

Cálculo de tablestacas*

(Traducción efectuada por los ingenieros señores Vesubio González, Pedro Errázuriz y Juan Cünther).

(Conclusión)

G.—CÁLCULO DE TABLESTACAS ANCLADAS

Una pared de tablestacas, solicitada por empuje de tierra y anclada en su extremo superior se comporta en el suelo de manera distinta que una pared no anclada, por no ser en este caso necesario para la estabilidad de la pared, que se produzca un encastramiento. La pared también puede estar en equilibrio si el empuje es recibido arriba por el tirante y abajo por la resistencia del terreno. En este caso, gira el extremo inferior de la tablestaca en torno de un punto que se encuentra más abajo que el extremo inferior de ella y la pared se mueve en toda su altura hacia adelante (sólo así se puede producir en toda la parte clavada resistencia del terreno). Pero se puede presentar también el caso, que el terreno no permita el movimiento hacia adelante en toda la altura clavada, entonces el extremo inferior de la pared gira en torno de un punto que se encuentra más alto que ese extremo, que por lo tanto toma un movimiento hacia adentro. Entonces se

produce también en la cara interior resistencia, es decir se obtiene un momento de encastramiento.

Una pared cuya ficha se ha exagerado puede permanecer inmóvil en su extremo inferior únicamente si es sostenida por un encastramiento. En caso que sólo sobre el lado exterior se produzca la resistencia del terreno, ésta debe alcanzar hasta el extremo inferior de la tablestaca, ya que de otra manera la elástica debería ser tangente al eje de la tablestaca no deformada, condición que exige la existencia de un punto de inflexión que sólo se puede producir si también en el lado interior hay resistencia del terreno.

En lo sucesivo se considerará un tablestacado con ficha exagerada, o lo que es lo mismo una pared cuya sobrecarga es pequeña respecto a la profundidad de hincamiento y supondremos que la tablestaca no cambie de posición en el extremo inferior. Esta suposición no es necesario que se realice en la práctica, muy bien puede presentarse el caso de que la pared se deforme en toda su altura.

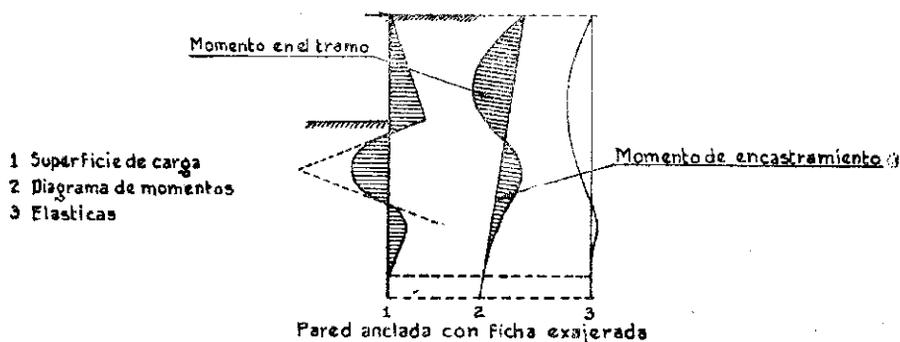
Una pared que se ajuste a la suposición hecha está representada en la fig. 7. El empuje de tierra origina en el suelo

(*) Traducción de la obra «Der Grundbau». (Procedimiento adoptado por el Departamento de Obras Marítimas).

un momento de encastramiento que se realiza por la resistencia del terreno a uno y otro lado de la pared. La magnitud de la resistencia y la profundidad hasta donde ella se produce son desco-

Si se aumenta la carga se produce una mayor resistencia en el terreno, al mismo tiempo crece la resistencia sobre el lado derecho en el extremo inferior de la pared desde cero hasta cierto valor

FIGURA 7



nocidas, las superficies de carga indicadas en la figura representan sólo un caso posible. Si el extremo inferior de la pared no varía de posición, debe la elástica coincidir en este punto con el eje de la tablestaca; hacia arriba se separa la elástica tangencialmente a la derecha y dobla en seguida a la izquierda. Las deflexiones de la elástica a uno y otro lado del eje corresponden a las fajas de terreno donde se produce la resistencia, porque ésta sólo se origina en aquel lado hacia el cual la pared se ha doblado, es decir, hacia donde la pared sea empujada contra el terreno.

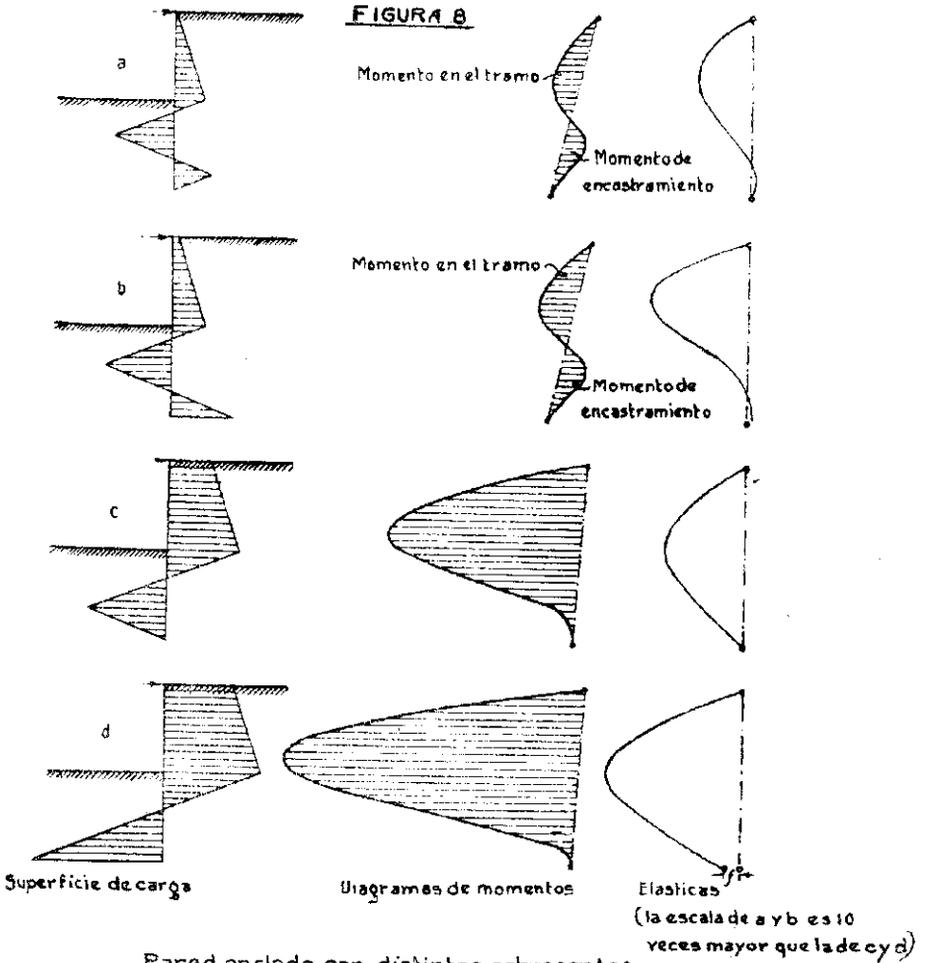
En la fig. 8-a hasta d se ha representado una pared anclada, con distintas sobrecargas. La fig. 8-a representa un caso límite en el cual el extremo inferior de la tablestaca no varía de posición, comenzando además aquí la resistencia del lado derecho. Para simplificar se han limitado las superficies de carga por rectas. Además de las superficies de carga se ha representado la superficie de momentos y la elástica.

(fig. 8-b), moviéndose en este punto la pared hacia la derecha.

Si se aumenta más la sobrecarga ya no se desarrolla la resistencia del terreno sobre el lado derecho. La fig. 8-c representa el caso límite cuando esta resistencia alcanza el valor cero. En el mismo instante la resistencia del lado izquierdo es cero, en este punto, por lo tanto, permanecerá él en su posición primitiva, es decir, sobre el eje de la tablestaca no deformada. La pared sólo se deforma hacia un lado; no existe un momento de encastramiento sino únicamente los momentos del tramo.

Si se aumenta aún más la sobrecarga crece la resistencia en el extremo inferior del terreno del lado izquierdo, es decir, hay movimiento hacia la izquierda. La figura 8-d muestra el caso límite en el cual se aprovecha la resistencia al máximo. Con otro aumento de la sobrecarga la pared cederá.

En las figuras 9-a hasta d se han representado los mismos casos límites de sollicitación, pero con la diferencia que



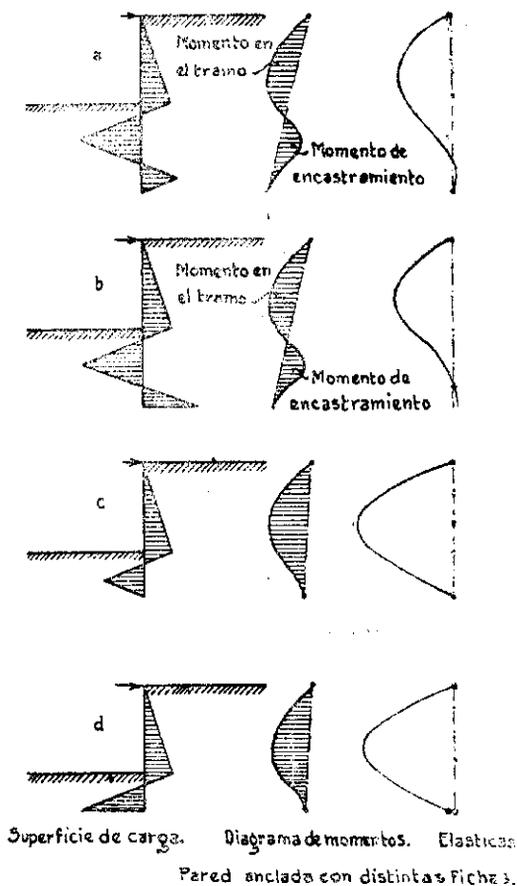
Pared anclada con distintas sobrecargas

la sobrecarga queda constante, variándose en cambio la profundidad de hincamiento. Si la ficha es muy grande, el extremo inferior de la tablestaca no estará solicitado, y más arriba no se producirán las resistencias máximas posibles del terreno. Si se disminuye la ficha, se llegará primero a la sollicitación fig. 9-a, que corresponde también a la que se presenta en la fig. 8-a, en la cual el extremo inferior de la tablestaca permanece inmóvil, comenzando en este

punto la resistencia del terreno del lado derecho. Disminuyendo la ficha se llega al caso límite de la figura 9-b, en el cual la resistencia del terreno alcanza el valor máximo a ambos lados. Haciendo la ficha aún menor, decrece la resistencia de la derecha, el instante en el cual ésta se reduce a cero está representado en la figura 9-c.

Para fichas aún menores el extremo inferior se mueve hacia la izquierda alcanzando el valor máximo en la fig. 9-d.

FIGURA 9



Si se reduce más la profundidad de hincamiento, ya no se puede producir la resistencia necesaria, no puede haber, por lo tanto, equilibrio de las fuerzas, y la pared cederá.

Para la determinación del espesor de la pared y de la ficha, se tratará primeramente de satisfacer las condiciones del caso de la fig. 9-d. Para él se obtienen las profundidades de hincamiento menores pero también la sollicitación mayor de la tablestaca. Se reduce notablemente esta sollicitación si se origina un mo-

mento de encastramiento en el fondo, y se podría pensar que la sollicitación más favorable se obtuviera igualándose el momento del tramo con el momento de encastramiento.

Pero las consideraciones siguientes demuestran que este caso no se puede producir.

Para el caso límite indicado en la figura 9-b, se ha elegido la profundidad de hincamiento, de manera que la resistencia del terreno a la derecha y a la izquierda esté aprovechada al máximo. Para este caso, el momento de encastramiento resulta menor que el momento en el tramo.

Este caso límite se ha representado en la fig. 10 con líneas gruesas. Para fichas mayores, o permanecerá esta condición de carga o también se puede desarrollar resistencia a mayores profundidades. En este último caso no se aprovecha la resistencia del terreno al máximo, igualmente disminuyen las ordenadas de la superficie representativa de la carga, y finalmente también disminuye el área de estas superficies por se-

pararse la distancia entre los centros de gravedad (línea delgada en la fig. 9). Por otra parte, permanece invariable la superficie del empuje de tierra, como asimismo la parte correspondiente del polígono de momentos. Al contrario, la parte de la curva de momentos correspondiente a la resistencia del terreno tendrá una curvatura menos pronunciada; ella se trasladará hacia la derecha y por lo tanto ganará también la línea de cierre hacia la derecha. Se obtiene, por lo tanto, para fichas mayores, un mayor

momento en el tramo y un menor momento de encastramiento.

Si se disminuye la profundidad de hincas con respecto al caso límite de la fig. 8-b (líneas gruesas de la fig. 10), no puede aumentar la resistencia del terreno del lado izquierdo porque ya ha alcanzado su valor máximo en el caso límite. En la parte encima del punto donde se anula la resistencia de la izquierda y comienza la de la derecha, la forma de la línea de momentos permanece invariable, debajo del punto D disminuye la curvatura, por lo tanto se desplaza hacia la derecha y el extremo superior de la línea de cierre seguirá este movimiento. El momento en el tramo aumenta, el momento de encastramiento disminuye. Disminuyendo aún más la hincas se obtiene un momento de encastramiento igual a cero cuando se alcanzan las condiciones límites de la fig. 9-c.

El caso que el momento de encastramiento iguale al momento en el tramo sólo se puede alcanzar si al disminuir la profundidad de hincas con respecto al caso límite 9-b aumentase la resistencia

línea de cierre hacia la izquierda y se obtendría el caso indicado con segmentos en la fig. 10. Este caso se puede presentar si el terreno tuviese una resistencia muy grande, para terreno con un talud natural de 35° o menos, no se puede obtener.

Hay que distinguir, por lo tanto, para el cálculo de tablestacados anclados, 2 casos límites.

1) Con encastramiento en el suelo, aprovechando al máximo la resistencia del terreno a la derecha y la izquierda, obteniéndose grandes profundidades de hincas y pequeños momentos en los tramos (fig. 9-b).

2) Sin encastramiento en el suelo, aprovechando al máximo la resistencia del terreno a la izquierda, obteniéndose pequeñas profundidades de hincas y grandes momentos en los tramos.

1) ESTUDIO CON EMPOTRAMIENTO

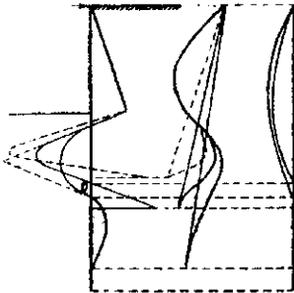
a).—Por medio de la elástica

En la figura 11 se ha estudiado un tablestacado cuyo espesor y ficha se quiere determinar.

El nivel de las aguas mínimas con el cual se calcula, está a tres metros bajo el nivel superior de la pared. La profundidad de agua es en este caso de cuatro metros. A media altura entre el nivel de aguas mínimas y la superficie del malecón se encuentra el anclaje horizontal que se considera como fijo.

Para el cálculo se ha considerado el nivel del agua subterránea a 0,50 m. encima del nivel exterior. Las distintas capas se han indicado en la figura con sus pesos específicos, talud natural y coeficiente de empuje. Para la resistencia del terreno a la izquierda se adopta el doble del valor que se obtiene calculándolo sin considerar el rozamiento

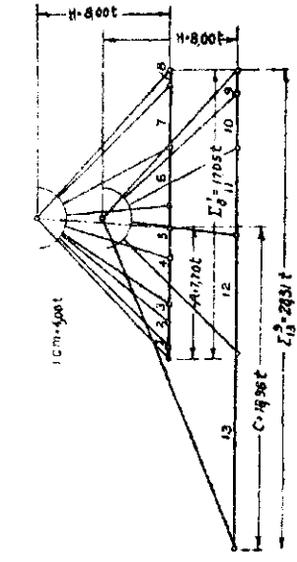
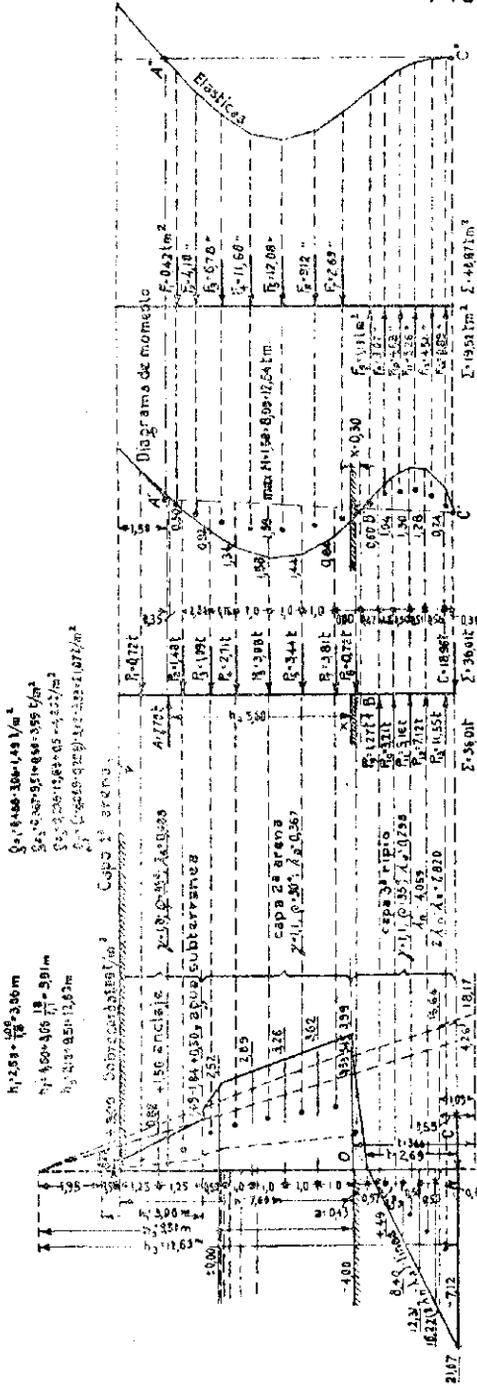
FIGURA 10



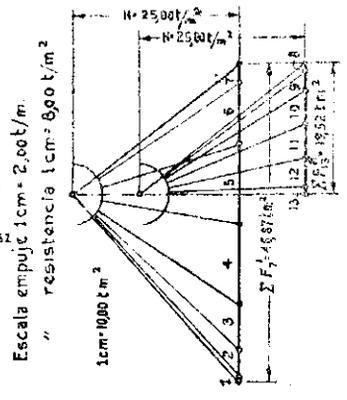
Pared anclada.
Relación entre los momentos

del terreno de la derecha, entonces aumentaría la curvatura de la línea de momentos y con esto se desplazaría la

FIGURA II



Estudio de una pared con anclaje suponiendo encastramiento en el fondo.

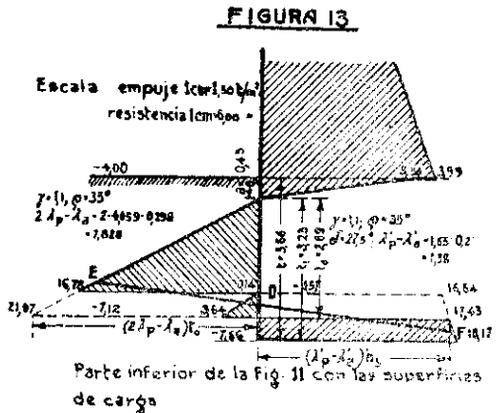
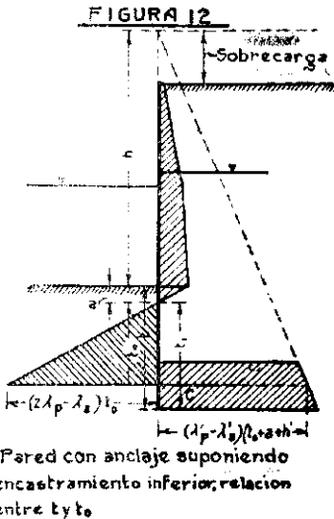


Escala empuje $1 \text{ cm} = 2.00 \text{ t/m}$
 " resistencia $1 \text{ cm} = 9.00 \text{ t/m}^2$

contra la pared. El área representativa de la resistencia del terreno a la izquierda está limitado, por lo tanto, por la línea $(2\lambda_p - \lambda_a)$. Esta línea comienza desde el empuje máximo del lado derecho de la pared; ella no aparece como recta en la figura, por haberse representado por comodidad la resistencia del terreno a 1/4 de la escala del empuje.

La resistencia del terreno sobre el lado derecho del extremo inferior de la pared está inclinada hacia abajo, debido al rozamiento entre la pared y el terreno. Su valor es por lo tanto menor comparándolo con el que se obtiene despre-

do al mismo tiempo que la resistencia del terreno del lado izquierdo queda limitada por la línea $2\lambda_p - \lambda_a$ y además por una horizontal a la altura de la fuerza concentrada. En la figura 11 queda indicada por líneas de puntos la superficie equivalente de la fuerza C. Las bases de esta superficie se han supuesto tan pequeñas como se obtienen en el peor de los casos (con gran rozamiento contra la pared $\delta = 27,5^\circ$ para $\delta = 25^\circ$). Conociendo las bases y el valor de C se puede calcular la altura de la superficie. En la figura 13 se ha sacado nuevamente la parte inferior de las superficies de carga. La superficie equivalente de C queda entre las cotas—6.57



ciando el rozamiento. En esto debe considerarse que la altura de tierra que determina la resistencia del terreno a la izquierda sólo alcanza hasta el fondo del agua, mientras que al lado derecho alcanza hasta el nivel del malecón (incluso sobrecarga).

Se puede simplificar considerablemente el estudio gráfico si se reemplaza la resistencia del terreno del lado derecho por una fuerza concentrada C, suponiendo

—7.66. La parte superior de esta resistencia se anula con una parte de las resistencias del terreno en la parte izquierda de la pared (entre —6,57 y —7,12). De manera que quedan únicamente las partes de las superficies de carga que se han achurado en la figura 13. Esta representación de la carga corresponde exactamente a las suposiciones de la figura 11. (La resistencia del terreno a la derecha como fuerza concentrada C; resistencia del terreno a la izquierda limitada por la línea $(2\lambda_p - \lambda_a)$)

una horizontal a la altura de C). La recta EDF trazada en la figura 13 se ajusta bien a los contornos de la superficie achurada y muy probablemente da una representación de los empujes que se acerca mucho a la verdadera. Por lo tanto, también la representación supuesta en la figura 11 no distará mucho de la realidad.

Basándose en esta suposición, se procede a determinar la ficha de la manera siguiente: Se supone primero que la pared alcance a mayor profundidad que la ficha necesaria. Para la sollicitación que resulta se determina la curva de momentos. La línea de cierre A' C' da la superficie de momentos y la posición y la magnitud de la fuerza concentrada C y con esto la profundidad de hincamiento. La línea de cierre debe trazarse de tal modo que la elástica que se deduce de la superficie de momentos dé una representación real de la deformación de la pared.

Para una posición elegida cualquiera de la línea de cierre se determina gráficamente la elástica. Ella debe tener la forma indicada en la figura 9-b, su extremo inferior muestra una deformación hacia adentro, lo que corresponde a la repartición exacta de la carga representada en la figura 13 en líneas gruesas. Pero como hemos reemplazado la resistencia del terreno de la derecha por la fuerza concentrada C, y como ésta actúa solamente en un punto, es imposible que exista una deformación hacia la derecha (porque entonces la resistencia del terreno no podría estar aplicada en un punto); en el punto de aplicación de C la elástica debe coincidir con el eje de la pared no deformada. Como el anclaje se ha considerado fijo, es necesario que la línea de cierre que determina la superficie de momentos tenga una posición

tal que la elástica que se deduce de ella pase por los puntos A" y C". En caso que el anclaje no sea fijo, se aplicará la magnitud de su alargamiento horizontalmente hacia la izquierda del punto A" y se obtendrá el punto por el cual deberá pasar la elástica. Si para una línea de cierre elegida la elástica no pasa por los puntos mencionados, habrá que cambiar la posición hasta obtener este resultado. Debe de mencionarse que conviene elegir el polo del polígono de las fuerzas elásticas, de manera que el último rayo polar sea vertical.

El procedimiento para determinar la superficie de momentos y de la elástica es más sencillo de lo que aparece a primera vista; esto se debe a que en una pequeña variación de la línea de cierre las elásticas correspondientes muestran grandes variaciones de posición, de manera que después de algunos ensayos se obtiene fácilmente la posición exacta.

El momento máximo se saca del diagrama de momentos. La ficha obtenida t_0 medida desde el punto o deberá aumentarse para que la resistencia del terreno de la derecha pueda actuar sobre la pared. En la figura 11 se ha representado con línea de puntos esta resistencia del terreno; las bases de este trapecio son los valores mínimos que se puede originar considerando el rozamiento contra la pared. ($\delta = 27,5^\circ$, $\delta = 35^\circ$) resultando así el valor máximo de la altura del trapecio, y con esto también el valor máximo de la profundidad de hinc t_1 comparado con t_0 . Como la parte inferior B C de la pared se comporta como una viga simplemente apoyada, cuya reacción de apoyo inferior es la fuerza C, y como la resistencia del terreno en forma triangular se reparte aproximadamente sobre el trecho B C (exactamente sobre el trecho O C, ver figura 11), se

obtiene, según figura 12, para la altura b del trapecio y con esto para la relación t : t_0 .

aplicación A' del anclaje la línea de cierre pasa siempre por el mismo punto B' la magnitud de x es, en consecuencia,

ECUACIONES

$$(25) \quad C = (\lambda_p' - \lambda_a')(t_0 + a + h')b \approx \frac{2}{3} \frac{1}{2} (2\lambda_p - \lambda_a)t_0^2$$

$$(26) \quad t \approx t_0 + a + \frac{h}{2} \approx t_0 + a + \frac{1}{6} \frac{2\lambda_p - \lambda_a}{\lambda_p' - \lambda_a'} \frac{t_0^2}{t_0 + a + h'}$$

$$(27) \quad t = a + 1,20 t_0.$$

$$(28) \quad x \approx 0,1 h.$$

$$(29) \quad t = a + 1,20 t_0 = a + 1,20 (\xi_0 + x - a) \\ = 1,6 a - 0,6 x + 1,2 \sqrt{\frac{6 E_0}{2\lambda_p - \lambda_a} + \frac{9}{4} (a - x)^2}.$$

$$(29) \quad \eta = E_0 \xi - \frac{1}{6} (2\lambda_p - \lambda_a) \xi^3 + \frac{1}{2} (2\lambda_p - \lambda_a) (a - x) \xi^2.$$

Las ecuaciones 25 y 26 se basan en la representación de la resistencia del terreno indicada en la figura 12; ella corresponde sólo aproximadamente a la verdad. En casos especiales pueden emplearse para la verificación; para los casos corrientes basta la relación $t = a + 1,20 t_0$, la cual puede deducirse de las figuras 11 y 12.

independiente de la altura del anclaje. Si el terreno a lo largo de la pared es homogéneo, x resulta también independiente del peso específico del mismo, ya que para diversos pesos específicos varía solamente la escala y no la forma de las áreas de empuje. Si se supone que el nivel del agua quede al centro entre la superficie del terreno y el fondo y que el nivel del agua en el relleno esté a esa misma cota, resulta entonces para

b).—La viga de reemplazo

El procedimiento explicado anteriormente se puede simplificar si se considera que la pared —por encima del punto B situado a nivel del B' , intersección de la línea de momentos con la línea de cierre,— se comporta como una viga sobre dos apoyos (A y B). La luz de esta viga es $h_a + x$ (fig. 11). h_a es la altura del punto de aplicación del anclaje, x la profundidad del apoyo B' respecto del fondo. X depende de las dimensiones totales del tablestacado y de la naturaleza del terreno. Si se estudia esta dependencia en un gran número de tablestacados, se encuentra desde luego que, para diversas posiciones del punto de

$\rho = 20^\circ$	$x = 0,25 h$
$\rho = 30^\circ$	$x = 0,08 h$
$\rho = 35^\circ$	$x = 0,035 h$
$\rho = 40^\circ$	$x = -0,007 h$

Para otra posición del nivel de aguas, aceptando sobrepresiones de agua y naturaleza heterogénea del terreno se obtienen valores poco diferentes. Así, resulta por ejemplo según figura 11, para

$$\rho = 350 \\ x = 0,30 = 0,043 h.$$

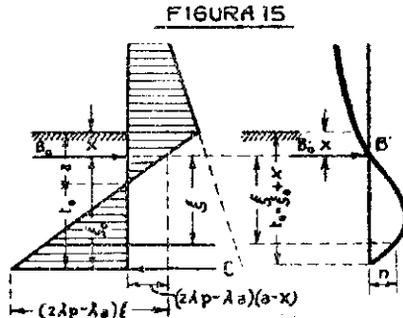
Cuando el ángulo del talud natural más abajo del nivel del fondo se puede in-

tras que gráficamente se la obtiene en la figura 11 y figura 13 igual a 3,66 m.

Debe de llamarse la atención que el procedimiento de la viga de reemplazo para la determinación del momento máximo como la determinación de la ficha según la ecuación 30 podrá emplearse siempre que el terreno del fondo tenga un talud natural, por lo menos de 29° a 30° y siempre que no se presenten solicitaciones extraordinarias. En los de-

ha dicho anteriormente el que aparece en la figura 9-d, correspondiente a la condición de que sobre el lado derecho no se produce resistencia del terreno y sobre el izquierdo alcanza su valor máximo en el extremo inferior; no produciéndose, por lo tanto, un momento de empotramiento. Bajo estas condiciones se producen pequeñas profundidades de hincamiento para grandes momentos flexión en el terreno. Este caso se ha

$\varphi = 20^\circ$	$x = 0,25 \text{ h}$
$\varphi = 30^\circ$	$x = 0,08 \text{ h}$
$\varphi = 35^\circ$	$x = 0,035 \text{ h}$
$\varphi = 40^\circ$	$x = -0,007 \text{ h}$



Estudio de un estacado anclado
suponiendo encastramiento inferior
por medio de la viga de reemplazo,
determinación de la ficha.

más casos los resultados que da no son exactos y para obtenerlos habrá que recurrir al procedimiento de la elástica.

La ventaja de este procedimiento consiste especialmente en que permite obtener rápidamente la ficha y el espesor de la tablestaca para distintas hipótesis de sollicitación, de naturaleza de terrenos y de presiones de agua.

En vista de la inseguridad de estas suposiciones fundamentales estos cálculos complementarios son muy valiosos. Generalmente, bastará verificar uno de estos cálculos por el procedimiento de la elástica.

2) ESTUDIO SIN EMPOTRAMIENTO

El segundo caso límite para el cual hay que estudiar la pared, es como se

estudiado en la figura 16 que corresponde al mismo tablestacado que se ha estudiado en la figura 11 para el caso límite con empotramiento inferior. La línea de momentos se dibuja en igual forma que en el caso de la fig. 11, pero la línea de cierre se traza desde A' tangente a la curva de momentos. El punto de tangencia fija el extremo inferior de la tablestaca. En el dibujo alcanza la superficie de momentos únicamente hasta el centro de gravedad de la última faja de la superficie de carga (hasta C'). La pared debe alcanzar hasta el borde inferior de esta faja.

Para los dos casos estudiados (con y sin empotramiento) se obtienen las fichas de 3.66 mts. y 1.83 mts., los largos totales de 10.66 mts. y 8.83 mts., y los momentos 12.64 mts. y 16.8 mts. El caso

sin empotramiento necesita sólo 83 % del largo de la pared empotrada, pero la solicita un momento 1.33 veces mayor. Para tablestacas de madera y—en caso que las maderas sean simétricas—para paredes de concreto armado, los momentos resistentes varían con el cuadrado de espesor de la pared. Igual cosa sucede para paredes de fierro siempre que los distintos perfiles sean semejantes, lo que generalmente sucede. También aquí los momentos resistentes son proporcionales al cuadrado de los pesos. El caso límite sin encastramiento para el tablestacado estudiado necesitaría únicamente $0.83 \sqrt{1.33} = 0.96$ veces el material que se necesitaría en el caso con empotramiento. Si se hace la comparación también para otros casos, se obtiene que el material necesario para el caso límite sin encastramiento es tanto más favorable cuanto menor sea el talud natural del terreno y cuanto mayor sea la presión del agua.

Daremos aquí los resultados de algunos estudios comparativos. Se ha estudiado un tablestacado cuyo borde superior se encuentra 6 mts. encima del fondo.

La profundidad de agua sea 3 mts.; sobre la superficie horizontal del terreno se encuentra una sobrecarga de 2 t/m^2 . El terreno se considera homogéneo y de un peso específico de 1.8 t/m^3 sobre el agua y de 1.1 t/m^3 bajo agua. No se considera sobrepresión del agua. El talud natural del terreno se ha considerado de 20° , 30° y 40° . Para estos tres ángulos se obtiene, haciendo la comparación con y sin encastramiento, las siguientes relaciones en el largo total y en los momentos máximos de 0.81, 0.83 y 0.86 para el largo, y 1.28, 1.40 y 1.39 para el momento máximo. La relación en el consumo de material resulta ser entonces 0.92, 0.99 y 1.02 veces el ma-

terial que entraría en el caso con empotramiento. Si para el talud natural de 20° se calcula con una sobrepresión de 1 m., se obtiene para el caso sin encastramiento el largo de la tablestaca de 0.81, el momento de flexión 1.24 y el consumo de material 0.90.

Aún exigiendo la condición de encastramiento inferior más material de construcción que el caso sin encastramiento, se recomienda calcular siempre con encastramiento inferior; porque en el caso sin encastramiento la profundidad de hincia es la mínima necesaria para la estabilidad de la construcción. Si por cualquier causa accidental se carga la pared más de lo previsto (sobrecarga demasiado grande o sobrepresión de agua no prevista) o se han elegido empujes de tierra inferiores a los reales o también el anclaje se mueve, entonces la ficha ya no es suficiente y la pared cede. De lo contrario, si se producen los mismos fenómenos accidentales en el caso con encastramiento inferior, resulta que la línea de cierre del diagrama de momentos se mueve hacia la derecha, y el momento de encastramiento disminuye y el del tramo aumenta. La sollicitación a la flexión es mayor, pero la pared puede soportar esta sobresollicitación debido al coeficiente de seguridad. La profundidad de hincia también es suficiente, el extremo inferior de la pared se moverá hacia la izquierda, el caso límite con encastramiento fig. 9-b se acerca entonces al caso sin encastramiento de la fig. 9-c. Excepcionalmente se alcanzará el caso límite sin encastramiento de la fig. 9-d. El momento de encastramiento va aumentando según las condiciones del terreno de un 33.3% a 50%. Sólo entonces la pared comenzará a ceder en el extremo inferior.

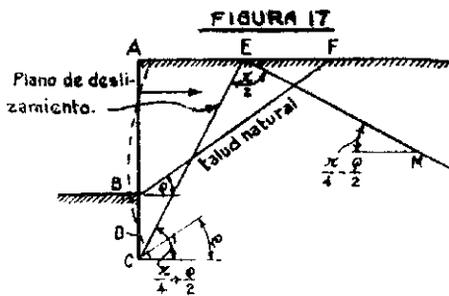
El caso sin encastramiento no debería aceptarse para el cálculo por las razo-

nes indicadas anteriormente. Sin embargo, se le ha tratado extensamente, porque hasta ahora él se ha empleado comúnmente. Como se obtienen paredes muy fuertes y pequeñas fichas no se ha presentado el caso de que las deformaciones de la pared hayan pasado del estado elástico, pero son numerosos los casos de destrucción de tablestacados por profundidades insuficientes de hincamiento. Se trató entonces de acercar el cálculo a las condiciones de la realidad disminuyendo la resistencia del terreno en la parte inferior o aprovechándolo sólo parcialmente, o en fin aceptando fatigas en el tablestacado que se acercaban al límite de elasticidad o aún de la ruptura. Pero estos procedimientos eran artificios de los cuales se puede prescindir si se calcula la pared con encastramiento inferior.

H.—ANCLAJE DE LOS TABLESTACADOS

1.º *Posición y tamaño de las placas de anclaje.*—Las placas de anclaje no deben quedar dentro del prisma de deslizamiento que sirve de base para el cálculo del empuje que solicita al tablestacado. Si se remueve la pared, el terreno que constituye el prisma se pone en movimiento en toda su extensión; una placa de anclaje situada dentro de este prisma sería arrastrada y no le daría apoyo. El plano de deslizamiento que limita el prisma pasa por el punto D, alrededor del cual gira la pared en movimiento. Si el punto D queda más abajo que el extremo inferior, es decir, si la pared se desliza hacia adelante, el plano de deslizamiento pasa por el extremo inferior. Si el punto D queda más arriba, se puede aceptar como simplificación que el plano de deslizamiento pase por este mismo punto. En consecuencia, la placa de anclaje no debe quedar por encima

del plano de ruptura CE, que forma con la horizontal el ángulo $\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}$.



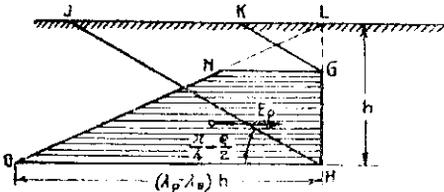
Posición de la placa de anclaje

El macizo de tierra encima de la línea BF del talud natural se mantiene en su posición sólo por efecto de la pared; una placa de anclaje situada dentro de él se influenciaría igualmente si cediera la pared y precisamente con tanta mayor intensidad, cuanto más cerca se hallara la placa al plano de ruptura CE y cuanto mayor fuera el movimiento de la pared.

La línea del talud natural BF, contrariamente a lo que sucede con la línea de deslizamiento CE, no parte del extremo inferior de la pared, sino que del nivel del fondo delante de ella. Por efecto de esta influencia debida a la pared que cede, no se puede calcular de inmediato la resistencia del terreno contra la placa de anclaje. Aun cuando sea posible establecer un cálculo aproximado (Krey, Empuje de Tierras) se tratará, a causa de la inseguridad de esta operación, de evitar que se consulten placas de anclaje por encima de la línea BF; deberá excluirse en tal caso, la eventualidad de situar las placas sobre esa línea y en la proximidad de la línea de deslizamiento CE. Si la placa de anclaje queda suficientemente lejos del tablestacado se parte, para el cálculo de

la resistencia del terreno, del macizo de tierra que impide su movimiento; macizo que queda por encima del plano de ruptura HJ que forma con la horizontal el ángulo $\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$

FIGURA 18



Resistencia del terreno para la capa de anclaje

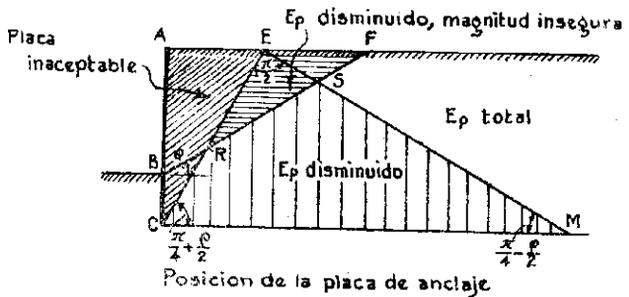
El macizo de tierra resistente GHJK se mantiene en su posición debido al rozamiento producido en el plano GK por el prisma de tierras GKL. En consecuencia, se puede aceptar en el cálculo de la resistencia del terreno con aproximación suficiente que la placa de anclaje continúa hasta la superficie, es decir, que es resistida por el prisma total de tierras HJL. (Véase Empuje de Tierras Krey). Al área de empuje achurada GHON (Resistencia del terreno disminuída en el empuje de tierras) se puede pues agregar el triángulo LGN.

Este cálculo de la resistencia del terreno es válido siempre que la línea de deslizamiento o de ruptura HJ no se corte con la CE correspondiente al empuje sobre la pared. Si estas dos líneas se cortan, la parte del prisma correspondiente a la resistencia de terreno que queda dentro del prisma del empuje de tierras, no interviene para el cálculo, pues esa porción se desliza cuando la

pared se mueve. En consecuencia, para el cálculo de las placas de anclaje que quedan por debajo de la línea EM debe reducirse la magnitud de la resistencia del terreno de acuerdo con la disminución del prisma de deslizamiento. La magnitud de esta reducción se obtiene por comparación entre el volumen total del prisma de la resistencia del terreno con la porción que no interviene. Resumiendo, se pueden establecer las normas siguientes sobre la situación de las placas de anclaje:

- 1.º Las placas de anclaje son inadmisibles dentro del prisma de deslizamiento ACE.
- 2.º La resistencia del terreno de las placas de anclaje situadas sobre la línea BF del talud natural (que arranca del nivel del fondo delante de la pared), es decir, dentro del macizo ERF, sólo se

FIGURA 19



puede calcular aproximadamente. Está disminuído al máximo con respecto a su valor total en las proximidades del plano de deslizamiento CRE; en cambio, más hacia la derecha está menos disminuído. Evítese, de consiguiente, en lo posible la colocación de placas de anclaje dentro del macizo de tierras ECS. Adóptese además especial precaución en el cálculo de las dimensiones de las placas situadas dentro del macizo de tierras ESF.

- 3.º La resistencia del terreno en las placas de anclaje que quedan debajo de

la línea EM, es decir, que están dentro del macizo de tierras CRSM, no se puede hacer intervenir en toda su magnitud, sino que debe rebajarse de acuerdo con la reducción del prisma de ruptura.

La exigencia que se hace valer a menudo de que las placas no deban colarse de ningún modo por debajo de la línea CER, es exagerada, ella conduce a anclajes demasiado largos. En cambio se hace necesario determinar las dimensiones de las placas de anclaje de manera que en ningún caso la resistencia del terreno disponible sea aprovechada totalmente. Debería en este caso calcularse con una seguridad por lo menos doble, es decir, determinarse las dimensiones en forma que la resistencia que oponga el terreno al movimiento sea dos veces mayor que la tensión del anclaje. Esta exigencia no es exagerada ya que, por un lado, la situación en lugar seguro de la placa es decisiva para la estabilidad de la construcción, y por otro, que esta seguridad se puede obtener con un aumento de costo relativamente pequeño.

En el cálculo de la resistencia del terreno en las placas de anclaje, debe repartirse la carga móvil del tablestacado de modo tal que la pared absorba el máximo posible del empuje de tierras, pero el prisma de rupturas de la resistencia del terreno (corra la placa de anclaje) permanezca sin carga, mientras que por otra parte el empuje por detrás de la placa hay que considerarlo con la sobrecarga total (G. Franzius Bautechnik). El anclaje se coloca en las placas, a nivel del centro de gravedad del área de empuje.

La resistencia del terreno disponible para la placa de anclaje se puede determinar con alguna exactitud sólo cuando esa placa es continua. Si se trata de placas independientes (discontinuas, espaciadas en la dirección del eje del tablestacado), la resistencia del terreno se

hace considerablemente mayor que lo que resultaría del ancho de la placa (medido en la dirección indicada más arriba) análogamente a la resistencia que resulta para el caso de pilotes aislados y que es comparativamente mayor que la de una pared continua. La causa de esto deriva del hecho de que en el caso de una placa independiente que cede, el macizo de tierra que se compromete en el movimiento es de un ancho mayor que el ancho mismo de la placa. La magnitud del macizo resistente es desconocida, de modo que por este motivo el cálculo de la resistencia del terreno sólo puede calcularse aproximadamente. (Krey, Empuje de tierras). En la mayoría de los casos bastará introducir el valor de esa resistencia de acuerdo con el ancho de la placa, y apreciar grosso modo el excedente para tomarlo en cuenta en la determinación de las dimensiones de la placa con el coeficiente de seguridad exigido anteriormente.

2. *Altura de los anclajes.*—Económicamente la posición más favorable de los anclajes se obtiene cuando el momento en el apoyo (punto del tirante) es igual al momento en el centro de la pared. Se obtiene en la forma más expedita gráficamente, tanto más si se utiliza el procedimiento descrito en la viga de reemplazo. Debe observarse en esto que el anclaje no quede muy alejado del extremo superior de la pared, porque en tal caso, por efecto de las heladas, se pueden producir fácilmente deformaciones incómodas de la pared. A mayor profundidad de 1 metro, de 2 a 2,5 metros en caso de paredes fuertes del coronamiento de la pared no se colocarán los anclajes. Si por los motivos indicados más arriba se hace más conveniente una posición más baja, se consultarán dos anclajes, uno sobre el otro. Esta solución es la que se adopta como norma en tablestacados sobrepuestos.