y 5-19-27-70

RELACION DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

9. ING. MARIO ANTONIO CERVANTES Y ELIAS  
Norte 89A No. 476  
Col. Electricista  
México, D. F.
10. ING. RAFAEL DIAZ PEREZ  
Av. Universidad 1900 Ed. 24-201  
Altillo Universidad  
México, D. F.  
Tel. 5-48-92-86
11. ING. ANTONO ECHEVERRIA GARCIA  
2a. Cerrada Calle 10 No. 226  
Col. Granjas San Antonio  
México 13, D. F.
12. ING. LUIS FELIPE EGUIA RAMOS  
Gobernador Melchor Muzquiz No. 20-1  
Col. San Miguel Chapultepec  
México, D. F.  
Tel. 5-16-47-58
13. ING. JORGE ESPINOSA GONZALEZ  
Concepción Beistegui No. 1709  
Col. del Valle  
México 12, D. F.  
Tel. 5-23-48-61
14. ING. DIEGO FERNANDEZ BAILLET  
Dr. Navarro No. 90-9  
Col. de los Doctores  
México 7, D. F.  
5-78-83-78
15. ING. JORGE FLORES OCHOA  
Patricio Sanz No. 408-602  
Col. del Valle  
México 12, D. F.
16. ING. ALEJANDRO GROENEWOLD GONZALEZ  
Presa Don Martín No. 138  
México 10, D. F.  
Tel. 5-57-12-73 y 5-57-14-73
- CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A.  
Av. Melchor Ocampo No. 171  
Col. Anáhuca  
México, D. F.  
Tel. 18-00-80 Ext. 159
- CIMSA - CIMENTACIONES, S. A. de C. V.  
Insurgentes Sur No. 1877-103  
México 20, D. F.  
Tel. 5-48-00-38
- ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION  
Paseo de la Reforma No. 2165  
Lomas de Chapultepec  
México 10, D. F.  
Tel. 5-70-11-55
- PETROLEOS MEXICANOS  
Av. Marina Nacional No. 329  
México, D. F.  
Tel. 5-31-63-21
- CONSTRUCCIONES Y CONDOMINIOS  
MEXICANOS, S. A.  
Av. Universidad No. 771-103  
México, D. F.  
Tel. 5-75-00-98 y 5-75-21-55
- DISEÑOS DE INGENIERIA CIVIL, A.P.  
Georgia No. 112-201  
Col. Nápoles  
México 18, D. F.  
Tel. 5-43-38-16
- STAG, S. A.  
Patricio Sanz No. 33-102  
Col. del Valle  
México 12, D. F.  
Tel. 5-43-43-50
- PILOTES DE CONCRETO, S. A.  
Río Amur No. 13 3er. piso  
México 5, D. F.  
Tel. 5-46-62-12 y 5-46-62-05

RELACION DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
17. ING. MOISES GONZALEZ AMBRIZ Romero de Terreros No. 1362 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel. 5-36-09-96	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A. Av. Melchor Ocampo No. 171 5o. piso México 17, D. F. Tel. 5-35-16-66 y 5-46-55-52
18. SR. VICTOR MANUEL GONZALEZ DAVILA Cerrada de Hidalgo No. 21 Tlalpan México 22, D. F. Tel. 5-73-33-32 y 73	BCO. NAL. DE OBRAS Y SERV. PUBLICOS Insurgentes Norte No. 423 México, D. F. Tel. 5-83-14-37
19. ING. FERNANDO GUZMAN GODOY Olivar de los Padres No. 746 México, D. F. Tel. 5-48-04-55	DESPACHO GUZMAN GODOY Liverpool No. 108-402 Col. Juárez México 6, D. F. Tel. 5-14-14-69
20. ING. BENJAMIN GONZALEZ HERNANDEZ Calle Zinc Num. 266-13 Col. Valle Gómez México 2, D. F.	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION Paseo de la Reforma No. 2165 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel. 5-70-11-55
21. ING. JAIME GRIMALDI OSORIO Pinal del Río No. 224 Zacatenco México, D. F. Tel. 5-86-12-40	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A. Melchor Ocampo No. 171 México, D. F. Tel. 5-46-55-46
22. ING. JAVIER HERNANDEZ UTRILLA Silvestre Revueltas No. 10 Circuito Músicos Cd. Satélite, Edo. de México	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín No. 265 México 19, D. F. Tel. 5-63-37-00
23. ING. JULIO HOYOS ELIZONDO Calle Lino No. 21 Col. Las Palmas Tacubaya México 18, D. F. Tel. 5-16-82-68	CONSTRUCTORA HOD'ISA, S. A. de C. V. Av. Amsterdam No. 14-301 México, D. F. 5-28-53-97
24. ING. MIGUEL ANGEL JIMENEZ LOZANO Playa Manzanillo No. 542-201 México, D. F. Tel. 5-39-07-11	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 México 10, D. F. Tel. 5-20-27-58

RELACION DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25. ING. FEDERICO WALTER LIEBIG FRAUSTO Cerro de la Carbonera No. 142 Col. Campestre Churubusco México, D. F. Tel. 5-48-30-43	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S. <sup>A</sup> Av. Melchor Ocampo No. 171 Col. Anáhuac México, D. F. Tel. 5-18-00-80 Ext. 159
26. ING. FELIPE LOPEZ AGUILAR Fco. de Ibarra No. 17 Circuito Fundadores Cd. Satélite, Edo. de México	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México, D. F. Tel. 5-31-22-21
27. ING. SALVADOR MEDINA RIVERO Av. Revolución No. 314-403 México, D. F.	INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO Insurgentes Sur No. 1846 México, D. F. Tel. 5-24-14-32 y 5-34-88-04
28. ING. JESUS MENDOZA RIVAS Calle Rafael Angel de la Peña 122 Col. Obrera México 8, D. F.	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION Paseo de la Reforma No. 2165 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel. 5-70-11-55
29. ING. SERGIO MENESES RUBIRA Hda. de Santana y Lobos No. 74 Bosques de Echeagaray, Edo. de México	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION Paseo de la Reforma No. 2165 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel. 5-70-11-55
30. ING. CLAUDIO C. MERRIFIELD Mar Blanco No. 93 Col. Popotla México, D. F. Tel. 5-27-45-97	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Av. Fernando No. 268 9o. piso Col. Alamos México, D. F. Tel. 5-38-04-54
31. ING. JOSE CARLOS MORA VAZQUEZ Niño Perdido No. 782-6 Col. Postal México 13, D. F.	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION Paseo de la Reforma No. 2165 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel. 5-70-11-55
32. ING. ALEJANDRO MUÑOZ DIAZ Playa Miramar No. 568 Col. Reforma Iztaccihuatl México 13, D. F. Tel. 5-39-76-55	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Av. Fernando No. 268 México, D. F. Tel. 5-38-04-54

RELACION DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

33. ING. JORGE PAYAN DOUGLAS  
Cerro del Chiquhuíte No. 202  
Col. Campestre Churubusco  
México 21, D. F.  
Tel. 5-49-54-52
34. ING. IGNACIO PEDROZA SERRANO  
Sn Francisco No. 1814-c  
México, D. F.  
Tel. 5-30-44-58
35. ING. JOSE FCO. PONCE CORDOVA  
Calle Sur 77 No. 254 Depto. 1  
Col. Sinatel  
México 13, D. F.
36. SR. GABRIEL RAMIREZ URIBE  
Av. 515 No. 179  
Unidad San Juan de Aragón  
México, D. F.
37. SR. FIDEL SALDAÑA GOMEZ  
Miami No. 39  
Col. Nápoles  
México 18, D. F.  
Tel. 5-36-37-00
38. ING. HECTOR SANCHEZ RIOS  
Dragón No. 85-3  
Col. Prado Churubusco  
México, D. F.  
Tel. 5-41-28-39
39. ING. SALOMON D. SEDANO LICONA  
Gral. Mariano Salas No. 229  
México, D. F.  
Tel. 5-77-40-22
40. ING. RACIEL SOSA ESCARBAN  
Calle Boleo No. 25  
México 2, D. F.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
Ródano No. 14  
Col. Cuauhtémoc  
México, D. F.  
Tel. 5-25-92-20 Ext. 2167
- CIA. CONSTRUCTORA EVEREST, S. A.  
Cumbres Acultzingo No. 67-101  
México, D. F.  
Tel. 5-30-05-15
- ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION  
Paseo de la Reforma No. 2165  
Lomas de Chapultepec  
México 10, D. F.  
Tel. 5-70-11-55
- ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION  
Paseo de la Reforma No. 2165  
Lomas de Chapultepec  
México 10, D. F.  
Tel. 5-70-11-55
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
Augusto Rodín No. 265  
México 19, D. F.  
Tel. 5-63-37-00
- CONSTRUCTORA INTERNACIONAL  
LATINO AMERICANA  
Av. Chapultepec No. 230 4o. piso  
México, D. F.  
Tel. 5-11-40-03
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
Augusto Rodín No. 265  
México, D. F.  
Tel. 5-63-37-00
- ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION  
Paseo de la Reforma No. 2165  
Lomas de Chapultepec  
México 10, D. F.  
Tel. 5-70-11-55

# RELACION DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

## NOMBRE Y DIRECCION

## EMPRESA Y DIRECCION

41. ING. ENRIQUE SOTO REBOULEN  
Cerro de Macuiltepec No. 291-3  
Col. Campestre Churubusco  
México, D. F.  
Tel. 5-44-36-13

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS  
Av. Universidad y Xola  
México, D. F.  
Tel. 5-19-37-27

42. ING. JOSE LUIS TERAN PEREZ  
U. Habitacional Morelos  
Edif. Jamaica C-26 Int. 102  
Col. de los Doctores  
México, D. F.  
Tel. 5-88-06-32

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
Sierra Gorda No. 23  
México 10, D. F.  
Tel. 5-20-27-58

43. ARQ. JULIO TRUJILLO GARCIA  
Cerrada F. C. Interoceánico No. 17  
México 2, D. F.  
Tel. 5-26-53-98

INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL  
Zacatenco  
México, D. F.  
Tel. 5-86-28-05

44. ING. PEDRO URZUA RODRIGUEZ  
Playa Copacabana No. 127  
Col. Marte  
México 13, D. F.  
Tel. 5-79-65-87

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS  
Av. Fernando No. 268 9o. piso  
Col. Alamos  
México 8, D. F.  
Tel. 5-19-27-18

45. ING. JUAN ANGEL VAZQUEZ URIBE  
Av. Taxqueña No. 1464  
Col. Campestre Churubusco  
México 21, D. F.  
Tel. 5-49-81-13

CONSTRUCCIONES CONDUCCIONES  
Y PAVIMENTOS, S. A.  
Minería No. 145  
Col. Escandón  
México 18, D. F.  
Tel. 5-16-04-60 Ext. 165

46. ING. JOSE YUSEFF SAAB  
Pestalozzi No. 430  
México, D. F.  
Tel. 5-43-97-55

EMPRESAS EIFFEL, S. A.  
Leibnitz No. 14-703 y 704  
México, D. F.  
Tel. 5-33-69-54