

TRABAJO PRACTICO N° 8.  
CIMENTACIONES DE POSTES Y COLUMNAS  
 =====  
SOMETIDOS A MOMENTO DE VUELCO.  
 =====

Preparada por los  
 Ings.: E. Redolfi  
 R. Terzariol

I. Introducción.

I.1.- Generalidades.-

Las fundaciones para postes y soportes de líneas aéreas de transmisión de energía eléctrica - como para elementos de similares características - sometidas a esfuerzos adicionales horizontales, tienen particularidades tanto en su diseño como en su cálculo.

Las peculiaridades de estas fundaciones, se advierten en los siguientes aspectos:

1.- Los soportes o postes, a más de su peso propio, están sometidos a fuerzas horizontales provocadas: por el tiro en los conductores y por el empuje del viento en conductores y soportes.

Las magnitudes de esfuerzos horizontales generalmente vienen fijadas por prescripciones oficiales o se encuentran determinadas en distintos reglamentos.

En punto de aplicación se encuentra generalmente a una altura relativamente grande del suelo, ejerciendo sobre la fundación un momento de importancia que debe ser resistido.

2.- Como el peso propio de conductores y soporte es relativamente pequeño frente a las restantes cargas, las fundaciones se ven sometidas a menudo a esfuerzos de tracción, empujes y rotación alrededor de un eje horizontal.

3.- Mientras que en otras obras se procura fundamentalmente evitar asentamientos, las fundaciones para soportes deben ser proyectadas y dimensionadas de forma tal que el soporte no sufra, en su posición vertical, inclinaciones de tal magnitud que puedan provocar un peligroso aumento de la flecha de los conductores.

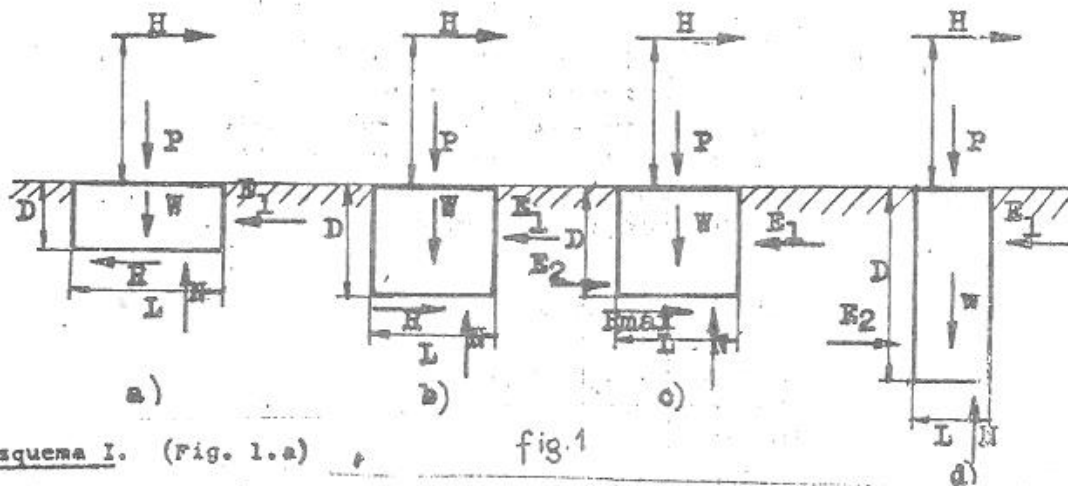
4.- Las fundaciones de soportes son cuerpos relativamente pequeños que deben ser construidos sin grandes preparativos y por medios simples. La determinación de las características del terreno, necesarias para el cálculo deben poder hacerse en el lugar, en forma simple y rápida, pues en la práctica, resulta complicado ensayar el terreno en cada piquete a lo largo de una línea. Solo en casos excepcionales se procede a hacer un examen más detallado de las características del suelo.

Por lo apuntado precedentemente, los cálculos en que participan valores referidos a la naturaleza del suelo, estarán afectados de cierta inexactitud por lo que no resulta conveniente complicar con precisiones exageradas los cálculos de las fundaciones.

I.2.- Esquemas resistentes.

El análisis de los fenómenos que se producen en el suelo en el momento en que el esfuerzo horizontal adquiere su valor máximo, permite constatar que el esquema resistente depende netamente de la profundidad y forma de la fundación.

Pueden distinguirse 4 esquemas de trabajo como se ve en la figura N° 1.



Esquema I. (Fig. 1.a)

fig. 1

Corresponde al esquema de trabajo de una fundación superficial sometida a una resultante oblicua excéntrica. Las reacciones de suelo sobre las paredes laterales son despreciables, reaccionando a la fuerza horizontal  $H$ , principalmente, la resistencia a lo largo de la superficie de la base del bloque ( $R$ ).

Esto ocurre para relación:  $\frac{L}{D} > 2$

Esquema II. (fig. 1.b)

Bajo la acción de las fuerzas vertical y horizontal la fundación tiende a girar alrededor de un eje que se encuentra bajo la base  $e$  en la misma. Como consecuencia la pared comprime el terreno provocando una reacción del mismo ( $E_1$ ) con lo que la base tiende a movilizarse en sentido contrario a la  $H$ , lo cual cambia el sentido de " $R$ ", quedando ahora la ecuación de equilibrio de las fuerzas horizontales.

$$H = E_1 - R$$

El límite de este esquema resistente está dado cuando el  $R$  toma su valor último, compatible con la resistencia friccional entre bloque y suelo:

$$P_{\max} = N \cdot \operatorname{tg} \delta + S \cdot a$$

$N$  = carga vertical total.

$\delta$  = ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón.

$a$  = adherencia.

$S$  = Superficie de contacto.

Esquema III. (Fig. 1.c)

Superado el valor de  $R_{m\acute{a}x}$  el eje de rotaci3n del sistema sube del plano de base. Como consecuencia de ello, tambi3n sobre la otra pared aparece una reacci3n del terreno ( $E_2$ ).

La condici3n de equilibrio l3mite a la traslaci3n horizontal resulta por lo tanto; (siendo  $E_2$  la nueva reacci3n)

$$H = E_1 - R_{m\acute{a}x} - E_2$$

Evidentemente para que sea posible entrar en esta 3ª fase caracterizada por la aparici3n de  $E_2$ , es necesario que la fundaci3n sea lo suficientemente profunda, de modo que  $E_1$  pueda tomar un valor importante, y pueda consentir el corrimiento de la fundaci3n en el sentido opuesto sin rotura del terreno superficial.

De otra manera al crecer  $H$ , la  $E_1$  llega a su valor 3ltimo, el terreno lateral fluye, y se produce por lo tanto el corrimiento de la fundaci3n hacia la direcci3n de  $H$ . Es evidente que la altura del bloque es determinante para el equilibrio 3ltimo.

Los esquemas resistentes II y III se presentan cuando:

$$0.5 < \frac{L}{D} < 2.0$$

Esquema IV. (Fig. 1.d)

Este esquema corresponde al caso del pilote corto, que supone que la base del pozo no colabora en el equilibrio de las fuerzas horizontales y es, por lo tanto  $R \approx 0$ . Podemos considerar que este caso es para:

$$\frac{L}{D} < 0.5$$

II.- M3todo de bases o zapatas sometidas a esfuerzo normal y momentos en dos direcciones. (Esquema I).

Cuando las cimentaciones de los postes o soportes tienen una superficie de apoyo apreciable con relaci3n a la profundidad, podemos decir que nos encontramos en el Esquema resistente I. Se emplea este esquema cuando por cualquier motivo, no se asigna al suelo una colaboraci3n lateral importante.

En general, se considera a la cimentaci3n formada por una zapata o losa empotrada en un fuste en el cual se introduce y ancla el poste.

Las cargas verticales se integran por el peso del poste, de cables, crucetas, y aisladores ( $G_1$ ); de la fundaci3n ( $G_2$ ); de peso del suelo colocado encima de la losa ( $G_3$ ) (fig. 2).

El caso m3s general es considerar una zapata con carga vertical y momentos en dos direcciones, por lo que el problema resulta de gran complejidad. Sin embargo ha sido resuelto de forma completa por varios auto-

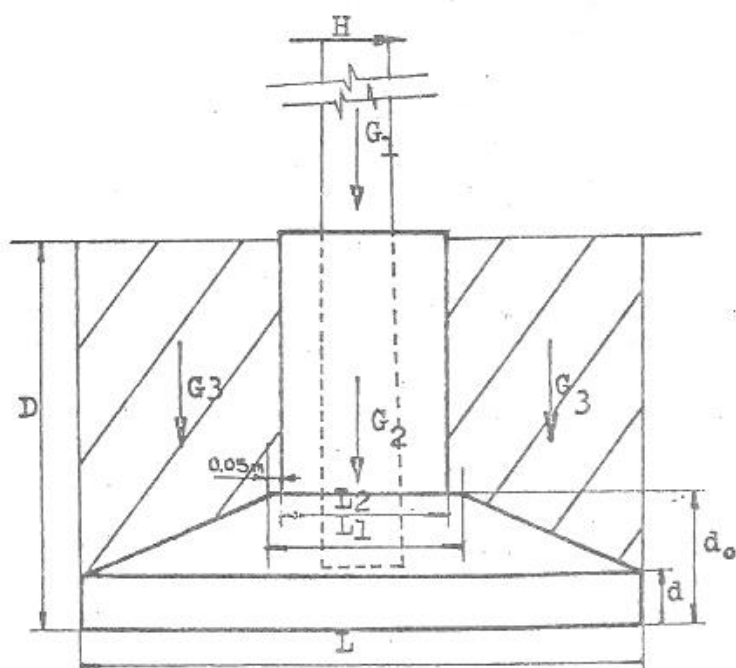


fig. 2

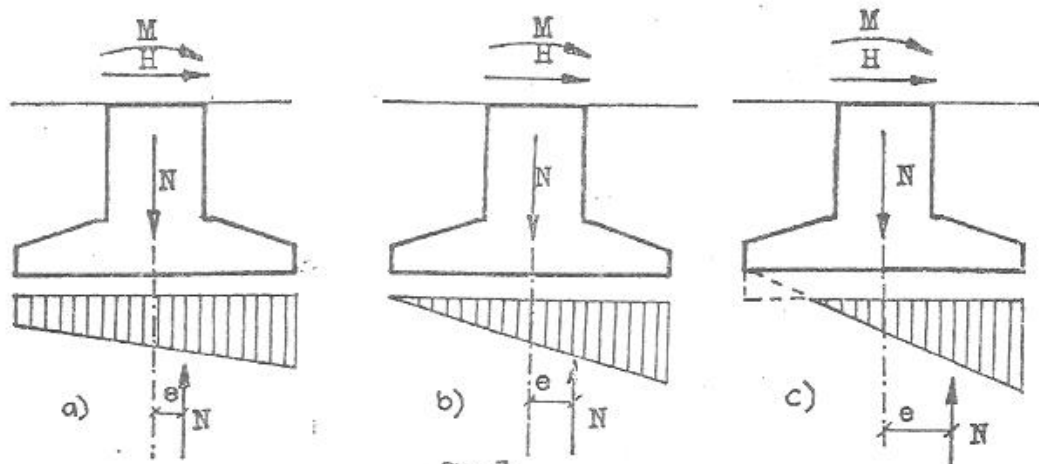
res. En este apunte presentaremos la resolución del problema utilizando los ábacos H.J. Plack, además se adjuntan la bibliografía, donde se pueden encontrar otros métodos, como el de Pelh, Mahn, Beton Kalender, etc. ←

#### II.1.- Determinación de la tensión Máxima en el terreno.

Como se ha visto, la distribución real de presiones y asentamientos en el terreno es muy variable, según la rigidez de la zapata y el tipo de terreno. Esta variabilidad en la forma de distribución de presiones y asentamientos, puede simplificarse sin excesivo error, en zapatas aisladas utilizando para su cálculo y estudio un diagrama de distribución de presiones lineal, en tanto que para cimentar zapatas continuas o plateas, esta simplificación puede conducir a errores importantes.

La resultante de las fuerzas verticales ( $N$ ) y las horizontales (viento y tiro de cables) ( $H$ ) actuantes pasa, como es lógico, alejada del centro de gravedad de la superficie de apoyo de la cimentación.

El diagrama de presiones sobre el suelo tendría entonces una distribución lineal y no uniforme.



Según que el centro de presiones se encuentre dentro, en el borde o fuera del núcleo central, tendremos un diagrama de presiones de forma trapecial con un  $\sigma_{\text{máx}}$  y un  $\sigma_{\text{mín}}$  de igual signo (Fig. 3.a). Un diagrama de forma triangular con un  $\sigma_{\text{máx}}$  positivo y un  $\sigma_{\text{mín}}$  nulo (Fig. 3.b) o un diagrama triangular cruzado con un  $\sigma_{\text{máx}}$  positivo y un  $\sigma_{\text{mín}}$  negativo (Fig. 3.c), respectivamente.

Si alguno de los valores de las tensiones extremas, se hiciese negativo implicaría que se producen tracciones entre la zapata y el terreno.

Como en la junta de la cimentación con el suelo no pueden darse tensiones de tracción, esta limitación acota el campo de validez de la flexión compuesta.

Solo si la carga está situada dentro del núcleo central de inercia (Fig. N° 4) es aplicable la ecuación:

$$\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{mín}}} = \frac{N}{LB} \left( 1 \pm \frac{6e_1}{L} \pm \frac{6e_2}{B} \right)$$

Los valores de la excentricidad  $e_1$  y  $e_2$  (fig. N° 5), respecto a los dos ejes tienen que cumplir.

$$\frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} \leq 1$$

$$\text{siendo: } e_1 = \frac{M_1}{N} \quad e_2 = \frac{M_2}{N}$$

$$N = \sum \text{ de las fuerzas verticales} = G_1 + G_2 + G_3$$

$$M_1 = H_1 \cdot (h+D) \quad h = \text{altura de tiro}$$

$$D = \text{profundidad de la base.}$$

$$M_2 = H_2 \cdot (h+D)$$

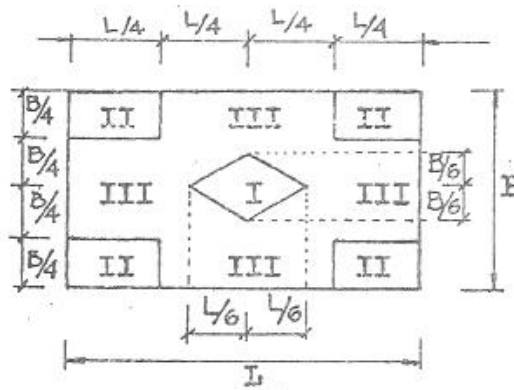


fig. 4

Cuando la carga se encuentra fuera del núcleo central de inercia, es decir cuando los valores absolutos de las excentricidades cumplan;

$$\frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} > 1$$

no es aplicable la ecuación de flexión compuesta ya que no pueden existir esfuerzos de tracción entre base y suelo. Para distintas posiciones de la carga N, cuyos excentricidades cumplan la desigualdad anterior, existirá

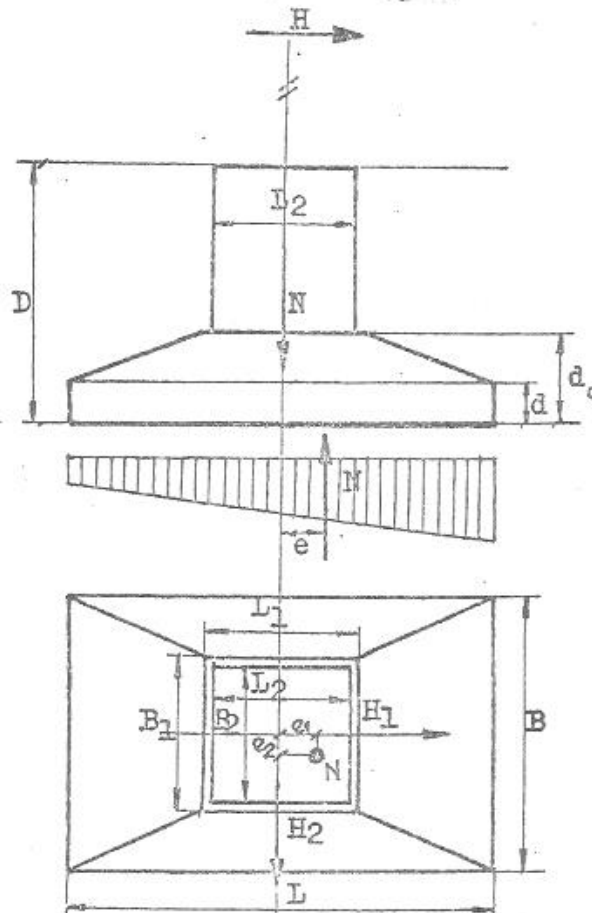


fig. 5

una zona de zapata inactiva

En consecuencia, para dimensionar la zapata, es necesario plantear el equilibrio, entre la carga  $N$  y la resultante de la "cuña" de presiones del terreno, cosa de per si compleja. Fleck ha obtenido soluciones gráficas que se dan en forma de ábacos.

Para resolver los casos posibles divide la zapata en tres zonas: (indicadas en la figura N° 4).

Zona I.

Carga dentro del núcleo central de inercia. Es aplicable la ecuación de la flexión compuesta

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{LB} \left( 1 + \frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} \right)$$

Zona II.

Las excentricidades deberán ser simultáneamente  $e_1 \geq \frac{L}{4}$  y  $e_2 \geq \frac{B}{4}$

$$N = \frac{1}{3} \left( \frac{1}{2} \cdot 4c \cdot 4d \right) \cdot \sigma_{\text{máx}}$$

La zona cargada será, como la graficada en la figura 6, de modo que el volumen de presiones, resulte igual a la carga  $N$

Siendo:  $\frac{L}{2} = e_1 + c$  ;  $\frac{B}{2} = e_2 + d$

se tiene el valor de la tensión máxima del suelo

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{3}{2} \frac{N}{(L - 2e_1)(B - 2e_2)}$$

La posición de la línea de presiones nulas queda acotada por los valores

$$4c = 2(L - 2e_1)$$

$$4d = 2(B - 2e_2)$$

Zona III.

Los valores absolutos de las excentricidades deben cumplir:

$$\frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} > 1$$

y que simultáneamente no sean;

$$e_1 \geq \frac{L}{4} \quad \text{y} \quad e_2 \geq \frac{B}{4}$$

Para el cálculo de la tensión máxima del suelo y de la posición de la línea de tensiones nulas, se dan los ábacos de las figuras 8 y 9 de

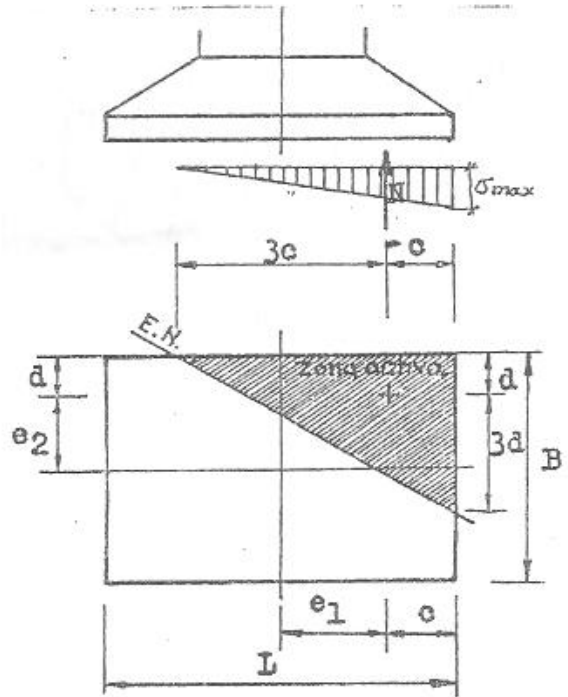


fig. 6

H.J. Flock.

Se entra en el ábaco con los valores:

$$d = \frac{e_1}{L} \quad \text{y} \quad c = \frac{e_2}{B}$$

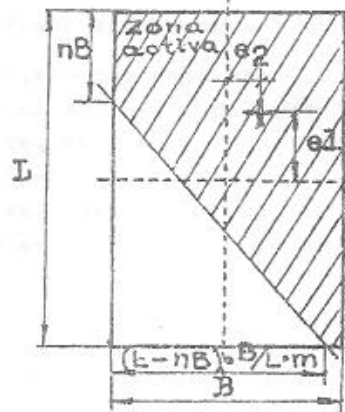


fig. 7

Valores de k

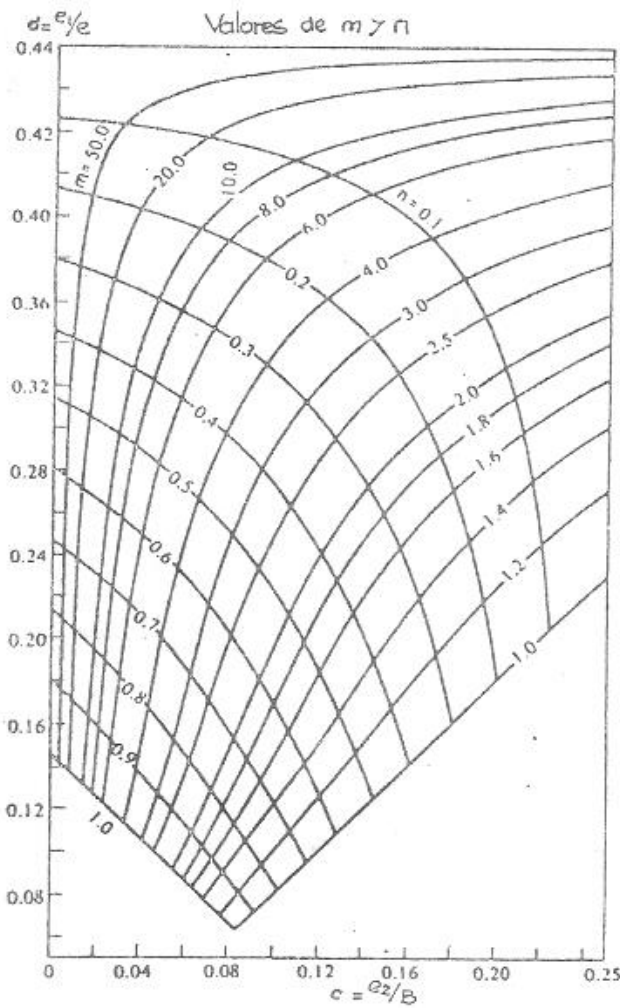


fig. 8

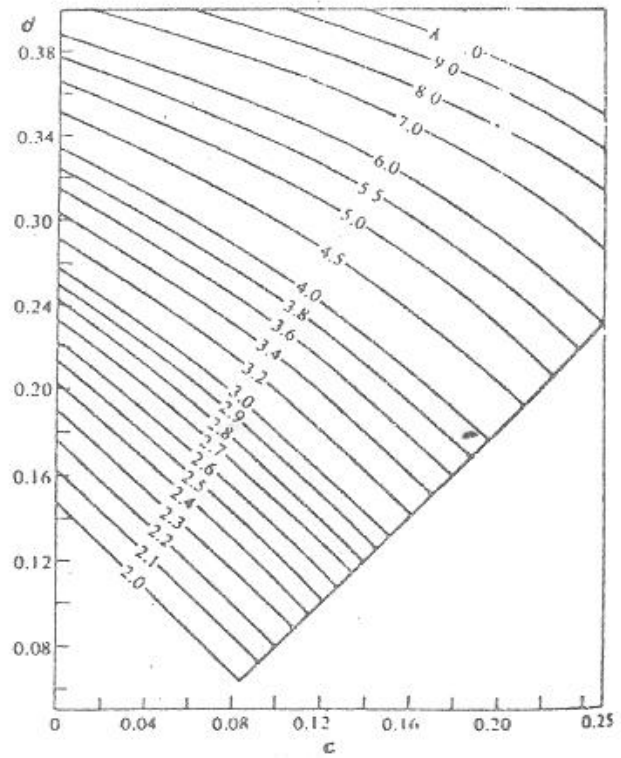


fig. 9

se obtienen los valores de m y n que fijan, conforme a la figura 7, la posición de la línea de presiones nulas.

La tensión máxima se obtiene por la fórmula:

$$\sigma_{\text{máx}} = K \frac{N}{L B}$$

siendo K los valores dados en el ábaco de la figura 9 en función de c y d. Si  $c > d$ , se utilizan los ábacos intercambiando c y d, tomando para la po



sición de la línea de tensiones nula  $m'$ , en lugar de  $m$ , siendo  $m' = m \cdot \left(\frac{L}{B}\right)$

### II.2.- Verificación del volcamiento y deslizamiento.

Ante la acción de pares volcadores es necesario verificar la seguridad al vuelco de la fundación. Tomando momentos respecto de A (Fig. 10) resulta:

$$\text{Momentos volcadores} = M + HD = H \cdot h + H \cdot D = (h+D) \cdot H = M_V$$

$$\text{Momento estabilizador} = M_E = N \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{Se debe cumplir: } \frac{M_E}{M_V} \geq 1.5$$

Así mismo ante la acción de cargas horizontales se debe verificar la seguridad al deslizamiento de la base. Para suelos sin cohesión (arenas), el coeficiente de seguridad resulta:

$$\frac{N \cdot \text{tg } \delta}{H} \geq 1.5 \quad \delta = \text{ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón.}$$

Para suelos cohesivos (arcillas) resulta:

$$\frac{a \cdot L \cdot B}{H} \geq 1.5 \quad a = \text{adherencia.}$$

Para la determinación de  $\delta$  y  $a$  se siguen los criterios utilizados en el práctico de pezos de fundación.

### II.3.- Verificación de la tensión.

Se debe cumplir que  $\sigma_{\text{máx}} \leq \sigma_{\text{adm}}$ , admitiendo algunos reglamentos que la presión admisible pueda aumentarse un 25 %:

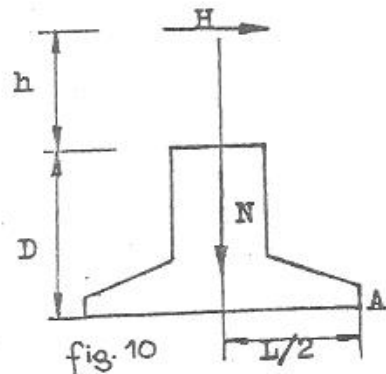
$$\sigma_{\text{tmáx}} \leq 1,25 \times \sigma_{\text{adm}}$$

siempre y cuando la presión correspondiente al centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible, y la combinación de hipótesis de carga y simultaneidad de las acciones sea francamente desfavorable para la fundación:

$$\sigma_t (\text{c. de gravedad}) \leq \sigma_{\text{adm}}$$

### II.4.- Cálculo estructural de la zapata.

Como ya se ha dicho consideramos a la losa inferior como empotrada en el fuste. Su forma de trabajo es similar al de una ménsula invertida



cargada con la reacción del terreno, trabajando a flexión.

En consecuencia, como cualquier elemento que trabaje a flexión es necesario dimensionar y armar la sección para que resista los momentos y esfuerzos cortantes que se producen.

#### II.4.1.- Disposiciones Generales.

- a) La altura total de la base se deben elegir de modo de cumplir algunas condiciones.
- Condición de rigidez (distribución uniforme de tensiones en el terreno).  $d_o \geq \frac{L - L_2}{4}$  ó  $d_o \geq \frac{B - B_2}{4}$
  - Que no resulte necesario colocar armadura de corte.
  - Que no resulte necesario colocar encofrado, para las losas.
- b) En tanto la altura del talón de base  $d \geq 15$  cm.
- c) Las dimensiones de  $L_1$  y  $B_1$ , deben ser tales que sea posible apoyar el encofrado de la columna:

$$B_1 = B_2 + 5 \text{ cm}$$

$$L_1 = L_2 + 5 \text{ cm}$$

- d) El recubrimiento de las armaduras debe ser importante y del orden de 5 a 7 cm. En general el diámetro de barras debe ser  $10 \leq \phi \leq 16$  y la separación máxima entre barras no debe superar los 20 cm, con estas disposiciones se trata de evitar fisuras excesivas de modo de prevenir la corrosión de armaduras.

#### II.4.2.- Cálculo a la flexión.

Para el cálculo a flexión se considera como sección más desfavorable la sección de referencia 1-1' de la figura 11 y se supone a la losa cargada con la tensión constante del terreno, tomando como tal el valor  $\sigma_{\text{máx}}$

$$M_{F1} = \frac{B (L - L_2)^2}{8} \times \sigma_{\text{máx}}$$

$$M_{F2} = \frac{L (B - B_2)^2}{8} \times \sigma_{\text{máx}}$$

Como puede verse en la figura 11 la sección 1 - 1' esta aliviada por el peso propio de la losa y el peso del terreno de relleno colocado encima. Por lo cual deberá tenerse en cuenta esto.

$$\sigma_t = \sigma_{\text{máx}} - \gamma H^o d_o - \gamma (D - d_o)$$

finalmente tenemos:

$$M_{F1} = \frac{B (L - L_2)^2}{8} \times \sigma_t$$

$$M_{f1} = \frac{L(B - B_2)^2}{8} \cdot \sigma_r$$

En caso de distribución de tensiones triangular o trapezoidal, puede ocurrir que el momento de cálculo debido a las tensiones del terreno ( $\sigma_1$ ) sea menor que el valor absoluto del momento de peso propio de la zapata y de las tierras que descansan sobre ella. En este caso, es necesario colocar una armadura superior capaz de soportar la diferencia de los momentos.

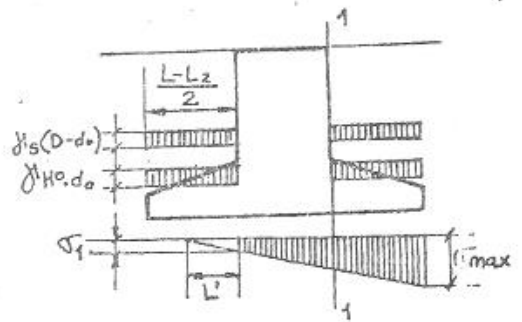


fig. 11

$$M_{f2} = \text{momento de las reacciones} = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot L^2 \cdot B \cdot \frac{1}{3} L^2 = \frac{1}{6} \sigma_1 \cdot B \cdot L^3$$

$$M_{fpp} = \text{Momentos del P, P}_0 \text{ zapata y suelo;} \\ = \left[ \delta^2 (D - d_0) + \delta_H^2 d_0 \right] \cdot \frac{(L - L_2)^2}{2} \cdot B$$

Si  $M_{f2} < M_{fpp}$  se colocará armadura en la parte superior para soportar el momento diferencia.

Los momentos así calculados son los momentos de servicio, si no se han mayorado las tensiones del terreno, para el cálculo de la sección hay que multiplicarlo por el coeficiente de ponderación ( $\gamma$ ).

#### II.4.3.- Cálculo de sección de armadura.

$$h_1 = h_2 = d_0 - 5 \text{ o } 7 \text{ cm.}$$

$$K_{01} = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{\gamma \cdot M_{f1}}{B_1 \cdot \beta_R}}} \rightarrow K_{Z1} \quad K_{02} = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{\gamma \cdot M_{f2}}{L_1 \cdot \beta_R}}} \rightarrow K_{Z2}$$

$$K_{01}; K_{02} \geq K_0^*$$

$$F_{e1} = \frac{\gamma \cdot M_{f1}}{K_{Z1} \cdot h_1 \cdot \beta_s}$$

$$F_{e2} = \frac{\gamma \cdot M_{f2}}{K_{Z2} \cdot h_1 \cdot \beta_s}$$

Si la superficie de apoyo es cuadrada, se puede repartir la armadura uniformemente y paralela a los dos lados. Si en cambio es rectangular se ubicarán según lo indicado en los cálculos correspondientes a bases rectangulares (Fráctico N° 2).

#### II.4.4.- Verificación al corte.

$$Q = \frac{L - L_2 - h_1}{2} \cdot B \cdot \sigma_c$$

siendo:

$$B' = B_1 + h_1$$

$$h_1' = \frac{(L - h_1 - L_2)(d_0 - d)}{L - L_1} + d$$

tenemos:

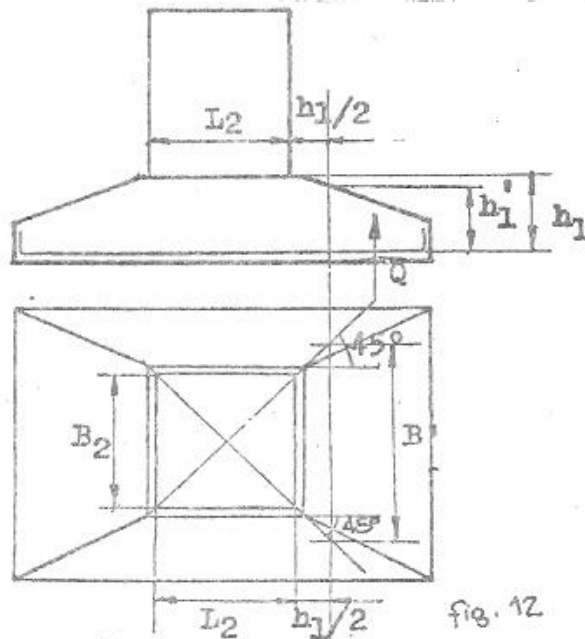
$$\sigma = \frac{Q}{0.875 h_1' \cdot B'}$$

Debe verificar que:

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$$\sigma_{adm} = 5.3 \sqrt{\sigma'_{bk}} \text{ [kPa]} ; \sigma'_{bk} = \text{[kPa]}$$



### III.- Método de cálculo considerando al suelo como un sólido elástico.

#### III.1.- Modelos elásticos.

La mecánica de Suelos estudia el comportamiento del terreno por medio de modelos matemáticos que permiten predecir las reacciones del suelo frente a las sollicitaciones inducidas.

Uno de los modelos matemáticos desarrollado con anterioridad a la aparición de la Mecánica de suelos, es el de la teoría de la Elasticidad, que habiendo nacido y crecido solo como un ejercicio intelectual, encontró aquí, como en otras ciencias, un extenso campo de aplicación.

Por definición un sólido se considera elástico cuando existe una relación biunívoca y lineal entre las tensiones y las deformaciones producidas. Como sabemos esto no se cumple casi nunca rigurosamente en los suelos. Solo basta observar las curvas tensión - deformación para verificar que difieren de una recta.

Sin embargo en gran cantidad de suelos - mucho antes de llegar al estado de rotura - es muy aproximado suponer que hay correspondencia entre deformaciones y fuerzas aplicadas. Siempre que esto se cumpla nos encontramos en un régimen elástico y éste es el sentido, en que suele utilizarse este término, en Mecánica de Suelos.

La tarea siguiente es precisar en que casos y en que condiciones estos modelos elásticos son capaces de predecir el comportamiento con suficiente aproximación. Por lo pronto para que esta teoría pueda ser válida, el suelo debe estar alejado de la rotura, es decir que debe estar sometido a un nivel de tensiones bajo.

Sin embargo, existen suelos como las arcillas normalmente consolidadas, a las que estos modelos no son aplicables, para ningún nivel de tensiones.

Podemos resumir lo precedente, que en determinadas circunstancias, algunos suelos tienen un comportamiento que en principio puede ajustarse a un modelo elástico.

El modelo más desarrollado y más simple, es el llamado semiespacio de Boussinesq. Este es elástico, homogéneo e isótropo y está limitado por un plano horizontal. Se emplea frecuentemente para calcular los esfuerzos producidos en una masa de suelo por cargas aplicadas exteriormente (Elástico: cumple con la ley de Hooke, Isótropo: sus propiedades son las mismas cualquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto, Homogéneo: sus propiedades no varían de un punto a otro.)

Sin embargo los suelos varían sus propiedades en profundidad, volviéndose más compactos, más resistentes a medida que esta aumenta. Es decir, que para simularlo por un modelo elástico habría que ir aumentando el módulo de Young con la profundidad.

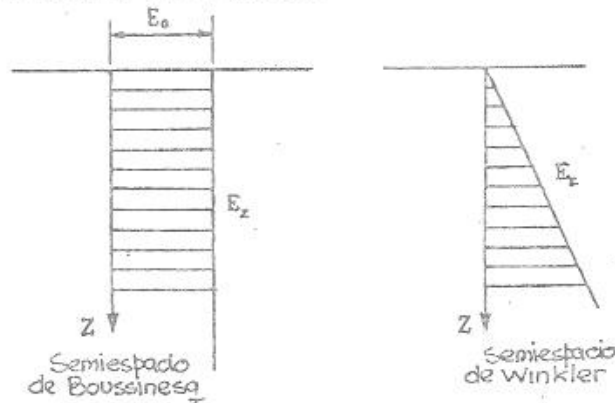


fig. 13

Cuando el módulo de Young aumenta linealmente con la profundidad y es nulo en la superficie, las hipótesis coinciden con un modelo matemático en la Mecánica de Suelos, el mismo es el denominado semi-espacio de Winkler. Este modelo parte de la premisa que las deformaciones bajo una determinada presión, son proporcionales, y dicho coeficiente de proporcionalidad se lo denomina coeficiente de balasto o Índice de compresibilidad (K).

$$\sigma = K \cdot \delta$$

$\sigma$  = presión.

$\delta$  = deformación.

Si  $\delta$  es igual a la unidad, por ejemplo: 1cm,  $\sigma = K \cdot 1\text{cm}$ . Luego  $k = \sigma/1\text{cm}$ , o sea K es la presión necesaria para deformar 1cm

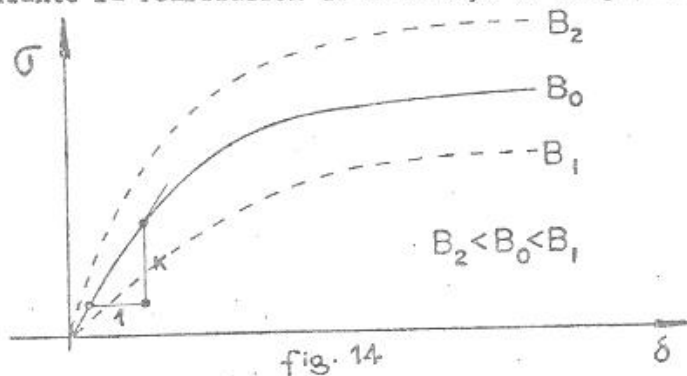


La idealización del semiespacio de Winkler la podemos hacer, imaginando al suelo compuesto por una serie de resortes, los que poseen una constante de rigidez ( $K$ ) variable con la profundidad, pero constante para una misma cota. Este modelo no considera la fricción ni la adherencia, entre estructura y suelo, y tampoco tiene en cuenta la interacción entre los resortes, o sea la resistencia al corte entre las columnas ideales de suelo que poseen un determinado coeficiente de Balasto.

Es un modelo irreal, pero por su simplicidad, ha sido muy utilizado en la resolución de problemas, que por la complejidad de los mismos resultarían inabordables mediante otros modelos teóricos. El principal problema de este planteo se presenta en la determinación de la constante de rigidez ( $K$ ) de los resortes ideales.

### III.2.- Índice de Compresibilidad ó Coeficiente de balasto

Este índice, no es otra cosa que la pendiente de un gráfico, obtenido mediante la realización de un ensayo de carga, con placa (fig. 14).



$B_0$  = ancho de la placa o de la fundación

fig. 14

K. Terzaghi en 1943, ya había hecho notar que la superficie cargada tenía influencia en los resultados. Por lo tanto se optó por uniformar el ensayo, adoptando como superficie una placa de carga de 0.30 m de lado.

Tanto Terzaghi, Vesic, como otros autores, indican que el aumento de superficie, hace disminuir el valor de " $K$ ". Este análisis es totalmente lógico ya que al aumentar la superficie cargada, aumenta el volumen de terreno afectado y por lo tanto los asentamientos serán mayores (recordar la influencia del bulbo de presiones).

Existen por lo tanto imprecisiones en este método, que no las tenemos en los modelos elásticos, ya que los parámetros  $E$  y  $\mu$ , son características que se definen constantes e independientes de factores externos, como por ejemplo el área cargada.

A pesar de todos estos inconvenientes, la sencillez del método ha desarrollado su utilización, y por lo tanto muchos problemas de la mecánica de suelos han encontrado solución teórica y análisis detallado mediante las formulaciones del espacio de Winkler, con la ayuda del coeficiente de reacción de la subrasante ( $K$ ) ó índice de compresibilidad.

#### III.2.1.- Coeficiente de Balasto para placa de 0.30 x 0.30 ( $K_{30}$ )

Este es un valor de referencia, sobre el que existen bastantes da-

tes, ya que como se explicó el mismo está normalizado en varios países (ASTM - D1194 - 57).

La forma de realizarlo es aplicar, sobre la placa de 30 cm de lado, una carga y mantenerla constante hasta que los asentamientos sean menores de 0.05 mm/hora, luego incrementar la carga un determinado valor y repetir el proceso anterior. Los incrementos de carga, suelen ser del 10 % de la carga de rotura prevista.

Los primeros valores estimativos fueron dados por K. Terzaghi en 1955, recogiendo con el tiempo los resultados publicados por otros investigadores así como por normas de diseño, tales como la DIN 1054, VDE, normas Austriaca, Suiza, etc.

Una síntesis aproximada de los mismos la tenemos en la tabla siguiente.

Tabla 1

TIPO DE SUELO	Módulo de deformación $E_0$ ( $\text{kN/m}^2 = \text{kPa}$ ).	Coefficiente de Balasto. Placa de $30 \times 30: K_{30} \text{ kN/m}^3$
** Suelo Fangoso . . . . .	1100 a 3300	5000 a 15000
* Arena seca o húmeda, suelta ( $N_{\text{spt}} 3$ a 9).	160Da 480 D	12000 a 36000
* Arena seca o húmeda, media ( $N_{\text{spt}} 9$ a 30).	480Da 1600 D	36000 a 120000
* Arena seca o húmeda, densa ( $N_{\text{spt}} 30$ a 50)	1600Da 3200 D	$1,2 \times 10^5$ a $2,4 \times 10^5$
* Grava fina con arena fina . . . . .	1070Da 1330 D	80000 a 100000
* Grava media con arena fina . . . . .	1330Da 1600 D	100000 a 120000
* Grava media con arena gruesa . . . . .	1600Da 2000 D	120000 a 150000
* Grava gruesa con arena gruesa . . . . .	2000Da 2660 D	150000 a 200000
* Grava gruesa firmemente estratificada.	2660Da 5320 D	200000 a 400000
** Arcilla blanda ( $q_u = 25$ a $50 \text{ KN/m}^2$ ).	1500 a 3000	6500 a 13000
** Arcilla Media ( $q_u = 50$ a $200 \text{ KN/m}^2$ ).	3000 a 9000	13000 a 40000
** Arcilla Compacta ( $q_u = 200$ a $400 \text{ KN/m}^2$ ).	9000 a 18000	40000 a 80000
Arcilla margosa dura ( $q_u = 400$ a $1000 \text{ KN/m}^2$ ).	18000 a 48000	80000 a 210000
Marga arenosa rígida . . . . .	48000 a 100000	210000 a 440000
Arena de miga y tesco. . . . .	50000 a 250000	$0.2$ a $1.1 \times 10^6$
Marga . . . . .	50000 a $5 \times 10^6$	$0.2$ a $22 \times 10^6$
Caliza margosa alterada . . . . .	350000 a $5 \times 10^5$	$1.5$ a $2.2 \times 10^6$
Caliza sana. . . . .	$2 \times 10^6$ a $8 \times 10^7$	$8.85$ a $360 \times 10^6$
Granito meteorizado . . . . .	70000 a $2 \times 10^7$	$0.3$ a $90 \times 10^6$
Granito sano . . . . .	$4 \times 10^6$ a $8 \times 10^7$	$17$ a $36 \times 10^6$

D = Profundidad del pezo de cimentación en metros. ( $1 \text{ Kg/cm}^3: 10000 \text{ KN/m}^3$ )

\* = Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una  $E_0$  o  $K_{30}$  igual a los de la tabla multiplicados por 0.60.

\*\* = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración. Si se consideran cargas permanentes que produzcan Q y M y ha de tener lugar la consolidación, se multiplicarán los valores  $E_0$  y  $K_{30}$  de la tabla por 0.25.

$q_u$  = Resistencia a la compresión simple.



### III.2.2.- Coefficiente de balasto para cimentaciones reales.

Terzaghi, Vesic, Broms, Rowe, etc; hacen notar que debemos tener en cuenta la variación de este coeficiente, en función de la geometría y dimensiones del bloque, frente al coeficiente obtenido como resultado de un ensayo de placa de carga (0.30x0.30). Existen en la bibliografía distintas fórmulas para esta corrección del coeficiente. Todos los análisis dan resultados satisfactorios, para elevadas sollicitaciones (próximas a la rotura) y dimensiones muy grandes de las bases o macizos de fundación, pero son conservadores, para cargas bajas, y pequeñas dimensiones. Esto se debe a que en estas últimas condiciones nuestra fundación, se asimila cada vez más a las condiciones de ensayo. Además debemos recordar que en los considerandos teóricos de las fórmulas, se estima que la fundación está uniformemente cargada.

Existen tablas del coeficiente de compresibilidad publicadas por distintas normas (DIN 1054) y autores (Sulzberger, Frölich), para el cálculo de fundaciones mediante el empleo de bloques. Comparándolos, estos valores son sensiblemente similares, a los resultados publicados por Terzaghi, Vesic, etc., para ensayos con placa de carga de 0.30 m de lado. Esto indicaría que para el caso de bloques de fundación no sería necesario afectar de correcciones al coeficiente de balasto obtenido por ensayo de placa de carga.

La explicación a esta aparente contradicción la podemos hallar en el hecho que, para las dimensiones usuales de los bloques (1.00 a 2.00m) admitiendo pequeñas inclinaciones y cargas de servicio, el área de contacto efectiva es bastante menor que las dimensiones reales del bloque (1/3 aproximadamente) y las tensiones de contacto oscilan en los valores de tensión utilizados para la realización del ensayo de placa de carga.

Si además, como expone Getzler (1968), recordamos que el terreno i deado por Winkler no considera tensiones de corte entre los elementos que poseen un módulo de deformabilidad determinado, y a los fines del cálculo se desprecia la colaboración friccional entre las caras laterales del bloque y el suelo, podemos concluir que ante tantas incertidumbres en las premisas de partida, en general y para las dimensiones usuales de los bloques (L.A.T. 33 KV o 66 KV), no tiene mayor influencia la variación de índice de compresibilidad por geometría y dimensiones de la superficie real de carga. \* L.A.T. = Líneas de Alta Tensión. -

Por todo lo dicho, en estos cálculos se debe considerar al coeficiente o índice de compresibilidad, como una herramienta matemática para expresar las variaciones de presión, más que como una propiedad específica del suelo.

Por el contrario, si debemos considerar todos estos análisis, cuando determinemos el coeficiente de balasto para grandes superficies uniformemente cargadas, tal el caso de plátas, vigas flexibles sobre fundación elástica, o para bloques de fundación de dimensiones mucho mayores a las indicadas.

A continuación se detallan algunas correlaciones o fórmulas aproximadas, basadas en teorías elásticas.

Se denominará  $K_v$  al coeficiente de compresibilidad vertical y  $K_h$  al coeficiente de compresibilidad horizontal, que varía linealmente c/la profundidad. (Ver figura pag 8-14)



En función de E:

$$\text{Vogt ( Coef. para Base rectangular): } K_v = 1.33 \frac{E_0}{\sqrt[3]{LB^2}}$$

donde  $L > B$

$$\text{Terzaghi-Browns (Coef. para fuste rectangular): } K_v = 0.75 \frac{E_0}{B}$$

$$(\text{ " " " circular): } K_v = 0.75 \frac{E_0}{\phi}$$

siendo: L y B: dimensiones de la base.

$\phi$ : diámetro del fuste.

$E_0$ : módulo de elasticidad del suelo.

En función de  $K_{30}$ :

$$K_v = K_{30} \frac{0.30}{L} \quad (\text{suelos cohesivos}).$$

$$K_v = K_{30} \left( \frac{L + 0.3}{2L} \right)^2 \quad (\text{suelos granulares}).$$

### III.3.- Método de Sulzberger Modificado. (Semiespacio de Winkler).

En el proyecto de las fundaciones empotradas hay que cumplir con dos condiciones:

- \* Las fundaciones deben tener una amplia seguridad al vuelco,
- \* Además bajo cargas útiles no puede ocurrir una inclinación del poste que pueda poner en peligro la seguridad del servicio.

El método se basa sobre el principio verificado experimentalmente que para las inclinaciones del poste y fundación en un ángulo " $\alpha$ " determinado - con respecto a la vertical - el suelo se comporta elásticamente, o sea que las fundaciones pueden tener bajo las cargas admisibles solamente una inclinación limitada. Este ángulo admisible " $\alpha$ " es aquel para el cual  $\text{tg } \alpha = 0.01$ ,  $\alpha = 0^\circ 35'$

Siguiendo el principio mencionado, se puede decir que la resistencia que se opone a la inclinación de la fundación se origina en dos efectos principales: (Ver fig. N° 15 y 16).

- a) Empotramiento de la fundación en el terreno.
- b) Resistencia o reacción del suelo del fondo de la excavación provocada por las cargas verticales.

Las fuerzas indicadas en a) se evidencian en un momento " $M_e$ " llamado momento de empotramiento y las de b) en un momento " $M_b$ " llamado momento del fondo o de base. (Fig. 16).  $M_e = E_1 \times D/2$  y  $M_b = N \times e$ .

Quando las fundaciones son de poca profundidad y dimensiones transversales relativamente grandes se puede advertir que  $M_b > M_e$  o bien

$$M_b/M_e > 1.$$

En este caso, para que la fundación sea relativamente estable es necesario aplicar un coeficiente seguridad "F" que varía entre 1 y 1.5:  
 $1 \leq F \leq 1.5$ .

El coeficiente F, depende de la relación  $M_e/M_b$  y está tabulado como indica en la tabla 2.

Valores del coeficiente "F" en función de $M_e/M_b$											
$M_e/M_b$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
F	1.5	1.38	1.317	1.260	1.208	1.150	1.115	1.075	1.040	1.017	1.0

TABLA N° 2.-

La ecuación básica para el dimensionamiento de la fundación será entonces, la siguiente:

$$M_s + M_b \geq F \cdot M_v$$

Siendo  $M_v$  el momento de la fuerzas exteriores calculado al punto de giro de la fundación.

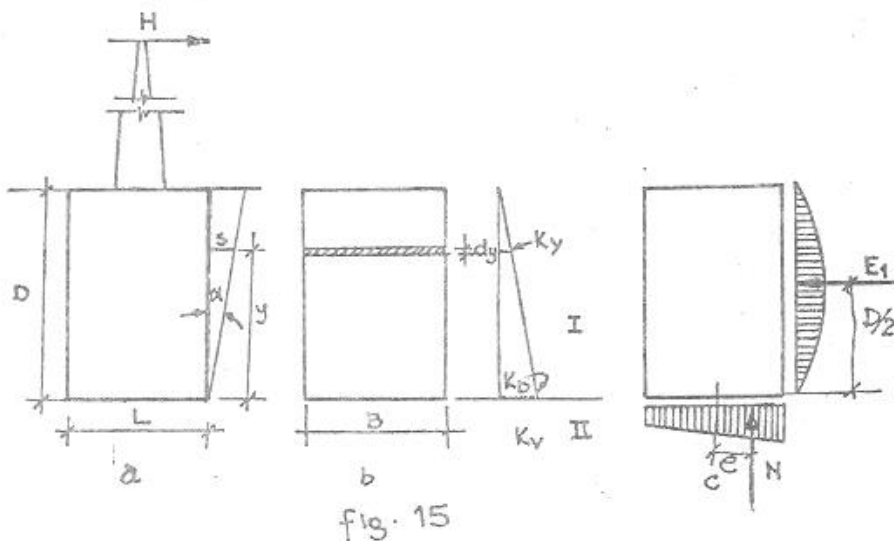
$M_e$  es determinante como medida para limitar la fundación y del poste,  $M_b$  es especialmente para asegurar la estabilidad.

III.3.1.- Cálculo del momento de empotramiento. ( $M_e$ ).

A una inclinación con ángulo " $\alpha$ " corresponde un movimiento transversal de la foja infinitesimal "B.dy" igual a:

$$s = y \cdot \text{tg} \alpha \quad (\text{fig. 15a})$$

donde "y" es la distancia mencionada al eje de giro, que en este caso se ubica en la base.



Siendo  $K_y$  el índice de compresibilidad del suelo a la profundidad considerada, la presión unitaria ejercida sobre el suelo será:

$$\sigma_y = k_y \cdot S = K_y \cdot y \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (1)$$

La fuerza de reacción de la pared de la excavación sobre esta superficie infinitesimal serán:

$$dF = \sigma_y \cdot d\Omega = K_y \cdot y \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot B \cdot dy \quad d\Omega = B \cdot dy \quad (\text{fig. 15.b}).$$

El momento de esta fuerza con respecto al eje de giro que aun suponemos en la base del bloque será:

$$dM_e = dF \cdot y = K_y \cdot B \cdot dy \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (2)$$

Si el valor de  $K_y$  en la profundidad  $D$  es  $K_D$  (estrato I) podemos escribir el valor de  $K_y$ , suponiendo una variación lineal:

$$K_y = K_D \left(1 - \frac{y}{D}\right) \quad (2)$$

Reemplazamos:  $dM_e = K_D \left(1 - \frac{y}{D}\right) B \cdot dy \cdot y^2 \operatorname{tg} \alpha \quad (3)$

y el momento de empotramiento total resultará de integrar la (3) y será:

$$M_e = \frac{B D^3}{12} K_D \operatorname{tg} \alpha$$

(4) La tensión máxima en la pared está a la mitad de la altura ( $\frac{D}{2}$ )

$$P_1 = \frac{K_D \cdot D}{4} \operatorname{tg} \alpha$$

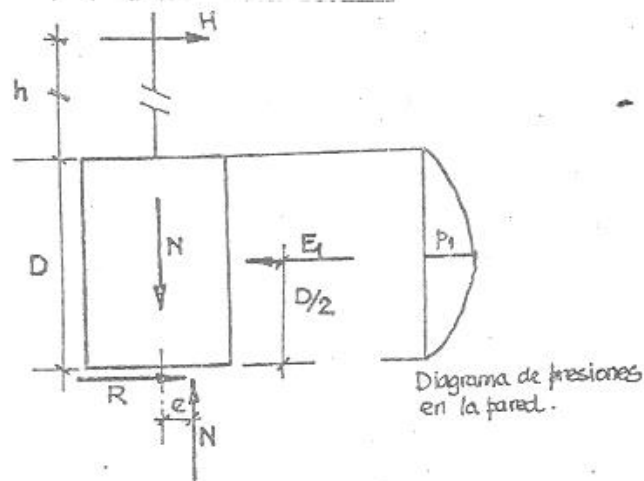


fig. 16

Para conocer el instante en que el eje comienza a levantarse de su posición en el fondo de la cimentación (Esquema III), se puede proceder de la siguiente forma:

Fijamos las ecuaciones de equilibrio de las Fuerzas horizontales

$$H + R = E_1 = \frac{M_e}{D/2} = \frac{B \cdot D^2}{6} K_D \operatorname{tg} \alpha$$

de (10);  $\text{tg } \alpha = \frac{12 N \cdot e}{B L^2 K_V}$  y si hacemos  $\frac{K_D}{K_V} = \eta$  tenemos

$$H + R = E_1 = \frac{B D^2}{6} \frac{K_D}{K_V} \frac{12 \cdot N \cdot e}{B L^2} = \frac{2 D^2}{L^3} \cdot \eta \cdot N \cdot e \quad (5)$$

Ecuación de momentos de equilibrio, entre  $M$ , externos y los resistentes.

$$M = (h + D) \cdot H = N \cdot e + E_1 \frac{D}{2} = N \cdot e + \frac{2 \cdot D^2 \cdot \eta}{L^3} \cdot N \cdot e = N \cdot e \left[ 1 + \frac{D^3 \cdot \eta}{L^3} \right] \quad (6)$$

Resolviendo (5) y (6):

$$H = \frac{R}{\frac{(h + D) \cdot 2 \cdot D^2 \cdot \eta}{L^3 + D^3 \eta} - 1} \quad (7)$$

Determinamos el máximo valor que puede alcanzar la fricción en la base del bloque.

$$R_{\text{máx}} = N \text{ tg } \delta + S \cdot a$$

$\delta$  = ángulo de rozamiento de hormigón y terreno.  
 $a$  = adherencia.  
 $S$  = área de la superficie de apoyo.

Si al valor de  $R_{\text{máx}}$  lo ubicamos en (7) obtendremos un valor  $H'_1$ .

$H'_1$  será el máximo esfuerzo en la cima, de modo que el centro de giro se encuentre en la base del bloque haciendo que la resistencia friccional en la base alcance su valor máximo.

$$H'_1 = \frac{R_{\text{máx}}}{\frac{(h + D) \cdot 2 \cdot D^2 \cdot \eta}{L^3 + \eta D^3} - 1} \quad (7')$$

Si  $H < H'_1$  significa que el esquema resistente corresponderá al que denominamos esquema resistente II y el momento de empotramiento resultará de aplicar la fórmula (4)

Si en cambio  $H \geq H'_1$  indica que antes de llegar a tomar el tiro el valor  $H$ , se generará un contraempuje  $E_2$  que equilibre el sistema, situándose el punto de giro por encima de la base (Esquema III)

Si  $[H'_1 - H]$  es pequeño, el punto de giro estará muy próximo a la base y puede admitirse sin error apreciable que tanto el punto de giro como  $E_2$  están aplicados en la misma base, con lo que el método sigue siendo aplicable.

Si el valor de  $E_2$  resulta elevado se podrían aumentar las dimensiones del pozo para rebajar  $E_2$  a valores pequeños o nulos, aplicar el método del equilibrio límite, o bien el método del pilote corto, despreciando la colaboración de la base en la resistencia lateral.

Sulzberger supone para este caso, una situación tal que el eje de giro del bloque se encuentra  $1/3 \cdot D$ , con lo que el momento de empotramiento

queda:

$$M_e = \frac{B D^3}{36} \cdot K_D \cdot \text{tg } \alpha \quad (8)$$

La tensión máxima en la pared resulta aquí:

$$p_1 = \frac{K_D \cdot D}{g} \cdot \text{tg } \alpha$$

En resumen si  $H' < H_i$  indica que debemos calcular el momento de empotramiento con la fórmula (4), con el eje de giro en la base. Si en cambio  $H > H_i$  se calcula con la fórmula (8) que implica que el eje de giro se encuentra a  $D/3$  de la base. Los resultados de ensayos y experiencias demuestran que el paso del esquema II al esquema III ocurre en forma progresiva y no bruscamente.

Otra forma de determinar el momento de paso de un esquema a otro es calculando el ángulo que tendría la fundación para que se produzca la

$R_{\text{máx}}$

Despejando 'e' de (5) y (6) y en función de (4), obtenemos:

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{H_i (h + D)}{K_v \left[ \frac{BL^3}{12} + \eta \frac{BD^3}{12} \right]} \quad (9)$$

que nos indicaría el ángulo para el cual se ha desarrollado totalmente la resistencia friccional en el fondo.

Si comparamos este valor de  $\text{tg } \alpha_1$  con el valor límite, al cual permitiremos que se incline la fundación ( $\text{tg } \alpha = 0.01$ ), tendremos las siguientes situaciones.

Si  $\text{tg } \alpha_1 > 0.01$  implica que al deformarse la fundación el ángulo (cuya  $\text{tg } \alpha = 0.01$ ), todavía no se ha llegado en la base al valor máximo de  $R$ . Y calculamos el momento de empotramiento por (4).

Si  $\text{tg } \alpha_1 < 0.01$  indica que antes de llegar a la deformación fijada de ( $\text{tg } \alpha = 0.01$ ) se habrá desarrollado toda la fricción en la base y el eje de giro estará por encima de la base. En este caso se calcula el momento de empotramiento por (8).

### III.3.2.- Cálculo del momento de fondo;

Observando la figura N° 17, vemos que el bloque penetra en el lado donde influye al acción del giro por efecto de las fuerzas horizontales exteriores.

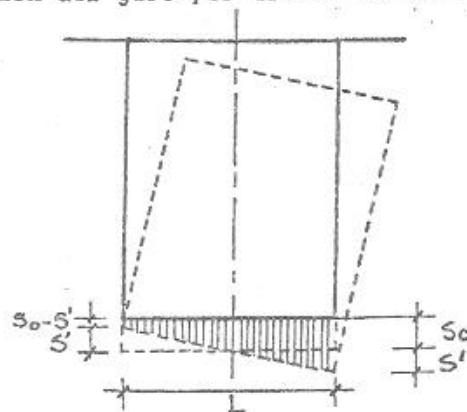


fig. 17

Esta penetración, la suponemos formada por dos valores  $S_0$  y  $S'$ . La profundidad de penetración  $S_0$  a lo largo de toda la base, es resultado de la acción de las cargas verticales.

Se puede determinar mediante la fórmula:

$$S_0 = \frac{N}{L \cdot B \cdot K_D}$$

$N$  = resultante carga verticales.

$L \cdot B$  = superficie de apoyo del bloque;

$K_D$  = índice de compresibilidad de estrato de a poyo.

Bajo la acción de las fuerzas exteriores horizontales, que actúan en el poste, el bloque gira alrededor de un eje, un ángulo  $\alpha$ , penetrando un valor  $S'$  en el suelo, en el lado de la fuerza y levantándose en el lado opuesto en la misma magnitud.

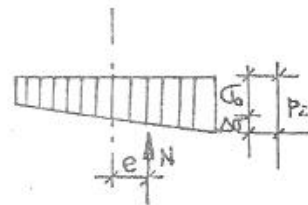
La reacción que se opera en el fondo de la excavación es lógicamente igual a  $N$ . Es decir que el volumen del prisma trapecial representativo de las tensiones en el plano de apoyo, es igual a  $N$ .

Se generará por ende un Momento  $M_b$  que será igual a la fuerza de reacción  $N$ . por la excentricidad  $e$ .

Entonces resulta:

$$M_b = N \cdot e \quad \text{y} \quad \Delta \sigma = \frac{6 N \cdot e}{B \cdot L^2}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{S'}{L/2} = \frac{\frac{\Delta \sigma}{K_V}}{\frac{L}{2}} = \frac{\frac{6 N \cdot e}{B \cdot L^2 \cdot K_V}}{L/2} = \frac{12 N \cdot e}{B \cdot L^3 \cdot K_V} \quad (10)$$



$$M_b = \frac{B L^3}{12} K_V \cdot \text{tg } \alpha \quad (11)$$

Resultando el valor de máximo:  $\sigma_{\text{máx}} = \sigma_0 + \Delta \sigma = p_2 = \frac{N}{LB} + K_V D / 2 \cdot \text{tg } \alpha'$

La posición extrema se caracteriza cuando:

$$S_0 - S' = 0$$

Indicando que no hay tensiones en uno de los lados de la base. El ángulo correspondiente se puede calcular de la siguiente forma. En el extremo penetra  $2S_0$  y en el otro  $S = 0$

$$L \cdot \text{tg } \alpha_2 = 2 S_0 \quad \text{y siendo } S_0 = \frac{N}{L \cdot B \cdot K_V}$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{2 \cdot N}{L^2 \cdot B \cdot K_V} \quad (11'')$$

Este es el máximo ángulo de inclinación del bloque en el terreno para el cual el todo la superficie  $L \cdot B$  está comprimida. Para ángulos mayores el bloque se levantará, quedando un diagrama triangular.

Cuando la base se levanta más todavía no tocando el fondo en una parte de su superficie, como indica la figura N° 18, el momento  $M_b$  - momento del fondo - se puede calcular así:

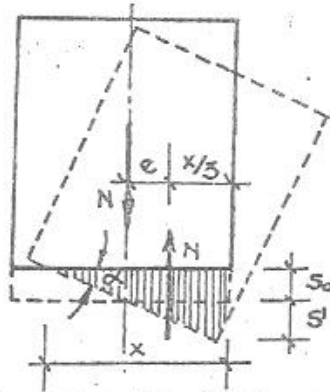


fig. 18

$$M_b = N \cdot e$$

$$e = L/2 - x/3$$

$$M_b = N \cdot (L/2 - x/3)$$

El volumen del prisma de tensiones es igual a la superficie del triángulo de presiones de altura  $x$ , por la profundidad  $B$  de la base y por el valor de la tensión unitaria  $\sigma_{\text{máxima}}$ .

Ese volumen referente al valor de  $N$

$$N = \frac{B \cdot x}{2} \cdot \sigma_{\text{máx.}}$$

El valor de  $\sigma_{\text{máximo}}$  en el fondo de la excavación será:

$$\sigma_{\text{máx.}} = K_v \cdot (S_0 + S) = K_v \cdot x \cdot \text{tg } \alpha \quad \text{de donde el valor de } N \text{ será:}$$

$$N = \frac{B \cdot x}{2} \cdot K_v \cdot x \cdot \text{tg } \alpha$$

$$N = x^2 \cdot \frac{B \cdot K_v}{2} \cdot \text{tg } \alpha \quad \text{de donde se obtiene el valor de } x:$$

$$x = \sqrt{\frac{2N}{B \cdot K_v \cdot \text{tg } \alpha}}$$

ahora podemos determinar el valor de-

finitivo de  $M_b$ :

$$M_b = N \left( L/2 - 1/3 \sqrt{\frac{2N}{B \cdot K_v \cdot \text{tg } \alpha}} \right)$$

$$M_b = N \left( L/2 - 0.47 \sqrt{\frac{N}{B \cdot K_v \cdot \text{tg } \alpha}} \right) \quad (12)$$

la tensión máxima en el extremo será:

$$P_2 = \sqrt{\frac{K_v \cdot 2 \cdot N \cdot \text{tg } \alpha}{B}}$$

#### III.4.- Consideraciones finales:

Lo precedente ha sido desarrollado para el caso más usual de un bloque

rígido con sección rectangular o cuadrada, obviamente no es la única, existen otras formas de secciones (circular, o con ensanches en la base y en la cima) para los cuales el método de Sulzberger también ha dado solución.

Debe quedar también claro que este método tiene como limitación la de modelar o asimilar el comportamiento del suelo al espacio de Winkler. Aunque este comportamiento es aplicable a un número importante de suelos, está muy lejos de la realidad si por ejemplo se lo aplica a una arcilla preconsolidada, pues en esta el módulo balasto no crece con la profundidad sino que tiene un valor cte. desde la superficie misma del terreno. Se deberá por lo tanto tener cuidado en la aplicación del método y no generalizarlo a todos los suelos. En la bibliografía que se detalla a continuación se podrá encontrar diversos métodos de cálculos, con hipótesis diferentes y podrán resolverse aquellos casos particulares que por razones de contenido y alcance no se han desarrollado en el presente capítulo. Ha sido objeto de la Cátedra presentar solamente uno de los métodos más conocidos, y en el caso más general de sección rectangular y un tiro perpendicular a la cara, pero habida cuenta que no es el único, ni el mejor. El especialista o calculista deberá elegir en la bibliografía aquel que convenga a sus datos particulares.

#### IV - Bibliografía:

- Apunte de la Cátedra de Fundaciones y Construcciones de Albañilería 1980 T.P. N° 11 - Método de Sulzberger (Bloque, y Bloque con zapata) y Cálculo de bases por Método de Pohl.
- Revista Electrotécnica Marzo Abril 1964 Ing. Maciejewski - Método de Sulzberger (Bloque y Bloque c/zapata).
- Revista Electrotecnica Marzo Abril 1975 - Cálculo de Fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica por el método de Sulzberger - Algunos casos particulares. (Fundación tipo zapata invertida, Momento de vuelco en plano diagonal).
- Geotecnica e Tecnica delle Fondazione II de C. Cestelli Guidi. Cap. 13 Met de Plock. Cap 17 Pozo y bloque de Fundación.
- Geotecnica y Cimientos III Jimenez Salas at all Cap. 2. Bloques de fundación sección cuadrada y circular, suelos arenosos y cohesivos, Método del estado límite.
- Curso aplicado de Cimentaciones. Colegio oficial de Arq. de Madrid. J.M. Rodríguez Ortiz. Cap 3 Met. de Plock.
- Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Public N° 360 Abril 1978. Dembicki et all. Stabilite des Massifs de Fondation Soumis a un moment de renversement. (Método del estado límite).
- Beton Kalender, año 1977, (tomo II, pag. 864). Cálculo de bases excéntricas.
- Revista Vivienda 244, Noviembre 1982. Cálculo de bases sometidas a esfuerzo normal y momento en dos direcciones. Ing. C. Scarcella. (Programa H-P 41-C).



Tabla 3

Esf. en la cima-Kg	DIAMETRO EN LA CIMA (cm)															
	18	22	24	24	25	25	26	27	28	29	30	31	32	33	36	37
7.00	530	630	640	700	750	800	835	910	950	1010	1080	1180	1215	1255	1500	1550
7.50	585	710	730	760	800	830	870	985	1050	1110	1180	1275	1315	1360	1620	1680
8.00	635	775	815	825	860	870	910	1070	1150	1220	1290	1380	1430	1470	1760	1930
8.50	690	825	915	925	960	970	1050	1155	1225	1325	1430	1490	1540	1590	2000	2060
9.00	740	870	1020	1030	1070	1080	1200	1245	1300	1440	1580	1600	1650	1700	2040	2190
9.50	805	950	1100	1110	1180	1200	1285	1335	1390	1545	1700	1730	1760	1815	2230	2340
10.00	860	1020	1170	1175	1300	1325	1375	1435	1500	1660	1830	1840	1875	1930	2420	2490
10.50	920	1170	1300	1320	1390	1470	1550	1615	1690	1820	1960	1980	2025	2115	2570	2640
11.00	970	1300	1410	1460	1480	1690	1750	1800	1890	1995	2100	2150	2180	2300	2730	2800
11.50	1090	1350	1505	1525	1620	1700	1840	1900	2050	2150	2250	2280	2340	2440	2875	3050
12.00	1200	1390	1590	1600	1770	1780	1950	2020	2215	2310	2420	2450	2500	2580	3020	3320
12.50	1270	1520	1685	1700	1860	1870	2040	2180	2340	2450	2550	2590	2650	2730	3210	3470
13.00	1330	1640	1770	1780	1970	1980	2150	2360	2480	2590	2700	2750	2800	2880	3400	3620
13.50	1470	1740	1880	1930	2060	2090	2260	2420	2530	2690	2840	2890	2950	3040	3640	3850
14.00	1565	1830	1970	2080	2170	2205	2375	2500	2600	2800	3000	3050	3100	3200	3880	4080
14.50	1655	1960	2140	2190	2265	2300	2480	2630	2740	2930	3120	3160	3220	3410	4070	4230
15.00	1730	2075	2290	2305	2375	2405	2590	2765	2890	3070	3255	3290	3350	3620	4400	4600
16.00			2450	2550	2650	2700	2900	2950	3050	3150	3400	3660	3760	2880	4850	5150
17.00					2900	3040	3180	3280	3380	3500	3960	4200	4300	4500	5400	5550
18.00					3150	3300	3450	3550	3840	4100	4300	4600	4700	5000	5800	6000
19.00							3750	4000	4150	4500	4620	5100	5300	5460	6350	6450
20.00								4330	4360	4850	5200	5600	5700	5850	6700	7250
21.00								4640	4850	5100	5600	5950	6100	6250	7300	7750
22.00									5350	5500	5960	6300	6550	6850	7800	8250
23.00									5750	5850	6400	7000	7200	7450	8350	8700

## V - Procedimiento de Cálculo (Met. de Sulzberger - Modif.)

Veremos como se desarrolla un cálculo de verificación para el caso de una fundación en bloque de hormigón; aclarando, que con las variantes correspondiente, el procedimiento es totalmente análogo para otros tipos o formas de bloques de fundación.

### V.1.- Datos.

Como datos de partida, se dispone generalmente, de las características de la línea de Alta Tensión, y del suelo en la que se emplazará. Dentro de las primeras, podemos citar, altura de los postes, vanos entre ellas, peso de los conductores, aisladores, cables de guardia, riostras y crucetas, fuerzas exteriores (viento-sismo) y su punto de aplicación (diversas hipótesis), fuerza de tiro, etc.

Entre las características del suelo, se pueden contar, tipo de suelo, parámetros intrínsecos ("φ" y "c"), o bien  $K_{(30 \times 30)}$ , profundidad de napas de agua, etc.

### V.2.- Elección del poste.

En función de la altura, y el esfuerzo máximo en la cima, (este se obtiene por combinación y análisis de hipótesis), entramos en la tabla 3, obtenemos el diámetro en la cima ( $ds$ ) y el peso  $G_1$  del poste (se puede interpolar). La tabla 3 se refiere a postes de sección circular. En la altura se considera la longitud empotrada, ya que ese peso también actúa.

Conocido  $ds$ , podemos conocer  $d_{m\acute{a}x}$  (máximo diámetro dentro del bloque), asumiendo que la pendiente es del 1.5 %. Para estos cálculos, se necesita considerar la long. empotrada, que oscila en un 10 % de la altura exterior ( $h$ ), por lo que queda:

$$h_t = 1.10 \times h$$

$$ds_{m\acute{a}x} = ds + 0.015 h_t$$

### V.3.- Predimensionamiento.

Es recomendable, recubrir al poste en por lo menos 0.15 m hacia los costados, y 0.30 m en el fondo. Con estas consideraciones tenemos fijadas las dimensiones mínimas del bloque, en ancho y en su profundidad, en primera aproximación se pueden asumir estas, u otras mayores en función de la experiencia. O sea adoptamos:

$$B \gg B_{m\acute{i}n} = ds_{m\acute{a}x} + 2 \times 0.15 \text{ m}$$

$$D \gg D_{m\acute{i}n} = 0.10 \times h + 0.30 \text{ m}$$

### V.4.- Fuerzas Verticales (N).

El peso total será la suma del peso del poste (Tabla 3-(G<sub>1</sub>)-del peso de cables, crucetas, aisladores, etc. (dato de partida-G<sub>2</sub>) y el peso del bloque de fundación (G<sub>3</sub>). Este último peso se obtiene con las dimensiones fijadas previamente:

$$N = G_1 + G_2 + G_3$$

$$G_3 = \left[ D \times L \times B - \frac{\pi \cdot d_{smax}^2}{4} \times 0.1 \times h \right] \times \gamma_{H^o}$$

#### V.5.- Determinación de parámetros del suelo.

##### a.- Índice de compresibilidad.

Para la etapa de anteproyecto, y en nuestro caso a los fines del trabajo práctico, se puede utilizar la tabla N° 1, adoptándose los valores correspondientes de K<sub>30</sub>, mediante una interpolación lineal.

En el caso de proyecto ejecutivo, o en la faz definitiva de la construcción, a los fines de verificación, se recomienda realizar los ensayos de placa de carga correspondientes, o relacionar los mismos con los parámetros intrínsecos del suelo ( $\varphi$  y C) mediante ensayos adecuados.

##### b.- Cálculo de la tensión admisible.

(Standard Penetration Test) (Terzaghi).

En función de los valores de  $\varphi$  y C, o del SPT, se puede determinar el valor de la tensión admisible, ya sea con criterio de rotura o de deformación.

Debemos averiguar esta tensión en 2 puntos, una en el fondo de la base, y otro a una profundidad igual a D/2. Esto se hace ya que debemos comparar las tensiones que se producen, tanto por hundimiento en el plano de apoyo, como por aplastamiento del terreno confinante. En este último caso el diagrama de presiones es una parábola, con la máxima tensión en la mitad de la altura del bloque. (suelo arenoso-incoherente ideal)

Si utilizamos fórmulas de rotura:

$$q_{c1} = 1,3 c N_c + \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_{c2} = 1,3 c N_c + \gamma \cdot D \times N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$\sigma_{adm} = \frac{q_c}{\gamma} \quad ; \quad \gamma \geq 3$$

Si utilizamos el ensayo de penetración, se pueden aplicar las expresiones vistas en T.P. N° 1.

#### V.6.- Determinación del Momento equilibrante lateral:

Se calcula en primera instancia, la fuerza (H<sub>1</sub>) de comparación, <sup>de la fórmula 7'</sup> para ubicar la posición del punto de rotación, mediante la siguiente expresión:

$$H_1' = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \delta + a \cdot B \cdot L}{\frac{(h+D) 2D^2 \eta}{L^3 + D^3 \eta} - 1}$$

donde:  $\delta$  = áng. de rozam. suelo-hormigón  $\approx 2/3 \varphi$   
 $a$  = adherencia por cohesión (Ver T.P. N° 6)  
 $\eta = \frac{K_v}{K_D}$

a.- Si  $H \leq H_1'$

Se calcula el momento de empotramiento por la fórmula (4)

$$M_e = \frac{B \times D^3}{12} \cdot K_D \times 0.01$$

y determinamos la presión máxima sobre la pared del bloque  $\left(\frac{D}{2}\right)$

$$p_1 = \frac{K_D \times D}{4} \times 0.01 \leq \sigma_{adm_1}$$

Si esta condición no se cumple, se deberá redimensionar el bloque en cuanto a su profundidad (D), y realizar todos los pasos previos nuevamente.

b.- Si  $H > H_1'$

El momento de empotramiento lateral responde a la fórmula (8)

$$M_e = \frac{B D^3}{36} \times K_D \times 0.01$$

y la presión vale:

$$p_1 = \frac{K_D \times D}{9} \times 0.01 \leq \sigma_{adm_1}$$

Aquí vale la aclaración del punto anterior.

#### V. 7.- Determinación del momento de fondo.

Se calcula  $\operatorname{tg} \alpha_2$  <sup>de la fórmula (11)</sup> y se la compara con el valor límite, o sea, el 1% por lo tanto:

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{2 N}{L^2 \times B \times K_v} \geq 0.01$$

a.- Si  $\operatorname{tg} \alpha_2 \geq 0.01$ :

En este caso, toda la superficie tiene compresiones, o sea el diagrama en general es trapecial, o en el límite triangular, pero con el eje neutro tangente a la sección de fondo.

Por ello el momento de empotramiento de fondo ( $M_b$ ) se obtiene por la ecuación: (11)

$$M_b = \frac{B \times L^3}{12} \times K_v \times 0.01$$

Se verifica ahora la tensión en el fondo del bloque: (11)

$$p_2 = \frac{N}{L \cdot B} + L \times K_v \times 0.005 \leq \sigma_{adm2}$$

Si no se cumpliera, se habría que redimensionar, cambiando L o B, y realizando todos los pasos previos, hasta este punto, nuevamente.

b.- Si  $tg < 0.01$ :

Aquí tenemos un diagrama triangular de tensiones en la base, y el eje neutro corta la sección de fondo.

La fórmula del momento de fondo es: (12)

$$M_b = N \left( \frac{L}{2} - 0.47 \sqrt{\frac{N}{B \times K_v \times 0.01}} \right)$$

y la tensión en el fondo:

$$p_2 = \sqrt{\frac{K_v \times 2 \times N \times 0.01}{B}} \leq \sigma_{adm2}$$

V.8.- Verificación de la estabilidad.

Obtenidos  $M_e$  y  $M_b$ , se establece la relación  $\beta = \frac{M_e}{M_b}$ , y el momen

to de vuelco (M), producido por la carga H, referido al centro de rotación. El momento M, se calcula para una profundidad  $2/3 D$ , cuando  $M_e$  es resultado de la fórmula (8), y en cambio se calcula para la profundidad "D", si  $M_e$  se obtiene de la fórmula (4).

a.- Si  $\beta \leq 1$ :

Se encuentra el coeficiente de seguridad "F", de la tabla 2, y se averigua si:

$$M_b + M_e \geq F \times M$$

Si se cumple, está verificada la estabilidad, si así no ocurriere se deberá redimensionar el bloque y recalculer todo el proceso.

b.- Si  $\beta > 1$ :

Solo se debe verificar que:

$$M_b + M_e \geq M$$

Con las mismas consideraciones que en el punto "a".

VI. Ejemplos numéricos.

Q.- Calcular una cimentación para un soporte (poste de hormigón armado de sección circular), de una línea de alta tensión. La fundación será del tipo de bloque de hormigón de sección rectangular y se dimensionará y verificará por el método de Sulzberger.

VI.1. Datos Generales.

Línea:

Acción del viento en sentido transversal -  $H_2 = 4 \text{ KN}$   
 Peso específico del hormigón simple -  $\gamma_H = 20 \text{ KN/m}^3$

Suelo:

Arcilla color pardo-oscuro

$$D_{sh} = \gamma^A = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$C = 30 \text{ KPa}$$

$$\varphi = 20^\circ$$

Datos Particulares.

Altura del poste (fuera de la fundación) -  $h = 16.00 \text{ m}$

Peso de cables, crucetas, aisladores -  $G_2 = 11 \text{ KN}$

Fuerza de tiro longitudinal aplicada en la cima -  $H_1 = 7 \text{ KN}$

La hipótesis a verificar es la acción del tiro  $H_1$ , en sentido longitudinal, restando el análisis de la fuerza  $H_2$  transversal a la línea.

VI .2.- Elección del poste. (tabla 3).

$$\left. \begin{array}{l} h = 16.00 \text{ m} \rightarrow h_t = 1.10 \times h = 17.6 \text{ m} \\ H_1 = 7 \text{ KN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} ds = 0.27 \\ G_1 = 34.8 \text{ KN} \end{array}$$

$$ds_{\text{máx}} = ds + 0.015 \times h_t$$

$$ds_{\text{máx}} = 0.27 + 0.015 \times 17.6 \text{ m} = 0.53 \text{ m}$$

VI .3.- Predimensionado.

$$L_{\text{mín}} = B_{\text{mín}} = 2 \times 0.15 \text{ m} + 0.53 \text{ m} = 0.83 \text{ m}$$

$$D_{\text{mín}} = 0.10 \times h + 0.30 \text{ m} = 0.10 \times 16.00 \text{ m} + 0.30 \text{ m} = 1.90 \text{ m}$$

Adoptamos:

$$B = 1.20 \text{ m} ; \quad L = 1.50 \text{ m} ; \quad D = 2.50 \text{ m}$$

VI .4.- Fuerzas Verticales.

$$N = G_1 + G_2 + G_3$$

$$G_1 = 34.8 \text{ KN}$$

$$G_2 = 11.0 \text{ KN}$$

$$G_3 = (L \times B \times D - \frac{\pi ds_{\text{máx}}^2}{4} \times 0.1 \times h) \cdot \gamma_H = (1.20 \times 1.50 \times 2.50 - \frac{\pi \times 0.53^2}{4} \times 1.6) \times$$

$$\times 20 = 82.9 \text{ KN}$$

$$N = 34.8 \text{ KN} + 11.0 \text{ KN} + 82.9 \text{ KN} \approx 129 \text{ KN}$$

VI.5.- Parámetros de diseño.a.- Índice de compresibilidad.

Conocemos " $\varphi$ " y " $C$ ", por lo que usamos la tabla 1, para ello calculamos:

$$q_u = 2 \times C \times \cotg \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 2 \times 30 \times \cotg \left(45 - \frac{20}{2}\right) \cong 86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2},$$

Sabiendo que es una arcilla, con un  $q_u = 86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ , de la tabla 1 obtenemos:

$$E_o = 4400 \text{ KPa}$$

$$K_{30} = 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

Adoptamos para el fondo y el fuste el mismo valor

$$K_v = K_D = K_{30} = 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

b.- Tensiones admisibles;

Calculamos las 2 tensiones admisibles, por la fórmula de Terzaghi:

Con  $\varphi = 20^\circ$ , de la tabla 1 del T.P. N° 1, obtenemos:

$$N_c = 14.8 \quad ; \quad N_q = 6.4 \quad ; \quad N_\gamma = 4.4$$

$$q_{c1} = 1.3 \times C \times N_c + \gamma \times \frac{D}{2} \times N_q + 0.4 \times \gamma \times B \times N_\gamma =$$

$$= 1.3 \times 30 \times 14.8 + 17 \times 1.25 \times 6.4 + 0.4 \times 17 \times 1.00 \times 4.4 \cong 743 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{c2} = 1.3 \times 30 \times 14.8 + 17 \times 2.50 \times 6.4 + 0.4 \times 17 \times 1.00 \times 4.4 \cong 879 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm1} = \frac{q_{c1}}{3} = \frac{743 \text{ KN}}{3 \text{ m}^2} \cong 250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm2} = \frac{q_{c2}}{3} = \frac{879 \text{ KN}}{3 \text{ m}^2} \cong 290 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VI.6.- Momento equilibrante lateral.

$$H'_1 = \frac{N \times g \delta + a \times B \times L}{\frac{(h + D) \times 2 \times D^2 \eta}{L^3 + D^3 \eta} - 1}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} \times 20^\circ = 13^\circ \rightarrow \text{tg } 13^\circ = 0.23$$

$$a = \alpha \times C = 0.82 \times 30 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cong 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\eta = \frac{K_v}{K_D} = 1$$

$$H'_1 = \frac{129 \times 0.23 + 25 \times 1.20 \times 1.50}{\frac{(16.00 + 2.50) \times 2 \times 2.50^2 \times 1}{1.5^3 + 2.50^3 \times 1} - 1} \approx \frac{75}{12.2} = 6.15 \text{ KN}$$

$$H_1 = 7 \text{ KN} \rightarrow H_1 > H'_1$$

Calculamos  $M_e$ , por la fórmula (8):

$$M_e = \frac{B \times D^3}{36} \times K_D \times 0.01 = \frac{1.20 \times 2.5^3}{36} \times 20000 \times 0.01 = 104 \text{ KNm}$$

la presión en el terreno será:

$$P_1 = \frac{K_D \times D}{9} \times 0.01 = \frac{20000 \times 2.50}{9} \times 0.01 = 55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$P_1 = 55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm1} = 250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (\text{verifica})$$

VI .7.- Momento de fondo.

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{2N}{L^2 \times B \times K_v} = \frac{2 \times 129}{1.50^2 \times 1.20 \times 20000} = 0.005 < 0.01$$

El momento de fondo será:

$$M_b = N \left( \frac{L}{2} - 0.47 \sqrt{\frac{N}{B \times K_v \times 0.01}} \right) = 129 \left( \frac{1.5}{2} - 0.47 \sqrt{\frac{129}{1.2 \times 20000 \times 0.01}} \right) \approx 52 \text{ KNm}$$

$$P_2 = \sqrt{\frac{K_v \times 2 \times N \times 0.01}{B}} = \frac{20000 \times 2 \times 129 \times 0.01}{1.20} = 207 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$P_2 < \sigma_{adm2} \quad (\text{verifica})$$

VI .8.- Verificación de la estabilidad.

Hallamos  $\beta$ :

$$\beta = \frac{M_e}{M_b} = \frac{104}{52} = 2.00 > 1.00$$

se debe cumplir que:

$$M_b + M_e \geq M$$

$$M = \left( h + \frac{2}{3} D \right) \times H = \left( 16.00 + \frac{2}{3} \times 2.5 \right) \times 7.00 \text{ KN} = 124 \text{ KNm}$$

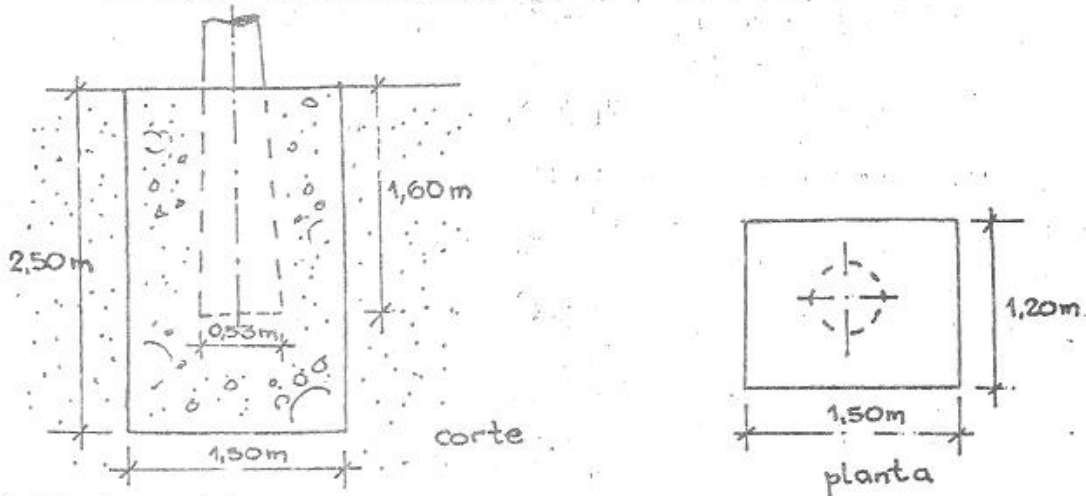
$$M_b + M_e = 104 \text{ KNm} + 52 \text{ KNm} = 156 \text{ KNm}$$

$$156 \text{ KNm} > 124 \text{ KNm} \quad (\text{verifica})$$

Debido a la diferencia de momentos, se podría redimensionar dándole una



menor profundidad al bloque de fundación, por ejemplo,  $D = 2.30$  m. A los fines del práctico no se modifica.



#### VII- Cálculo numérico.

Calcular una cimentación para un soporte - poste de hormigón armado de sección circular - de una L.A.T. 66 Kv. La cimentación estará formada por una losa inferior y un fuste superior. El cálculo se hará siguiendo el método de Plock.

#### Datos Generales.

Cota de fundación: - 2.5 mts.

Suelo de fundación: Arena limosa de mediana compacidad

Angulo de fricción interna:  $25^\circ$  ( $\varphi$ )

Nº de golpes S.P.T.: 25

Peso específico aparente:  $16 \text{ KN/m}^3$

$\sigma'_{bk} = 130000 \text{ kPa}$   $\beta_R = 10.500 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{ek} = 420000 \text{ kPa}$

$G_1$  = peso de crucetas, conductores, aisladores, etc. = 25 kN.

#### Datos particulares.

$h = 20$  mts.

Esfuerzos simultáneos

$H_1$  = Tiro en dirección normal a la línea = 1.1 kN.

$H_2$  = Tiro en dirección paralela a la línea = 4,3 kN.

#### VIII- Dimensiones del fuste y poste.

VII.14- La sección del fuste se determina asignando un recubrimiento - que establecemos en 30 cm - en ambas direcciones. La profundidad de empotramiento del poste la determinamos suponiendo un recubrimiento inferior de 0.30 m bajo el poste. En consecuencia el poste que dará empotrado si: Altura de empotramiento =  $D - 0.30 = 2.50 - ; - 0.30 = 2.20$  m. Verificala condición, que la profundidad de empo-

tramiento sea por lo menos el 10 % de la altura  $h_e = 0.10 \times h = 0.10 \times 20 \text{ m} = 2.0 \text{ m} < 2.20 \text{ m}$ .

#### VII.12.- Dimensiones del poste.

Para fijar sus dimensiones y peso recurrimos a la tabla 1 del práctico, donde tenemos como datos la longitud total  $20 + 2 \cdot 2 = 22.2$  y la fuerza horizontal máxima que soportará en su extremo superior  $H_1 = 11 \text{ kN}$ .

De la tabla deducimos a) el diámetro en la cima = 0.31 m.

b) el peso del poste: 64.4 kN.

y calculamos.-

Diámetro en la base inferior.

$$31 + 1.5 \times 22.2 = 64 \text{ cm.}$$

Diámetro en la parte superior del fuste

$$31 + 1.5 \times 20 = 61 \text{ cm.}$$

Diámetro medio en el empotramiento

$$\frac{64 + 61}{2} = 62.5 \text{ cm.}$$

#### VII.13.- Diámetro del fuste.

Con un recubrimiento de 30 cm en ambas direcciones de la sección del poste; queda:

$$L_2 = B_2 = 0.64 + 2 \times 0.30 = 1.24 \rightarrow 1.30 \text{ m.}$$

#### VII.2.- Dimensiones de la base.

Las dimensiones de la zapata las fijamos en primera aproximación y en base a la experiencia:

$$L = 3.0 \text{ m.} \quad B = 2.0 \text{ mts.}$$

$$d = 0.30 \text{ m} \quad d_0 = 0.6 \text{ m.}$$

#### VII.3.- Cálculo de las cargas verticales.

##### 3.1.- Peso de crucetas, conductores, aisladores y poste.

$$G_1 = 25 \text{ kN} + 64.4 \text{ kN} = 89.4 \text{ kN.}$$

##### 3.2.- Peso de la fundación.

$$G_2 = \gamma_{H^0} \times \text{Volumen del fuste y base.}$$

##### 3.2.1.- Volumen de la zapata.

$$- d \times B \times L = 0.3 \times 3 \times 2 = 1.8 \text{ m}^3 \quad L_1 = B_1 = L_2 + 2 \times 0.05 = 1.40 \text{ m.}$$

$$- \frac{d_0 - d}{3} (L \cdot B + L_1 \cdot B_1 + \sqrt{L \cdot B \cdot L_1 \cdot B_1}) = (2 \times 3 + 1.40^2 + \sqrt{2 \times 3 \times 1.40^2}) \times \frac{0.3}{3} = 1.14 \text{ m}^3$$

##### 3.2.2.- Volumen del fuste.

$$- B_2 \times L_2 \cdot (D - d_0) = 1.3 \times 1.3 (2.5 - 0.6) = 3.21 \text{ m}^3$$

$$- \frac{\pi \times \phi^2 m}{4} (D - 0.3) = 0.67 \text{ m}^3.$$

3.2.3.- Peso del macizo de hormigón:

$$G_2 = \gamma_{H^o} \times V_{H^o} = 24 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.8 + 1.14 + 3.21 - 0.67) = 120.4 \text{ kN}.$$

3.3.- Peso del suelo por encima de la losa.

$$G_2 = \gamma_s \cdot V_s = \gamma_s (V_{exc} - V_{H^o}) = 16 \text{ kN/m}^3 \cdot (3 \times 2 \times 2.5 - 5.48) = 152.32 \text{ kN}.$$

3.4.- Peso total.

$$N = G_1 + G_2 + G_3 = 89.4 + 120.4 + 152.32 = 362.1 \text{ kN}.$$

VII.4.- Verificación al vuelco y deslizamiento.

4.1.- En la dirección 1.-

$$M_1 = H_1 (h + D) = 11 (20 + 2.5) = 247.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{e1} = N \cdot \frac{L}{2} = 362.1 \cdot \frac{3.0}{2} = 543.1 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{e1}}{M_1} = \frac{543.1}{247.5} = 2.19 > 1.5 \text{ (verifica el vuelco).}$$

4.2.- En la dirección 2.

$$M_2 = H_2 (h + D) = 4.3 (20 + 2.5) = 96.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{e2} = N \cdot \frac{B}{2} = 362.1 \cdot \frac{2}{2} = 362.1 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{e2}}{M_2} = \frac{362.1}{96.7} = 3.74 > 1.5 \text{ (verifica, alvuelco).}$$

4.3.- Verificación al deslizamiento.

$$\psi = 25^\circ \quad \delta = 2/3 \psi = 17^\circ \quad \text{tg } \delta = 0.30$$

$$R_{\text{máx}} = N \cdot \text{tg } \delta = 362.1 \times 0.3 = 108.6 \text{ kN}$$

$$108.6 > 11 \text{ kN}$$

incluso queda como margen la adherencia.

VII.5.- Excentricidades de la resultante.

$$e_1 = \frac{M_1}{N} = \frac{247.5}{362.1} = 0.68 \text{ m}.$$

$$e_1 = \frac{M_2}{N} = \frac{96.7}{362.1} = 0.27 \text{ m.}$$

VII.6.- Determinación del eje neutro.

$$d = \frac{e_1}{L} = \frac{0.68}{3.00} = 0.22 \quad ; \quad c = \frac{e_2}{B} = \frac{0.27}{2.0} = 0.13 \text{ .-}$$

$6c + 6d = 2,1 > 1$ ; no es aplicable la ecuación de la flexión compuesta, verificamos ahora si el centro de carga se encuentra en la zona II o III para ello:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L}{4} = \frac{3.0}{4} = 0.75 \\ e_1 = 0.68 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0.75 > 0.68 \\ \frac{L}{4} > e_1 \end{array} \quad \text{por lo que el centro de carga se encuentra en la zona III (fig. 4).-}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 0.22 \\ c = 0.13 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} n = 0.41 \\ m = 1.75 \end{array}$$

$$n \cdot B = 0.41 \times 2.0 = 0.82 \text{ m.}$$

$$(L - n \cdot B) \cdot \frac{B}{L} \cdot m = (3 - 0.82) \frac{2.0}{3.0} \times 1.75 = 2.54 \text{ m}$$

VII.7.- Determinación de la presión máxima.

De la figura N° 9 con:

$$\left. \begin{array}{l} d = 0.22 \\ c = 0.13 \end{array} \right\} k = 3.8$$

$$\sigma_{\max} = k \cdot \frac{N}{L \cdot B} = 3,8 \cdot \frac{376,2 \text{ kN}}{2,0 \times 3,0 \text{ m}^2} = 238 \text{ kN/m}^2$$

$$= 238 \text{ kPa.-}$$

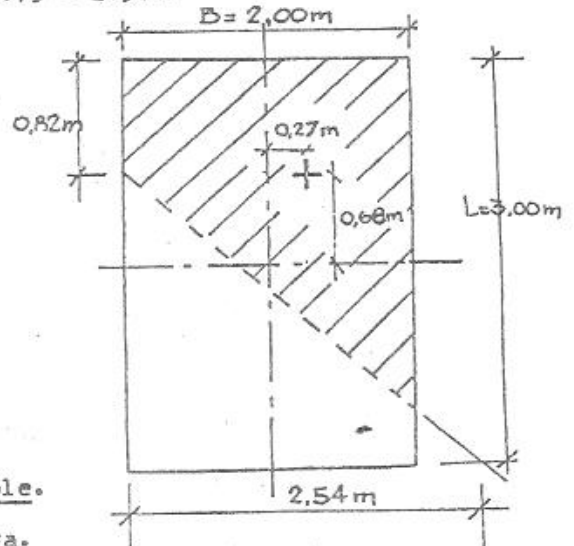


fig. 19

VII.8.- Determinación de la presión admisible.

8.1.- Por fórmulas de Capacidad de carga.

$$q_c = 1,3 c N_c + \gamma \cdot h \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = 20.72 \quad ; \quad N_q = 10.66 \quad ; \quad N_\gamma = 10.80$$

$$q_c = 1,3 \times 20,72 \times 10 \text{ kPa} + 16 \times 2,5 \times 10,66 + \frac{1}{2} \times 16 \times 3,0 \times 10,80 = 955 \text{ kPa.-}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{955}{3} = 318 \text{ kPa.}$$

8.2.- De la figura N°1 T.P.N°1 o de la fórmula.

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{N^\circ (B+0.3)^2}{12 B} \times 100 = \frac{25 (3.0+0.3)^2}{12 \cdot 3} \times 100 = 252 \text{ kPa.-}$$

tomamos la menor, o sea la segunda.

Verificamos:

$$238 \text{ kPa} < 252 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{adm}} \quad (\text{verifica})-$$

VII.9.- Tensiones de trabajo para el cálculo a flexión.

$$\sigma_t = \sigma_{\text{máx}} - \delta_{\text{Hó}} d_0 - \delta_s (D - d_0) = 238 - 24 \times 0,6 - 16(2,5 - 0,6)$$

$$\sigma_t = 193 \text{ kPa.}$$

VII.10.- Cálculo de los momentos flectores.

$$M_{f1} = \frac{B(L-L_2)^2}{8} \times \sigma_t = \frac{2,0(3,0-1,3)^2}{8} \times 190 = 139 \text{ kN.m}$$

$$M_{f2} = \frac{L(B-B_2)^2}{8} \times \sigma_t = \frac{3,0(2,0-1,3)^2}{8} \times 190 = 35,5 \text{ kN.m}$$

VII.11.- Condición de rigidez.

$$\left. \begin{aligned} d_0 &\geq \frac{L-L_2}{4} = \frac{3,0-1,3}{4} = 0,42\text{m} \\ d_0 &\geq \frac{B-B_2}{4} = \frac{2,0-1,3}{4} = 0,17\text{m} \end{aligned} \right\} < 0,6\text{m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{cumple.} \\ \text{cumple.} \end{array} \right\}$$

VII.12.- Cálculo de sección de armadura.12.1.- En la dirección 1.

$$h_1 = d_0 - 0,07 \text{ m} = 0,53 \text{ m.}$$

$$K_o = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{\gamma \cdot M_{f1}}{B_2 \cdot \beta_R}}} = \frac{0,53}{\sqrt{\frac{1,75 \times 137}{1,4 \times 10500}}} = 4,12 \rightarrow K_z = 0,946$$

$$F_{el} = \frac{\gamma \cdot M_{f1}}{K_z \cdot h_1 \cdot \sigma_{ek}} = \frac{1,75 \cdot 137 \times 10000}{0,946 \times 0,53 \times 420000} = 11,38 \text{ cm}^2$$

$$F_{el} = 11,38 \rightarrow 10 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ (11,31).}$$

12.2.- En la dirección 2.-

$$K_o = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{\gamma \cdot M_{f2}}{L_1 \beta_R}}} = \frac{0,53}{\sqrt{\frac{1,75 \times 35,5}{1,4 \times 10500}}} = 8,15 \rightarrow K_z = 0,974.$$

$$F_{e2} = \frac{\gamma \cdot M_{f2}}{K_z \cdot h_1 \cdot \sigma_{ek}} = \frac{1,75 \times 34,9}{0,974 \times 0,53 \times 42} = 2,82 \text{ cm}^2.$$

$$F_{e2} = 2,82 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \phi \text{ } 10 \text{ (3,14 cm}^2\text{)} - \text{adoptamos } 1 \text{ } \phi \text{ } 10/20\text{cm (mínimo)}$$

VII.13.- Momento flector en la parte superior.

En las figuras N°20 y 21 observamos que el ala opuesta al centro de carga está prácticamente cargado por el peso de las tierras ( $\sigma_{ps}$ ) y el peso propio ( $\sigma_{pp}$ ) deberá armarse arriba.

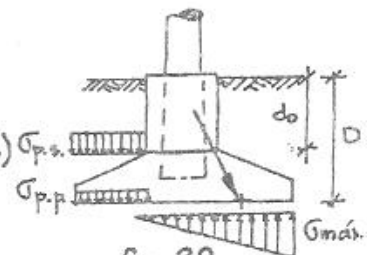


fig: 20

$$M_{fp-pl} = \left[ \int_0^L (D-d_o) \cdot \gamma_{Ho} \cdot d_o \right] \frac{(L-L_2)^2}{8} \cdot B =$$

$$= \left[ 16(2.5-0.6) + 24 \cdot 0.6 \right] \cdot \frac{(3.0-1.3)^2}{8} \cdot 2.0 =$$

$$= 32.3 \text{ kN.m}$$

$$F_{el} = \frac{\gamma_{M} M_{fppl}}{K_z \cdot h_1 \cdot \sigma_{ek}} = \frac{1.75 \times 32 \times 3}{0.975 \times 0.53 \times 42} = 2.6 \text{ cm}^2 ; F'_{el} = 2.6 \Rightarrow 4 \phi 10 (3.14)$$

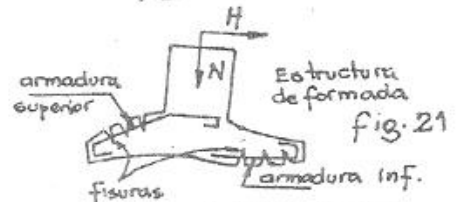


fig: 21

V.14.- Verificación al corte:

$$Q = \frac{L-L_2-h_1}{2} \cdot B \cdot \sigma_t = \frac{3.0-1.3-0.53}{2} \times 2 \times 193 = 226 \text{ kN}$$

$$B' = B_1 + h_1 = 1.4 + 0.53 = 1.93 \text{ m.}$$

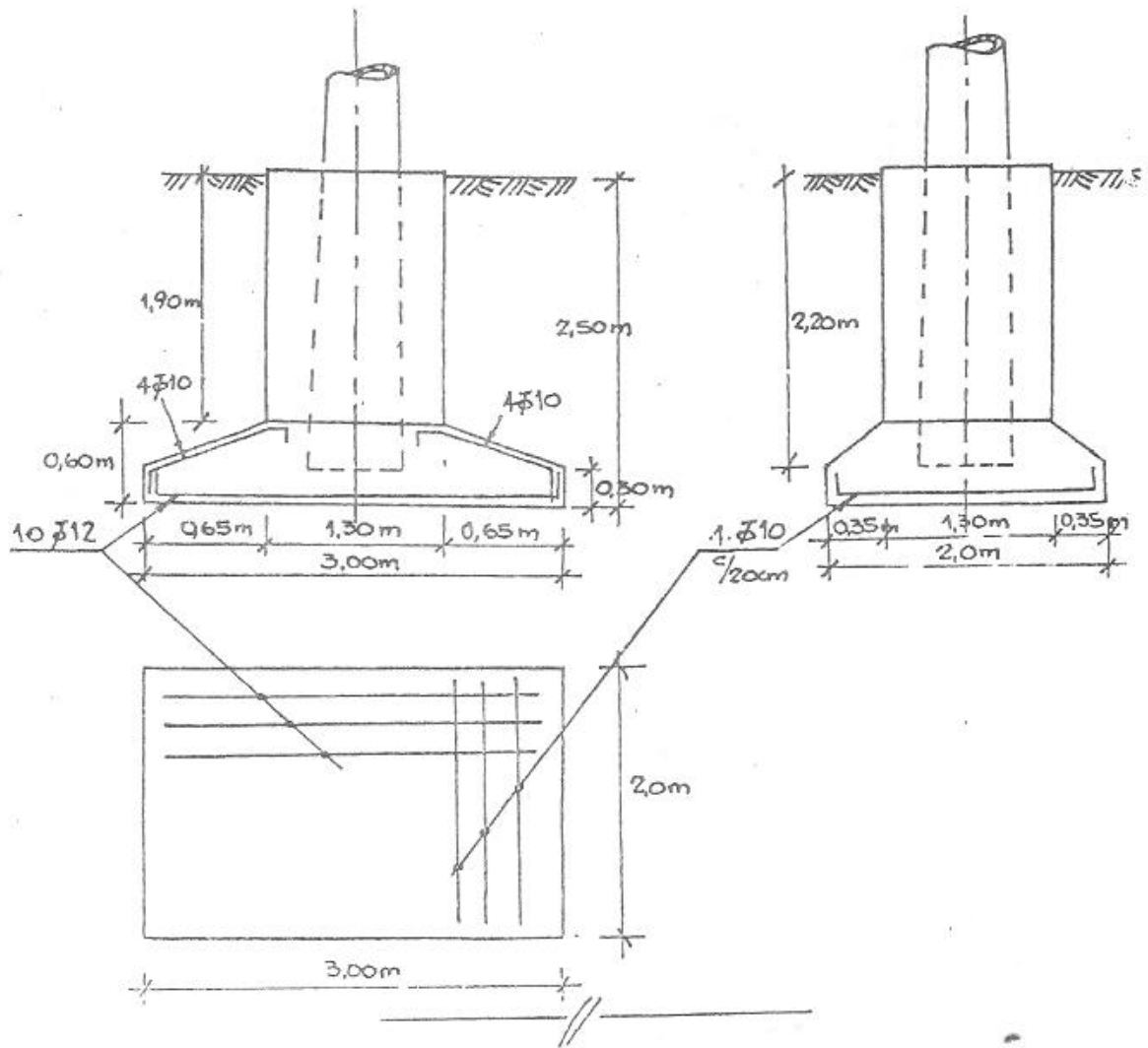
$$h'_1 = \frac{(L-h_1-L_2)(d_o-d)}{L-L_1} + d = \frac{(3.0-0.53-1.3)(0.6-0.3)}{3.0-1.4} + 0.3 = 0.52 \text{ m.}$$

$$\sigma = \frac{Q}{0.875 \cdot h'_1 \cdot B} = \frac{226 \text{ kN}}{0.875 \times 0.52 \times 1.93} = 230 \text{ kN/m}^2 = 230 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 5.3 \sqrt{\beta_R} = 0.53 \sqrt{10500 \text{ kPa}} = 543 \text{ kPa}$$

$$\sigma < \sigma_{adm} \quad (\text{verifica})-$$

Los esquemas se encuentran al dorso.



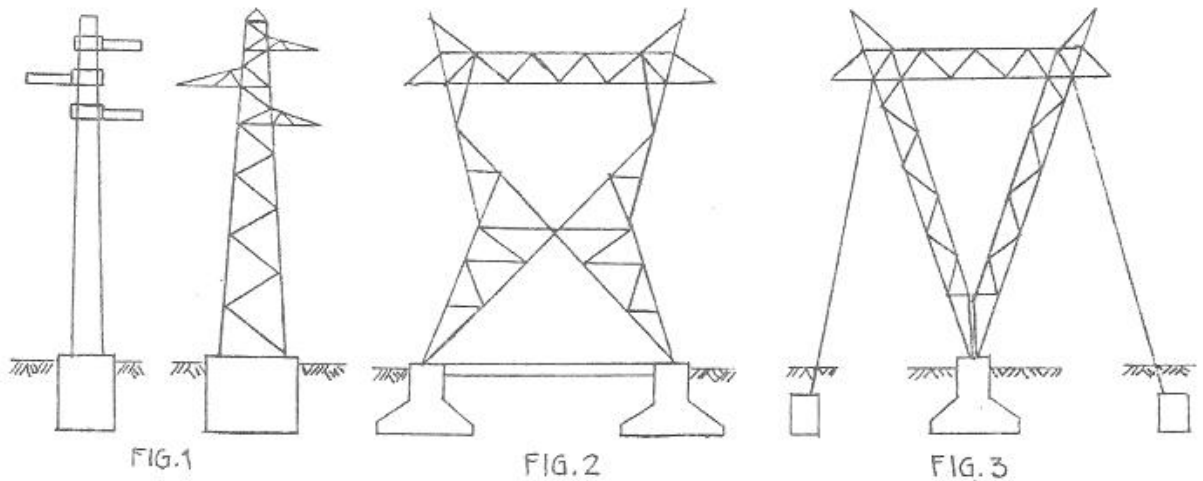
## TRABAJO PRACTICO N\* 8 (ANEXO)

## FUNDACIONES PARA POSTES, COLUMNAS Y TORRES SOMETIDOS A LA ACCION DEL VIENTO

## Introducción:

En este práctico se calculará la fundación de una torre para línea de alta tensión (L.A.T.).

Estas torres pueden ser de diversas formas, y en cada una de ellas el sistema de fundación es diferente. Los sistemas estructurales más usados en nuestro medio son los de hormigón armado (columnas) y los metálicos (reticulados). A su vez las tipologías empleadas varían de simples columnas o mástiles de hormigón armado o reticulados (fig. 1) a torres tipo "Delta" (fig. 2) de cuatro patas que son verdaderas estereestructuras metálicas y llegando hasta las torres arriendadas (fig. 3), que son estructuras metálicas con un apoyo central articulado pero arriostradas por anclajes en el suelo.



Las fundaciones de torres de cuatro patas son fundaciones superficiales (zapatas aisladas) o cabezales con pilotes, y su cálculo se realiza por los métodos convencionales ya estudiados en la materia.

En el caso de las arriendadas la base central tiene las mismas características ya descritas, anexándose solamente la verificación de los anclajes de la rienda.

Las torres más pequeñas (fig. 1) tienen una sola base de apoyo, en general es un bloque de fundación cuya resistencia se basa en la colaboración del suelo lateral y de fondo. Puede darse también el caso de zapatas aisladas. El cálculo propiamente dicho de estas bases se realizará siguiendo los lineamientos propuestos en la Guía de Trabajos Prácticos.

En esta separata se hará una breve síntesis de la determinación de las acciones obrantes sobre los postes, y la forma de determinar sus dimensiones generales.

Se hará referencia especialmente a postes o columnas de H\*A\*, de sección tronco poligonal o tronco cónica, en general huecos (figs. 4 y 5).



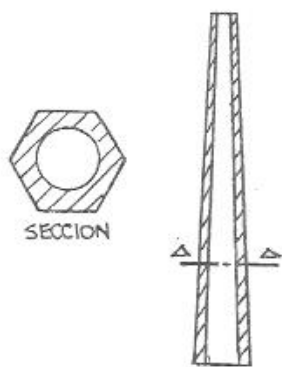


FIG. 4

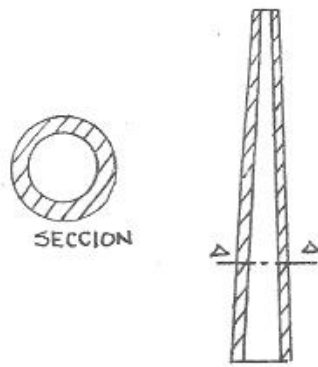


FIG. 5

**Acciones:**

Las acciones que se consideran son verticales y horizontales. Dentro de las primeras tenemos las cargas permanentes de peso propio del poste, cables, crucetas, aisladores, conductores y sobrecargas de hielo sobre los conductores. Entre las horizontales tenemos el viento que incide en el poste, crucetas, aisladores, cables y conductores, el sismo, y como los cables son tesados para minimizar las flechas, en los postes de quiebre o en los arranques de la línea aparecen esfuerzos debido a este tiro en los conductores.

En las figs. 6, 7 y 8 se aprecian estos esquemas de cargas.

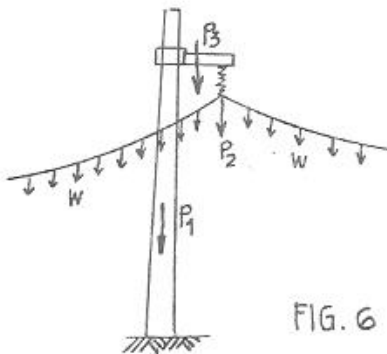
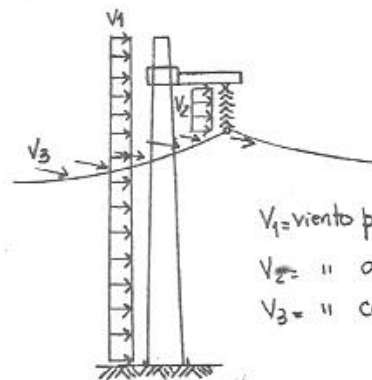


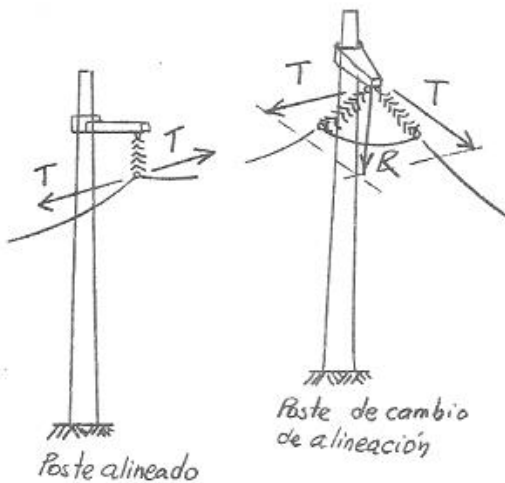
FIG. 6

- $W =$  p.p. del cable y sobrecarga
- $P_1 =$  p.p. del poste
- $P_2 =$  p.p. aisladores
- $P_3 =$  p.p. crucetas



- $V_1 =$  viento poste
- $V_2 =$  " aisl.
- $V_3 =$  " cable

FIG. 7



Poste alineado

Poste de cambio de alineación

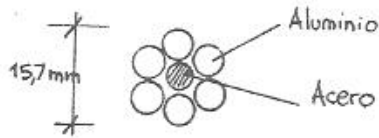
$T =$  tiro del cable

FIG. 8

El peso propio de los postes se obtiene de los fabricantes en función de las dimensiones geométricas. Una estimación se halla en la tabla 3 de la pag. 8-26 de la guía de T. P., cuyos valores dependen de la altura.

El peso de los aisladores para estas torres es de alrededor de 200 N a 300 N, dependiendo de la línea, y su longitud ( $l_c$ ) varía entre 1,00m y 1,60 m, la carga de cada cruceta depende directamente del poste elegido.

Los conductores pueden ser de cobre, aluminio o aluminio reforzado con alma de acero. Este último es el más utilizado. Los cables de puesta a tierra son de acero. A los efectos de este trabajo práctico se tomarán 6 cables de aluminio con alma de acero, cuyas características se definen en la fig. 9.



Sección nominal	150/25
Sección efectiva	170 mm <sup>2</sup>
Diámetro efectivo	15,7 mm
Peso	5,8 N/m
Tiro de rotura	28 kN
Tiro Máximo	Trot/2 = 14 kN

FIG. 9

Altura del poste:

La altura del poste es el dato necesario para definir las cargas y acciones dependientes de la geometría.

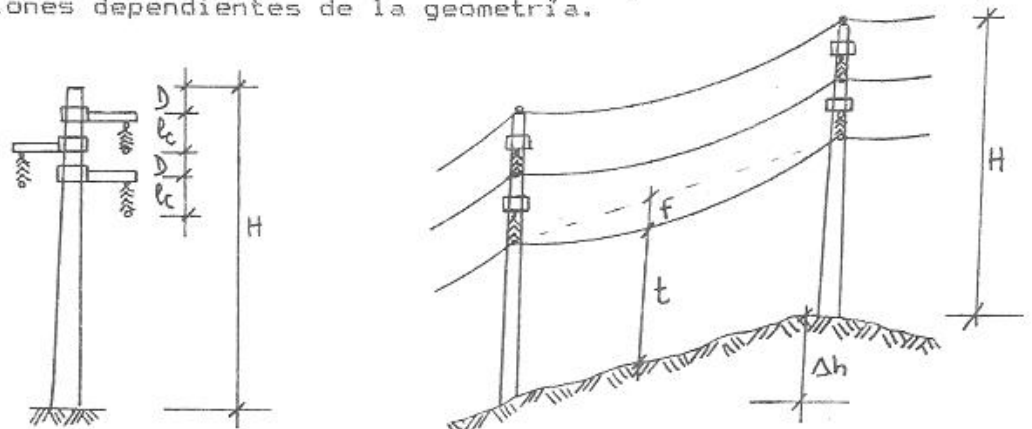


FIG.10

De acuerdo a la fig. 10 podemos decir que:

$$H = t + f + 2 \times lc + 2,0 \times D$$

donde:

- t = altura mínima que depende de los obstáculos a salvar (tabla I), varía entre 6 y 13 m.
- f = flecha del conductor.
- lc = longitud de aisladores (aprox. 1,00m a 1,60m)
- D = distancia para evitar interrelación eléctrica entre conductores (aprox. 1,20 m a 1,50 m).

Cálculo de la flecha:

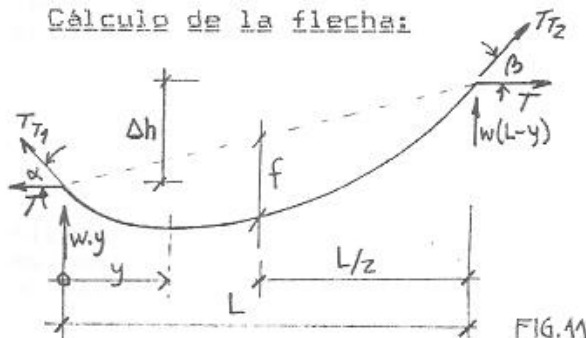


FIG.11

$$f = \frac{w \cdot L^2}{8 \cdot T}$$

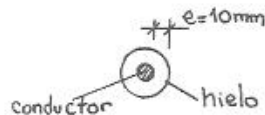
T = Proyección horizontal del tiro admisible = Trot/√2 ≈ Trot/2

w = peso del conductor y sobrecarga

El cálculo se realiza para dos condiciones, adoptándose el valor máximo. De acuerdo a normas las condiciones son las siguientes:

**A**

- Temperatura =  $-5^{\circ}\text{C}$
- Tiro máximo
- Sobrecarga de hielo =  $(5 + 0,1 d \text{ [mm]}) \text{ N/m}$



Acción del hielo

- Viento

**B**

- Temperatura =  $+40^{\circ}\text{C}$
- Tiro reducido por dilatación
- Sin hielo ni viento

La condición de flecha más desfavorable se dá, en general, para la hipótesis B. El cálculo se realiza planteando las ecuaciones de equilibrio, combinando cargas, módulos de dilatación, longitudes, etc. Un cálculo detallado de estas flechas puede consultarse en el "Civil Engineer's Reference Book" 3ra. edición L. Blake, 1985 y en el apunte "Estructuras de acero para líneas de transmisión eléctrica" Dr. A. Schegg, U. N. C. 1986.

A los efectos de este trabajo práctico puede asumirse, para los conductores y las tensiones consideradas, que la flecha vale aproximadamente:

$$f = 0,023 \times L$$

L = longitud del vano en metros.

Fuerzas horizontales en cambios de dirección:

En estos postes y en las retenciones, además del viento sobre el poste ( $P_w$ ) y conductores ( $P_s$ ) aparece, como se ha dicho la componente de la fuerza de tiro en los cables adyacentes.

La máxima fuerza (T) que puede aparecer en el conductor es el tiro máximo, en función del material a emplear. La composición de estas fuerzas en la dirección de la bisectriz del cambio de alineamiento nos dá la fuerza horizontal actuante en el elemento.

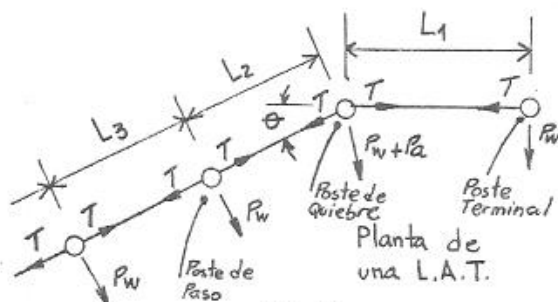


FIG.12

$$P_a = 2.T.\text{sen } \theta/2$$

$P_w$  = Acción del viento en el poste

A los efectos del práctico no se considerará la acción del sismo, ni del viento en los conductores, aisladores y crucetas.

Procedimiento de cálculo:

Para facilitar al estudiante la interpretación de la metodología expuesta y orientarlo en la determinación de los datos necesarios para el dimensionado de las fundaciones es que se plantea un

resumen de pasos a seguir :

- 1.- En base a la topografía y al trazado de la línea hallar los desniveles entre torres contiguas.
- 2.- Con tabla I y en función del accidente a salvar en el terreno, determinar la altura libre (t).
- 3.- Calcular la flecha (f), con la fórmula simplificada.
- 4.- Con los valores de 1, 2 y 3 agrgando los datos de longitud de aisladores y espacio entre conductores, hallar la altura del poste.
- 5.- Conocida la altura del poste y con la tabla 3 (pag. B-26) determinar geometria y peso del mismo.
- 6.- Obtenido el peso propio, sumarle peso de los conductores, aisladores, crucetas (3 de cada uno) y encontrar la carga vertical total.
- 7.- Hallar la acción del viento sobre el poste segun Cirsoc 102 y ubicar la resultante en altura.
- 8.- Encontrar la componente del tiro horizontal en el cambio de alineación. Ubicar estas fuerzas en coincidencia con cada cruceta (3).
- 9.- Con las cargas horizontales y su ubicación, y las verticales hallar, las fuerzas horizontales, verticales y momentos de vuelco a nivel de fundación.
- 10.- En base al punto 9 y a los otros datos particulares dimensionar la fundación por los métodos de Sulzberger y Plock.

Datos :

L = (m)

Traza Núm. =

Separ. entre cables = (m)

Long. Aisladores = (m)

Peso Aisladores = (N) (cada uno)

Peso crucetas = (N) (cada una)

Utilizar el perfil de suelos de fundación superficial.

A los efectos del práctico determinar los coeficientes  $K_v$  y  $K_d$  en función de la tabla 1 (pag. B-15) y/o de las fórmulas propuestas en la Guia de Trabajos Prácticos.

TABLA N\* I

## Distancias minimas (t) del conductor al suelo

1-Zonas habitadas, urbanas, suburbanas, poblados, plantas industriales, granjas, etc.....	9,00 m
2-Zonas rurales, terrenos de pastoreo, cultivados.....	8,50 m
3-Lugares no habitados pero accesibles a caminantes.....	8,00 m
4-Lugares no habitados y no accesibles a caminantes (pantanos, bañados, etc.).....	7,00 m
5-Cruces con carreteras principales, calles de poblaciones, etc.....	13,00 m
6-Caminos secundarios pero con gran tránsito de vehículos.....	13,00 m
7-Rieles de ferrocarril, con excepción de los ferrocarriles electrificados.....	9,50 m
8-Zonas o caminos accesibles solamente a caminantes.....	8,50 m
9-Cursos de agua usados para navegación a vela, distancia mínima sobre el mástil principal durante las crecientes máximas.....	4,50 m
10-Cursos de agua no usados para navegación, distancia mínima sobre el nivel del agua durante las crecientes máximas.....	8,00 m
11-Canales, lagos, lagunas, etc., no usados para navegación a vela, distancia mínima sobre el nivel del agua durante las crecientes máximas.....	6,00 m

Esc = 1:500

REFERENCIAS

- I, II, III, IV - Trazados
- [Hatched Box] - Viviendas y Poblados
- [Wavy Line] - Lagunas y bañados
- [Dashed Line] - Arroyo
- [Dotted Line] - Senda
- A - Poste a verificar

