

EMPUJES SOBRE APUNTALAMIENTOS EN EL CENTRO DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES

EDUARDO NUÑEZ
Ingeniero Civil

resumen

En la ciudad de Buenos Aires se ha utilizado durante muchos años como práctica no calificada pero de empleo común, un sistema deficiente para el apuntalamiento de excavaciones. Algunos accidentes fueron mostrando que aun cuando el suelo posea buenos valores de cohesión, luego de un cierto tiempo de exposición se producía la rotura del talud vertical. Recientemente se ha establecido un diagrama de empuje mínimo que deben tomar los apuntalamientos. En el presente trabajo se examina un mecanismo de rotura que permite evaluar los probables empujes para varias situaciones y su referencia al diagrama reglamentario.

1.- El subsuelo de fundación del centro de la ciudad de Buenos Aires está constituido por depósitos arcillosos o arcillo-limosos compactos o duros con una impregnación calcárea variable que, cuando es importante y en puntos singulares adquiere formas de nódulos, constituye la llamada "tosca". Subyacentemente y a unos 40 metros de profundidad aparecen las arenas finas medianamente densas o densas del "puelchense". En general es un excelente suelo de fundación que ha permitido cimentar estructuras importantes mediante bases aisladas, corridas o plateas con tensiones de trabajo de hasta 6 kg/cm^2 .

2.- Los parámetros de resistencia al corte en condiciones no drenadas obtenidos mediante la ejecución de ensayos triaxiales, varían entre 5 y 20 tn/m^2 para la ordenada al origen en la curva de resistencia intrínseca (c_u , cohesión) y 0° a 20° para la pendiente de dicha envolvente (ϕ_u , fricción). Los suelos están preconsolidados

por desecación circunstancia que, unida a la eventual impregnación calcárea, conduce a la determinación de módulos de deformación que alcanzan valores elevados. Las características particulares para cada localización y para distintas profundidades, que se obtienen mediante estudios de suelos, permiten definir no solamente las condiciones de cimentación, sino también estimar los empujes que podrán derivarse sobre apuntalamientos temporarios al tiempo de mantener abiertas las excavaciones y los empujes definitivos para los cuales deberán verificarse las estructuras enterradas.

3.- Para suelos con cohesión es posible ejecutar excavaciones verticales sin apuntalamientos hasta una cierta profundidad llamada crítica, para la cual la fuerza lateral resultante del estado de tensiones provocado en la masa del suelo al producirse el corte resulta nula. Para un corte vertical con contención ~~con contención~~ lateral que experimenta una extensión horizontal (fig. 1), el estado de tensiones correspondiente al equilibrio plástico está dado por

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \cot^2(45 + \phi/2) - 2C \cot(45 + \phi/2)$$

Para una profundidad $z_0 = \frac{2C}{\gamma} \cot(45 + \phi/2)$ el valor de σ_3 se anula. Para profundidades $z < z_0$ hay tracción horizontal y compresión vertical y para valores de $z > z_0$ compresión en ambas direcciones. La fuerza del empuje resultante es la integral del diagrama de esfuerzos unitarios horizontales, por lo cual y siempre que el suelo fuera capaz de absorber dichas tracciones, el empuje sería nulo para la profundidad $2z_0$. A esta profundidad hasta la cual podría ejecutarse un corte vertical en una masa intacta de suelo cohesivo sin necesidad de apuntalamiento alguno se llama altura crítica H_c . Por tanto,

$$H_c = \frac{4C}{\gamma} \cot(45 + \phi/2) \quad (1)$$

Estos valores resultan de considerar como dirección de las tensiones principales la vertical y horizontal, con superficies planas de rotura potencial que forman ángulos de $45 + \phi/2$ y $45 - \phi/2$ respectivamente con la tensión principal menor y mayor. Cuando no existe contención lateral los esfuerzos exteriores laterales son nulos so-

sobre la vertical del corte. Además, se genera una situación de momentos no compensados debido a la curvatura de la superficie de rotura que reduce el valor de H_c de la ecuación 1 en una pequeña fracción. El análisis que sigue mantiene la hipótesis de suponer planas las superficies de rotura, ya que el error involucrado es menor que los normalmente aceptados para evaluar las características de rotura del suelo.

4.- Salvo que exista un material cementante de características permanentes distribuido homogéneamente en toda la masa, el agregado de partículas que constituye un suelo, en general no resulta apto para absorber tensiones de tracción. Ya sea por cambio de las condiciones capilares, o por la modificación de las presiones efectivas asociadas al nuevo estado de tensiones provocado por la excavación, o porque las deformaciones que se producen en la parte superior no resulten compatibles con las características de tensión-deformación del suelo, transcurrido un tiempo más o menos prolongado se producen discontinuidades verticales en la masa originalmente intacta en correspondencia con la zona traccionada. En la medida que la masa de suelo se encontrara previamente ^{por desecación} fisurada y con pobre infiltración calcárea, el desarrollo del agrietamiento se realiza en menor tiempo. Al comenzar el agrietamiento en la superficie, se produce una concentración de tensiones de tracción en profundidad que establece un avance del agrietamiento hasta, teóricamente, alcanzar la profundidad z_0 . La observación experimental sugiere que - en general - la profundidad de las grietas no superan la mitad de la altura de la excavación.

5.- Si suponemos una profundidad z de agrietamiento, y para una excavación de ancho frente, el análisis del equilibrio límite de un prismaide de espesor unitario en deslizamiento potencial conduciría a la configuración que se muestra en la fig. 2

$$W = \frac{1}{2} \gamma (H^2 - z^2) \cot \alpha; \quad C = c(H-z) / \sin \alpha; \quad F = (W - C \sin \alpha) / \cos(\alpha - \phi)$$

$$\therefore E = \frac{1}{2} \gamma (H^2 - z^2) \cot^2 \alpha \cdot \frac{1}{2} (\alpha - \phi) - c(H-z) [\cot^2 \alpha + \frac{1}{2} (\alpha - \phi)] \quad (2)$$

Para un corte vertical y terreno horizontal se obtiene $\alpha = 45 + \phi/2$ como condición de máx. E. Introduciendo dicho valor en la ecuación 2, se obtiene

$$E = \frac{1}{2} (H-z) \cot^2 (45 + \phi/2) [\gamma (H+z) \cot^2 (45 + \phi/2) - 4c] \quad (3)$$

a) Si el suelo no poseyera cohesión ($c=0$) no existiría la posibilidad de agrietamiento ($z=0$) con lo cual la expresión 3 tomaría la forma $E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{2} (45 - \phi/2)$ que es la conocida ecuación que permite calcular el empuje activo en medios granulares.

b) Si el suelo posee cohesión ($c \neq 0$) pero su masa permanece intacta ($z=0$), el empuje resulta $E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{2} (45 - \phi/2) - 2cH \frac{1}{2} (45 - \phi/2)$. En este caso el empuje resulta nulo para una profundidad de corte vertical $H = \frac{4c}{\gamma} \cdot \frac{1}{2} (45 + \phi/2)$. Esta profundidad ha sido denominada como altura crítica H_c .

c) Para una profundidad $H < H_c$ y suponiendo que la profundidad que alcancen las grietas no supere la mitad de dicho valor ($z=H/2$), se obtendría como máxima profundidad para la cual teóricamente no se requeriría estructura de sostén, la que resulta de anular el valor del empuje en la ecuación 3:

$$H_{m\acute{a}x} = \frac{8c}{3\gamma} \cdot \frac{1}{2} (45 + \phi/2) \quad (4)$$

d) Para valores de $H > H_{m\acute{a}x}$, la utilización de la fórmula 3 es general. La profundidad de la grieta comunmente queda limitada a $z_{m\acute{a}x} = H/2$

6.- Como ejemplo consideraremos un corte vertical de 22 metros de profundidad ($H=22$ m.) en un suelo con las siguientes características: $\gamma = 1,85 \text{ Tn/m}^3$; $c_u = 9 \text{ Tn/m}^2$; $\phi_u = 10^\circ$. La altura crítica resulta $H_c = 23,2$ m. Para un agrietamiento que alcance $z=H/2=11$ m., el empuje resulta aproximadamente $E=70 \text{ Tn/m}$. El cálculo mediante un procedimiento gráfico se muestra en la fig. 3

7.- La forma de la cuña prismática de equilibrio puede ser analiza-

da de la siguiente manera. Supongamos el prismaide en potencial deslizamiento, o sea que la resistencia al corte a lo largo de OA

(fig. 4) se haya agotado ($s=0$). Podemos escribir:

$$W = x \cdot \gamma \left(\frac{x \cdot \tan \alpha}{2} + z \right); \quad z = \frac{W \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{x}; \quad s = c + \frac{W \cdot \cos \alpha}{x} \cdot \tan \phi$$

$$\text{para } s=0 \text{ se tiene } x = \frac{2}{\tan \alpha} \left[\frac{c}{\gamma \cdot \cos \alpha (\tan \alpha - \cos \alpha \tan \phi)} - z \right]$$

$$\text{que para } \alpha = 45 + \phi/2 \text{ resulta } x = (H_c - 2z) \cdot \cot \phi \quad (5)$$

$$\text{de la cual } z = \frac{1}{2} [H_c - x \cdot \tan (45 + \phi/2)] \quad (6)$$

$$\text{y } H' = \frac{1}{2} [x \cdot \tan (45 + \phi/2) + H_c] \quad (7)$$

En el ejemplo del punto 6, para una grieta que se actualiza a 3 metros del borde, resulta $z=9,8$ m., por lo que el punto O quedaría ubicado a una profundidad $H'=13,4$ m. Cualquier sobrecarga que actúe sobre la cuña, produce su deslizamiento. En un deslizamiento ocurrido en la Ciudad provocado por la acción combinada de sobrecargas, y para las condiciones indicadas en el punto 6, el agrietamiento se manifestó en correspondencia con la cuneta contigua al borde de la vereda ubicada a 3 metros de la excavación. El prismaide de suelo que deslizó, justamente presentaba su punto inferior a una profundidad del orden de 13 metros, y no en correspondencia con el pie de la excavación.

8.- Una sobrecarga ΔW que actúe sobre el coronamiento del corte vertical produce un incremento positivo del empuje que es igual a

$$\Delta E = \Delta W \cdot \tan (\alpha - \phi)$$

$$\text{para } \alpha = 45 + \phi/2 \text{ resulta } \Delta E = \Delta W \cdot \cot \phi$$

En el caso del ejemplo del punto 6, una sobrecarga de 10 Tn/m que actúe sobre la cuña - provocada por ejemplo por una grúa - incrementa el empuje en aproximadamente 8 Tn/m.

9.- Si el agua se infiltra en la grieta, produce un empuje adicional que es igual a $\Delta E_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$ siendo h la altura del agua libre infiltrada. Si el agua llena la grieta, $h=z$. Además, el agua embebida produce en la superficie potencial de deslizamiento una disminución

de los parámetros de resistencia al corte del suelo que puede ser considerable. En el caso del ejemplo presentado en el punto 6, si la grieta se llena de agua, se provocaría un empuje adicional del orden de los 60 Tn/m, con una distribución triangular de las presiones horizontales.

10.- A través del C.A.I. se propuso un diagrama de empuje para suelos constituidos por arcillas y limos de origen eólico, compactos, fuertemente preconsolidados por desecación que corresponde a la formación del centro de la ciudad de B. Aires. El valor del empuje mínimo se toma como el que produciría un líquido cuyo peso unitario fuera igual a la cuarta parte del correspondiente al agua. La distribución de las presiones horizontales se muestra en la fig. 5, de la cual resulta que el 60% del valor total se distribuye sobre la mitad superior y el 40% en la mitad inferior, con una repartición constante. Por ej., para una excavación de 22 m. de profundidad, el empuje resultante es:

$$0,15 \times 22m \times 1Tn/3 \times 11m + 0,10 \times 22m \times 1Tn/3 \times 11m \approx 60 Tn/m$$

Se observa que para las condiciones indicadas en el punto 6, habría que incrementar este valor aproximadamente un 15% para llegar al empuje que se obtiene con la ecuación 3. Si la excavación alcanzara a 25 m. de profundidad, el empuje reglamentario sería 78 Tn/m, al que habría que incrementar un 50% para igualar las 117 Tn/m que se obtendrían con la ecuación 3. Este diagrama, además, no tiene en cuenta las sobrecargas. Como la más importante de ellos suele ser la del empuje del agua que pudiera llenar las grietas, debe evitarse que las mismas se desarrollen para lo cual, luego de colocados, los cordales superiores deben ser precomprimidos.

De acuerdo con el punto 5, $H_{max} = \frac{pc}{38} \frac{1}{5}(45+4\frac{1}{2})$. Sin embargo, el agua puede llenar las grietas por infiltración desde la superficie, en cuyo caso el valor del empuje hidrostático es

$$\Delta E_w = \frac{1}{2} \gamma_w z^2 = \frac{1}{2} \frac{\gamma_w}{g} H^2$$

que resulta igual al total reglamentario. Esta circunstancia se man-

tiene para todos los casos en que $E=0$, o sea hasta una profundidad $H=H_{\text{máx}}$. Existirá sin embargo una distribución de presiones completamente distinta. Para que esto no ocurra, habrá que evitar la formación de la grieta o por lo menos disminuir su profundidad.

Si se desea evitar totalmente la formación de las grietas, habrá que disponer de un apuntalamiento capaz de tomar la fuerza de tracción a que estaría solicitada la parte superior del suelo (fig. 6), cuyo valor es

$$P_{\text{max}} = 2 \cdot \frac{C^2}{\gamma}$$

La única manera de lograr mantener nulas las deformaciones horizontales, es ir precomprimiendo los cordales para disponer en todo momento la fuerza horizontal correspondiente.

Consideremos por ejemplo, una profundidad $H=H_{\text{máx}}$. Si se acepta que la transferencia de tensiones horizontales permiten que el valor máximo de σ (tracción) resulte $\sigma = \frac{4}{3} C \cot^2(45 + \phi/2)$, el valor de la fuerza necesaria de precompresión sería $\frac{8C^2}{9\gamma}$

$$P_{H_{\text{max}}} \approx 0.9 \cdot \frac{C^2}{\gamma}$$

El valor disponible de precompresión en la zona de agrietamiento que resulta del diagrama reglamentario es $P = 0.15 \gamma_0 H \cdot \frac{H}{2} = 0.075 \gamma_0 H^2$ que para $H=H_{\text{máx}}$, resulta $P = 0.534 \frac{\gamma_0}{\gamma} \frac{H^2}{2} \cot^2(45 + \phi/2) \cdot \frac{C^2}{\gamma}$

Si el peso unitario y los parámetros de resistencia al corte son los adoptados en el punto 6, resultaría

$$P = 0.41 \cdot \frac{C^2}{\gamma}$$

por lo cual la precompresión disponible no sería suficiente para evitar la formación de las grietas.

11.- Siguiendo con la hipótesis de $z=H/2$ (fig. 7), la presión de precompresión estaría dada por

$$P_p = \gamma z' \cot^2(45 + \phi/2) - \gamma \frac{H}{2} \cot^2(45 + \phi/2)$$

siendo z' la nueva profundidad de las grietas compatible con la acción de la precompresión. Resulta entonces

$$z' = H/2 - \frac{P_p}{\gamma} \cot^2(45 + \phi/2)$$

Si se acepta que por transferencia de tensiones las dos áreas som-

breadas se compensan, el valor de la profundidad de grieta pasa a:

$$z = \frac{H}{2} - 2 \cdot \frac{P_p}{\gamma} \cdot \frac{\gamma^2 (45 + \phi/2)}{\gamma} \quad (9)$$

Si se precomprime la parte superior con el diagrama reglamentario:

$$P_p = 0,158 \gamma_w H \quad \therefore \quad z = \left[0,5 - 0,3 \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{\gamma^2 (45 + \phi/2)}{\gamma} \right] \cdot H \quad (10)$$

Por ej., para el caso de $H = H_{\text{máx.}} = 15,5$ m., resulta $z = 4,2$ m. Aplican-

do la ecuación 3 con este valor, resulta $E = -25$ Tn/m. Si el agua

llenara la grieta de profundidad z , se provocaría un empuje hidros-

tático del orden de 9 Tn/m. Aparentemente es empuje quedaría anula-

do por la resistencia del suelo. Debe tenerse en cuenta sin embargo,

que los momentos están desbalanceados y que la acción del agua en

las grietas puede provocar con el tiempo una cierta disminución de

la resistencia al corte del suelo. Por el otro lado, si $H = 25$ m., re-

sulta $z = 6,75$ m. Con este valor en la ecuación 3, se obtiene $E = 96$ Tn/m

más un empuje adicional probable $\Delta E = 23$ Tn/m., que resultaría del or-

den del 50% mayor que el reglamentario.

12.- La presión de precompresión que impide la formación de la grieta resulta (para $z=0$)

$$P_p' = \frac{H}{2} \cdot \frac{\gamma}{2} \cdot \cot^2 (45 + \phi/2)$$

que puede escribirse

$$P_p' = \frac{\gamma \cdot \cot^2 (45 + \phi/2) \cdot \gamma_w H}{4 \cdot \gamma_w}$$

y en general

$$P_p' = \alpha \gamma_w H \quad (11) \quad \text{siendo} \quad \alpha = \frac{\gamma \cot^2 (45 + \phi/2)}{4 \gamma_w}$$

En la tabla siguiente se indica los valores de α que resultan de las expresiones anteriores y con los cuales se impide el agrietamiento.

ϕ°	0	10	20	30	Reglamento
α	0,462	0,324	0,216	0,154	0,15

Conclusiones

19.- Para los casos que exista escasas posibilidades de filtraciones, y profundidades del orden del promedio de $H_{\text{máx.}}$ y H_c , el diagrama reglamentario resulta de aplicación general. Para profundidades del orden de H_c o mayores, conviene verificar el valor total del empuje con la ecuación 3 y considerarlo con una distribución porcentual

similar al del diagrama reglamentario. La acción de sobrecargas superficiales debe calcularse como un empuje adicional.

2º.- En excavaciones comunes, es muy difícil evitar filtraciones que pueden llenar las grietas de agua. Si las excavaciones se mantienen muchos meses abiertas, conviene introducir - en susti - tución del valor 0,15 del diagrama - un coeficiente $\beta = \frac{1}{2} (0,15 + \alpha)$ tomando α de acuerdo con los resultados del estudio de suelos. El coeficiente β no debería ser menor que el que resulta de aplicar la ecuación 3.

3º.- En todos los casos, los cedales estarán permanentemente comprimidos con el valor del empuje adoptado.

4º.- En los casos de excavaciones que llegan hasta debajo de la capa freática, el empuje correspondiente dependerá del sistema de bombeo empleado.

REFERENCIAS: K. Terzaghi. Mecánica Teórica de Suelos.

Mayo de 1973.-

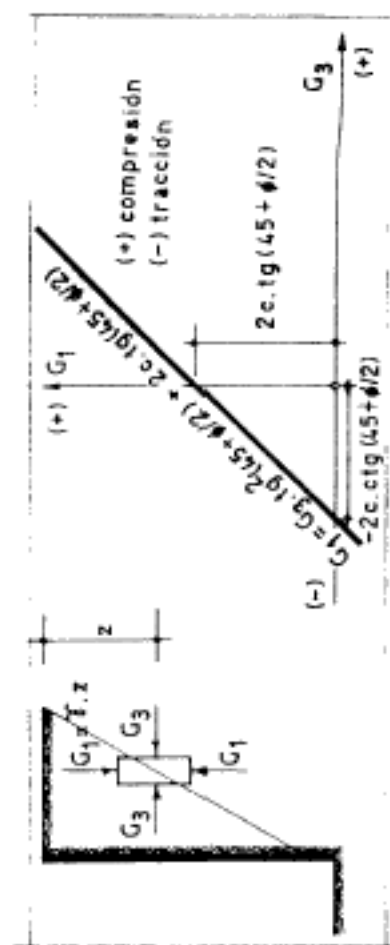


Fig. 1

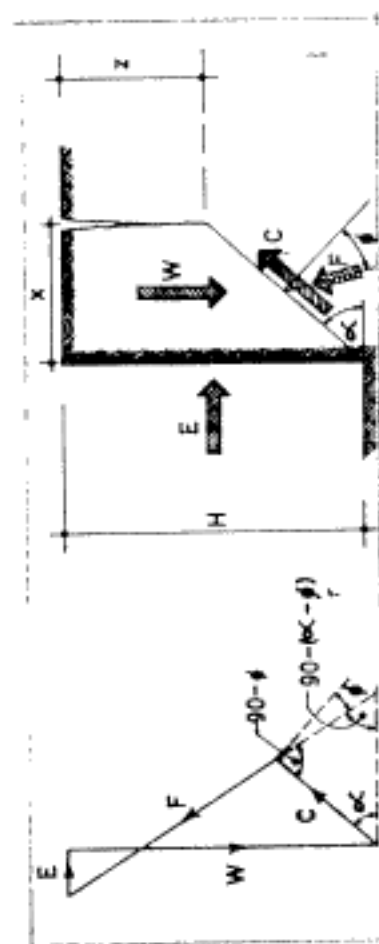


Fig. 2

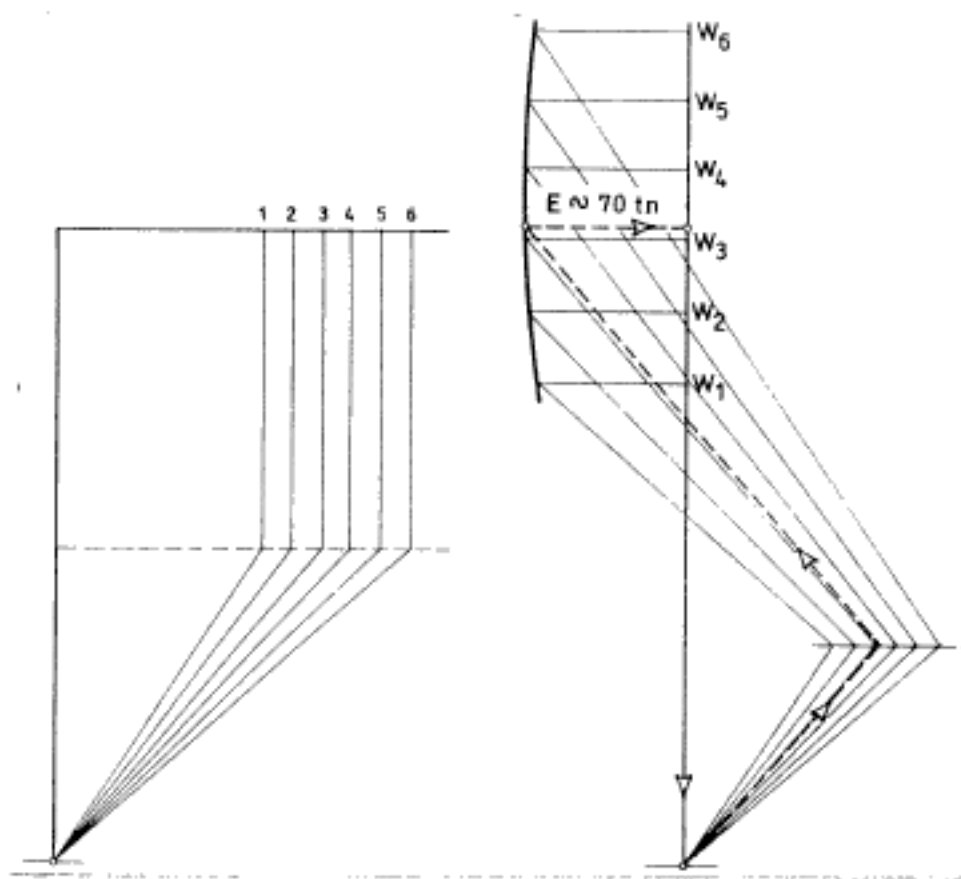


Fig. 3

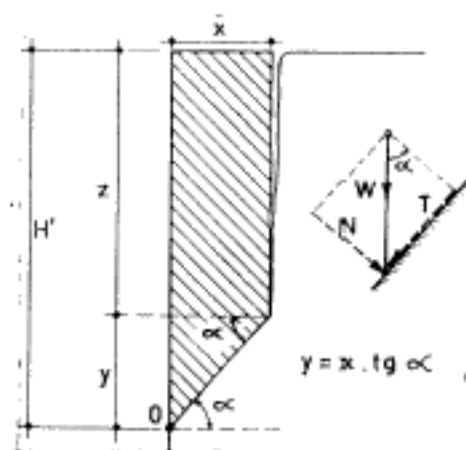


Fig. 4

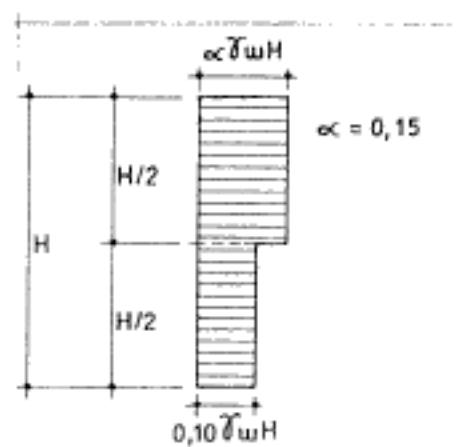


Fig. 5

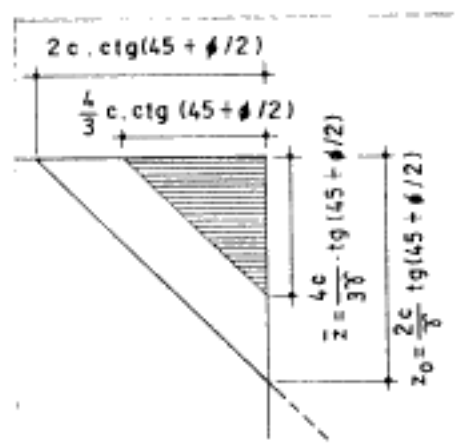


Fig. 6

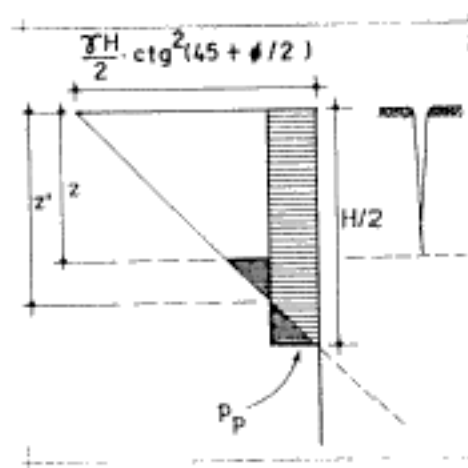


Fig. 7