

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



ANALISIS Y DISEÑO SIMPLIFICADO
DE MUROS DE CONTENCION

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

JOSE LUIS VIGOSA RODRIGUEZ

MEXICO, D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ANALISIS Y DISEÑO SIMPLIFICADO DE MUROS DE CONTENCION.

	Pág.
I. - INTRODUCCION	1
II. - METODOS PARA EL CALCULO DE EMPUJES.	3
III. - DISCUSION Y COMPARACION DE LOS METODOS DE ANALISIS	11
IV. - METODO SIMPLIFICADO QUE SE PROPONE.	15
V. - DISEÑO COMPARATIVO UTILIZANDO AMBOS TIPOS DE METODOS	35
VI. - CONCLUSIONES	46

I. - INTRODUCCION.

En la práctica ingenieril se presenta con frecuencia el problema de mantener a diferente nivel dos masas de tierra; en algunas ocasiones, al analizar las alternativas se opta por la construcción de un muro de contención de concreto reforzado. Es frecuente, también, -- que los desniveles que se presentan no son demasiado grandes, del -- orden de unos 7.0 m. máximo.

El objetivo del presente trabajo consiste en determinar méto-- dos simplificados de diseño de muros de contención de concreto refor-- zado de 7.0m. de altura máxima. El estudio está enfocado a la elabora-- ción de gráficas y nomogramas que permitan diseñar en forma aproxi-- mada los muros, conociendo únicamente las caracterfsticas macros-- cópicas del suelo generador de presión, así como, la altura del muro.

La finalidad fundamental del método simplificado es la de pro-- porcionar dimensiones preliminares a un análisis más preciso, con el objeto de cuantificar costos, aún dentro de la etapa de análisis de alter-- nativas.

El trabajo se presenta de la siguiente forma: primero se hace-- un resumen de los métodos para cuantificar el empuje, los cuales se -- comentaran posteriormente; se expondrá a continuación el método sim-- plificado que se propone y se realizará un diseño para comparar am --

dos tipos de métodos; finalmente se presenta un capítulo de conclusiones.

II. - METODOS PARA EL CALCULO DE EMPUJES.

Para realizar el diseño razonable de un muro de contención es necesario conocer el empuje real que se presentará, el cual depende de diversos factores como son: el empuje desarrollado por el suelo -- generador de presión, cuyo valor depende del desarrollo de los estados plásticos, que son función del movimiento del muro; las presiones hidrostáticas presentes por un flujo de agua a través del suelo o saturación del mismo por un drenaje inadecuado; presiones residuales en el proceso de compactación del relleno etc.

El empuje debido al suelo generador de presión se ha tratado de conocer por medio de teorías fundamentadas en métodos elásticos -- que contienen en su análisis teórico hipótesis simplificadoras de muy difícil aplicación práctica ya muy comentadas en la bibliografía existente. A continuación se presenta un resumen de las llamadas teorías clásicas:

A. - TEORIA DE RANKINE

A.1. - Suelos friccionantes.

La teoría de Rankine, y en general las demás consideran la -- presión horizontal como directamente proporcional a la presión vertical ($P_v = \gamma z$) o sea:

$$P_h = K_o P_v = K_o \gamma z \text{ ----- (1)}$$

Donde la constante de proporcionalidad se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo. A partir de este estado en reposo y -- variando el esfuerzo horizontal se llegan a dos estados de falla denominados estado plástico activo y pasivo, fundamentados en la teoría elástica; las expresiones de presión son:

$$P_a = K_a \gamma z \quad \text{y} \quad P_p = K_p \gamma z \quad \text{---- (2)}$$

Los valores de los coeficientes activo y pasivo, K_a y K_p , respectivamente, deducidos con la teoría de resistencia al corte de -- Coulomb resultan ser:

$$K_a = \frac{1}{N\phi} \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2) \quad \text{y} \quad K_p = N\phi = \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2) \quad (3)$$

Si se integran las expresiones (2) obtenidas para una profundidad z , a lo largo de la altura H , el empuje total obtenido es:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{y} \quad E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \text{----- (4)}$$

Las expresiones anteriores originan una distribución lineal la cual además es válida para muro " liso " de respaldo vertical y superficie de relleno horizontal ($\beta = 0^\circ$) dada la distribución lineal del empuje se considera, para efectos de estabilidad, como fuerzas concentradas cuyo punto de aplicación está a un tercio de la altura del muro, -- medido a partir de la base.

Rankine dedujo otras expresiones para el caso en que el relleno sea inclinado $\beta \neq 0$ que son:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (5)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (6)$$

Cuya única diferencia es el valor del coeficiente, en función -- del ángulo del relleno con respecto a la horizontal β y el ángulo de fricción interna.

A.2. - Suelos cohesivos.

Al igual que en los suelos friccionantes a partir de un estado -- en reposo y considerando la teoría de falla de Mohr-Coulomb determina dos expresiones de presión; para los estados de falla antes mencionados:

$$P_a = \gamma z - 2c \quad \text{y} \quad P_p = \gamma z + 2c \quad \text{-----} \quad (7)$$

Dónde ya interviene el valor de la cohesión "presente" del suelo.

Integrando las expresiones para una altura H; los empujes resultan ser, para el caso de relleno horizontal:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad \text{y} \quad E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad \text{--- (7)}$$

Estos empujes son horizontales, lineales, y pasan por el centroide del área de presiones. Por otra parte, debe de observarse que aparece un término negativo (tensión) debido al parámetro cohesivo.

A.3. - Suelos con cohesión y fricción.

De la misma manera que los casos anteriores puede llegarse a la falla variando la presión horizontal a partir del estado en reposo. Se llega así a los estados plásticos activo y pasivo, donde las expresiones para la presión son las siguientes:

$$P_a = \frac{\gamma z}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} \quad \text{y} \quad P_p = \gamma z N\phi + 2c \sqrt{N\phi} \quad \dots (8)$$

Integrando las expresiones a lo largo de la altura H , se obtiene:

$$E_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{N\phi} H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H \quad \text{y} \quad E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2c \sqrt{N\phi} H \quad \text{----- (9)}$$

Las cuales presentan las restricciones ya mencionadas para su aplicación.

B. - METODO DE COULOMB.

B.1. - Suelos friccionantes.

Coulomb incluye dentro de su teoría los casos en que se desarrolla fricción entre el paramento del muro y el suelo, debido a movimientos. Establece una solución gráfica, formando un polígono dinámico de fuerzas constituido por el peso de una cuña de falla, tomada como un cuerpo rígido (W); el empuje que provoca la misma cuña (E) y la fricción que se desarrolla a lo largo de una superficie de falla (F), la cual se considera plana.

Las fuerzas E y F resultan inclinadas los ángulos z y ϕ de fricción, respecto a sus normales; siguiendo indicaciones de Terzaghi, el valor de z puede tomarse en la práctica como $\phi/2 \leq z \leq 2/3 \phi$. De esta manera conocidas las direcciones de las fuerzas y la magnitud y dirección de W puede encontrarse, para una superficie de falla su-
puesta, el valor del empuje correspondiente, de tal forma que por un procedimiento de tanteos se puede obtener el empuje máximo.

Para un muro de respaldo plano, con relleno friccionante horizontal ó inclinado se dedujo una fórmula concreta para el empuje máximo.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 (\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos (z + \omega)} \left[1 + \frac{\sin (z + \phi) \sin (\phi - \beta)}{\cos (z + \omega) \cos (\omega - \beta)} \right] \dots (10)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 (\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos (\omega - z)} \left[1 - \frac{\sin (z + \phi) \sin (\phi + \beta)}{\cos (\omega - z) \cos (\omega - \beta)} \right] \dots (11)$$

donde:

E_a = empuje activo máximo, según la teoría de Coulomb

E_p = " pasivo " " " " " "

ϕ = ángulo de fricción interna.

ω = ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical

β = ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

Para muros con respaldo plano y relleno con superficie plana - el punto de aplicación del empuje se localiza a $H/3$ contados a partir de su base; para los demás casos el punto de aplicación puede encontrarse por la intersección, de una paralela a la superficie de falla pasada por el centro de gravedad de la cuña crítica, y el respaldo del muro.

C. - METODOS GRAFICOS

Existen diversos métodos gráficos fundamentados en las teorías clásicas antes expuestas cuya diferencia fundamental consiste en el tipo de superficie de falla supuesta; de los cuales se pueden citar los métodos del círculo de fricción; el de Coulomb para suelos con cohesión y fricción; la espiral logarítmica etc.. En este trabajo no se consideró necesario realizar una explicación en detalle de los procedimientos para la evaluación del empuje.

D. - METODO EMPIRICO DE TERZAGHI.

Terzaghi desarrolló su método basado en análisis de estabilidad de muros reales de 7.0 m de altura máxima, las expresiones generales que propone son:

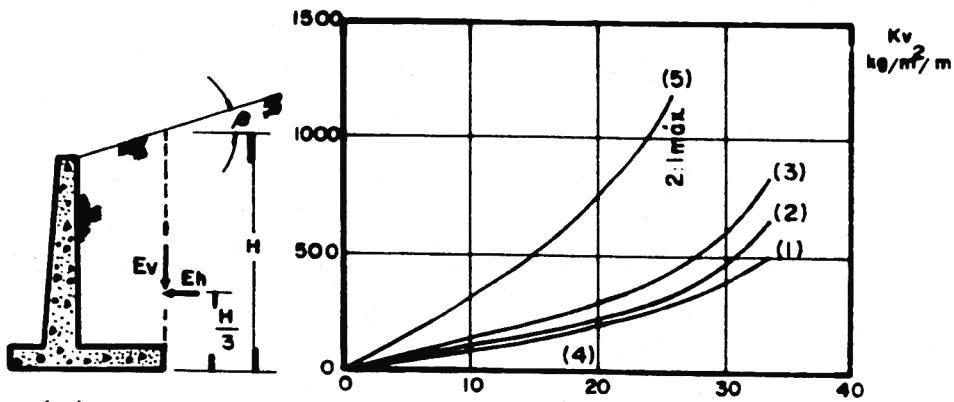
$$E_h = \frac{1}{2} K_h H^2 \quad \text{y} \quad E_v = \frac{1}{2} K_v H^2 \quad \dots (12)$$

Los cuales proporcionan las componentes horizontal y vertical del empuje actuante en el plano vertical que pasa por el punto extremo inferior del muro.

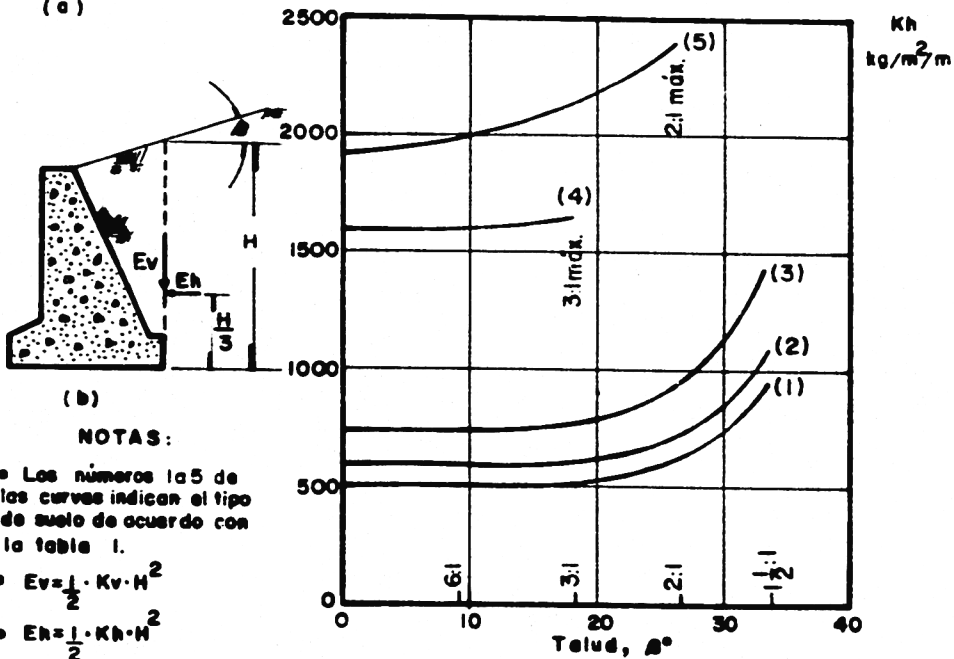
Los valores de K_h y K_v los proporciona por medio de diferentes gráficas para 5 tipos de suelos y para una geometría específica --

del relleno.

En las figuras No. 1 y 2 se muestran las gráficas que permiten obtener los valores de K_h y K_v en función de la geometría del relleno y el tipo de material que lo constituye. (ver tabla 1)



(a)



(b)

NOTAS:

• Los números 1 a 5 de las curvas indican el tipo de suelo de acuerdo con la tabla I.

• $E_v = \frac{1}{2} \cdot K_v \cdot H^2$

• $E_h = \frac{1}{2} \cdot K_h \cdot H^2$

FIG. 1. Presiones de rellenos con superficie libre plana

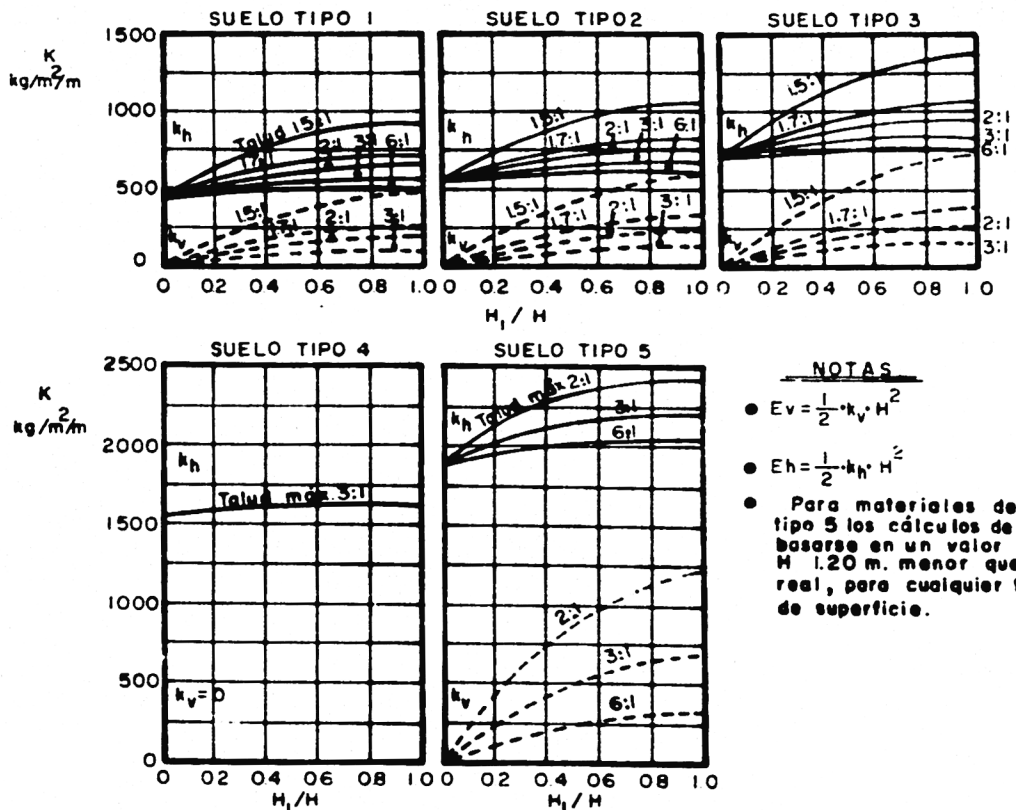
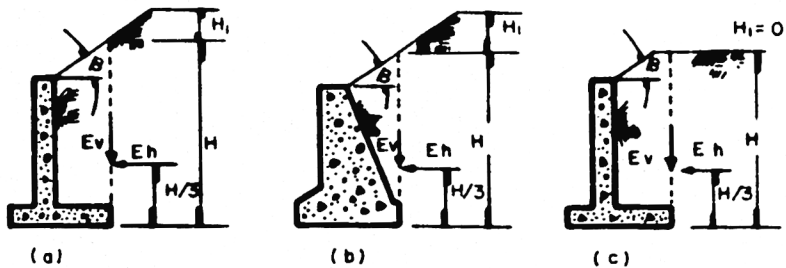


FIG. 2. Presiones de rellenos con superficie libre quebrada.

III. - DISCUSION Y COMPARACION DE LOS METODOS DE ANALISIS.

A. - Teorías clásicas.

Las teorías clásicas y procedimientos gráficos se fundamentan en análisis teóricos elásticos con toda una serie de simplificaciones e hipótesis que originan que sus resultados no se ajustan a una realidad práctica, debido a ello en su aplicación directa al diseño de muros se utilicen grandes factores de seguridad que reflejan la incertidumbre sobre el conocimiento de las variables que intervienen en el fenómeno.

Tomando en cuenta lo anterior no se consideró de importancia comparar, en detalle, los mecanismos de análisis de las diferentes teorías, sino más bien comparar sus resultados.

Dentro de las teorías, existen básicamente 2 diferencias; una de ellas es que algunas no toman en cuenta dentro de su análisis teórico los casos en que se desarrolla fricción, a lo largo del paramento del muro, debido a movimientos relativos; y la otra a la superficie de falla supuesta.

En el caso del estado activo, que para el objeto de este trabajo es el que nos interesa, la influencia que tiene el considerar la fricción no es muy importante, como lo muestran las figuras 3 y 4 obtenidas de la referencia No. 2; donde se muestra una comparación de las teorías, tomada con relación a la teoría de Rankine, de los coeficien-

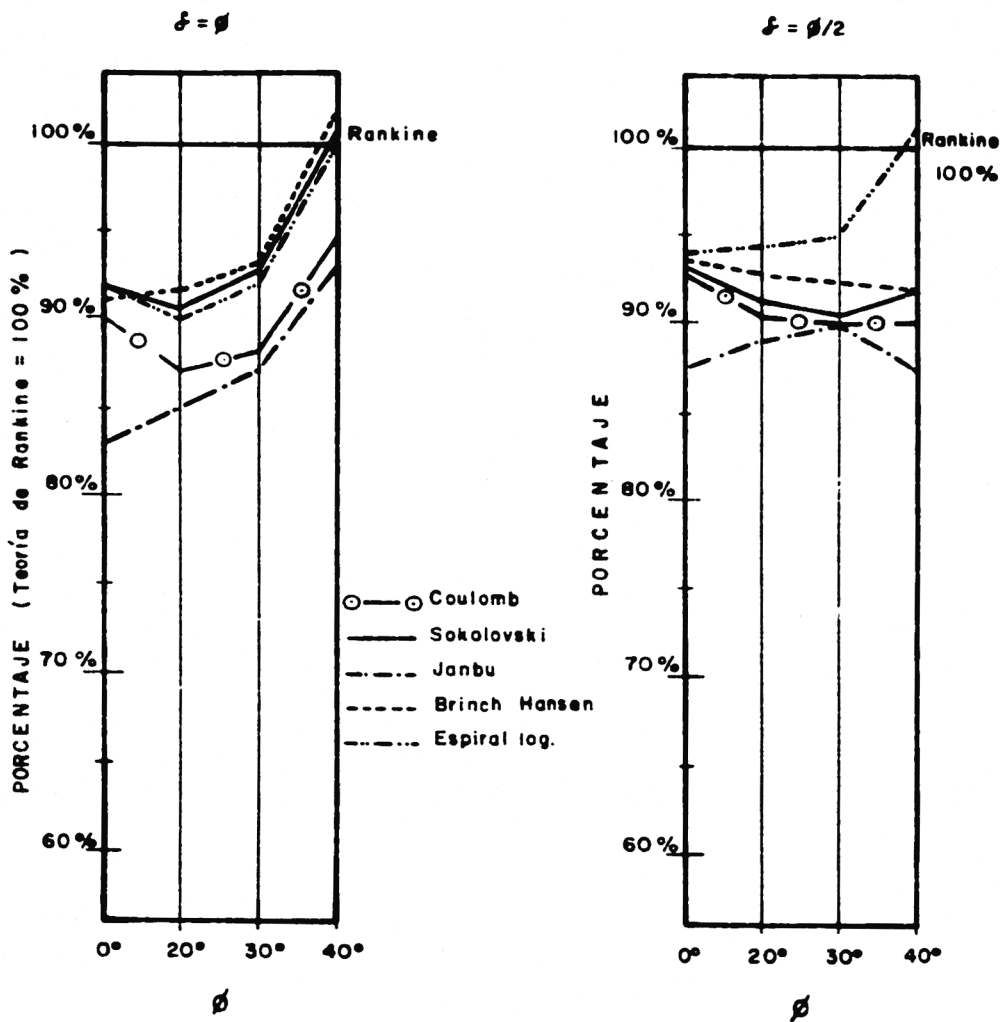


FIG. 3. Comparación entre varias teorías de los coeficientes de presión total activa. (REF. 2)

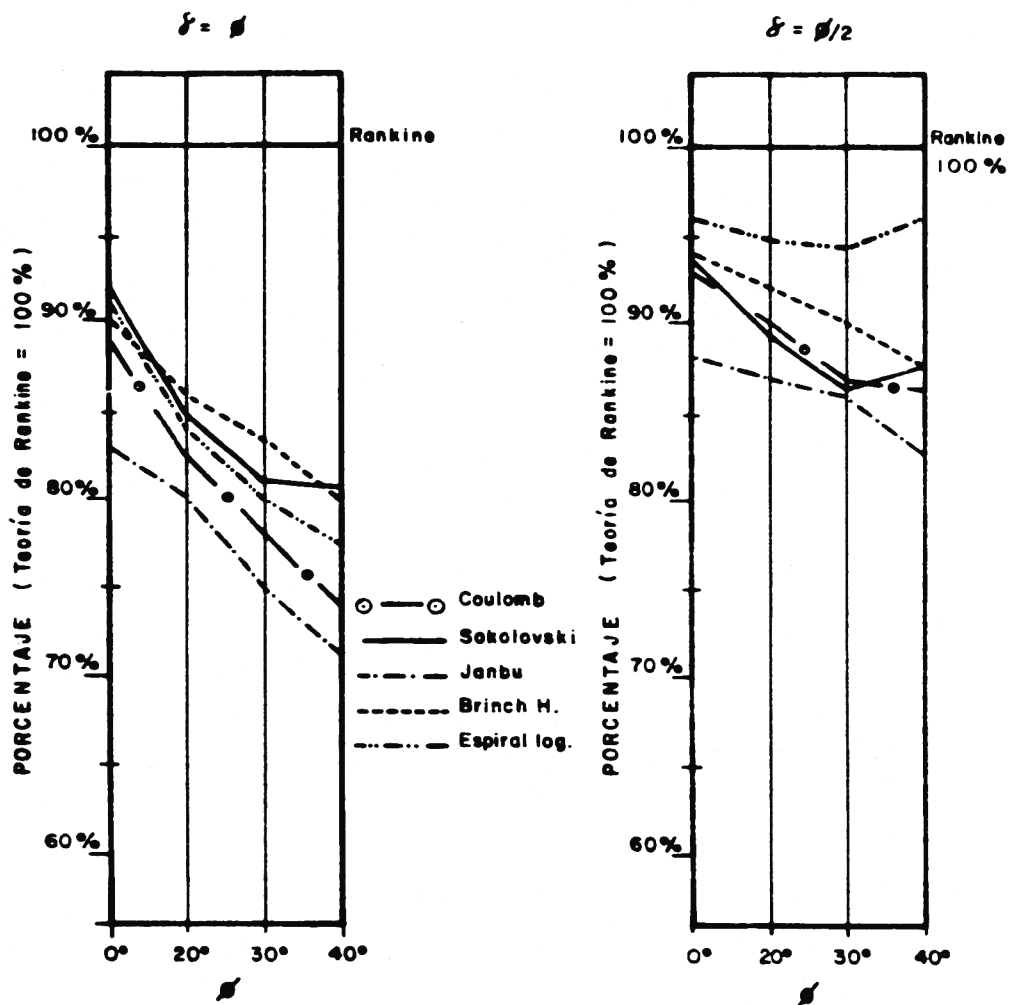


FIG. 4. Comparación entre varias teorías de la componente horizontal de la presión total activa (REF. 2).

tes de la presión total activa, así como, de la componente horizontal, - ambas para dos casos, cuando el ángulo de fricción del muro se toma - igual a ϕ ó a $\phi / 2$.

En la figura No. 3 se observa que existe un rango de variación - generalmente menor que el 10% con respecto al de Rankine para la pre - sión total activa; en la figura No. 4 se ilustra la variación de la compo - nente horizontal de la presión de tierra. Concluyendo que la presión - calculada por varias teorías, para el caso activo, tiene una diferencia - pequeña.

En todas las teorías clásicas se requiere que toda la masa de - suelo este en equilibrio límite y que la resistencia se exprese en tér - minos de la teoría de falla de Mohr-Coulomb, es importante mencio - nar que esta hipótesis solo se cumple en casos muy aislados y este he - cho, produce que en la aplicación práctica de dichas teorías se obten - gan resultados erróneos, en ciertos materiales de falla progresiva co - mo las arenas compactas y arcillas muy firmes.

Sin duda la condición más importante para la aplicación de las - teorías clásicas al diseño de un muro de contención, es el movimiento - del muro. La figura No. 5 tomada de la referencia No. 2 fué obtenida - en las pruebas de Terzaghi para el tipo de movimiento que se ilustra - concluyendo que para suelos friccionantes, una traslación de 0.0005 - veces la altura del muro reduce la carga horizontal total al valor acti -

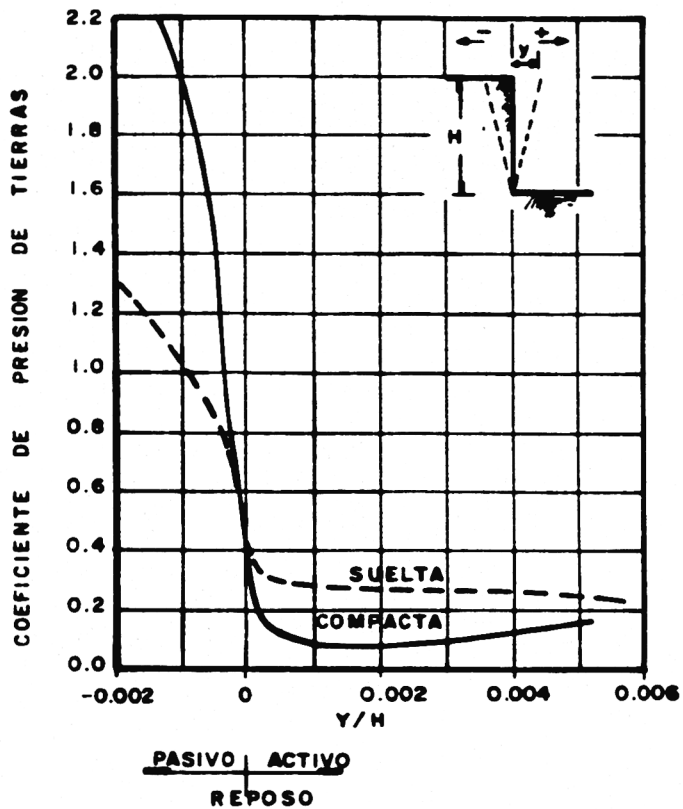


FIG. 5. Relación entre la cedencia de un muro y la presión de tierra para arenas sueltas y compactas. (REF. 2).

vo. Para arenas sueltas son necesarios movimientos mayores; para que se desarrolle el estado pasivo es necesario más cedencia del muro debido a que el cambio de esfuerzos es más grande. Las pruebas anteriores conducen a tomar muy en cuenta el probable movimiento del muro, para elegir correctamente el valor del empuje con el cual se debe realizar el diseño; no olvidando otros aspectos que pueden hacer que se incremente fuertemente el valor del empuje como puede ser un drenaje deficiente, presiones residuales debido al proceso de compactación del relleno etc, en la referencia No. 3 se comentan más ampliamente dichos aspectos.

B. - Métodos Empíricos (Terzaghi)

El método proporcionado, por Terzaghi es quizá el procedimiento más factible en la actualidad para la evaluación del empuje sobre un muro de contención, ya que está fundamentado en estudios de muros reales que no fallaron, esto no quiere decir que sea un análisis real del problema, pero contiene en sí todas las variables que intervienen en el fenómeno. De tal manera que los empujes que proporciona se pueden considerar del lado de la seguridad siempre y cuando el suelo se ajuste a la descripción de los grupos que el mismo proporciona, restringiendo la altura de los muros a 7.0 mts.

Los empujes obtenidos por este método resultan mayores que-

los proporcionados por las teorías existentes, en un buen porcentaje, que para muros de escasa altura no es muy importante para el diseño.

En general la evaluación correcta del empuje es un problema más complejo, de la simple aplicación de una teoría que no contiene las variables que intervienen en el problema. Por ejemplo la evaluación correcta de los parámetros que se presentaran en el campo, como la cohesión y el ángulo de fricción, que dependen en cierta forma, de las condiciones de colocación como el grado de compactación y el drenaje efectivo del relleno, que de alguna forma quedan incluidos en el método de Terzaghi.

IV. - METODO SIMPLIFICADO QUE SE PROPONE.

La geometría de un muro de concreto reforzado más común - -
mente utilizada es en forma de cantiliver a la cual le asignaremos la -
siguiente nomenclatura:

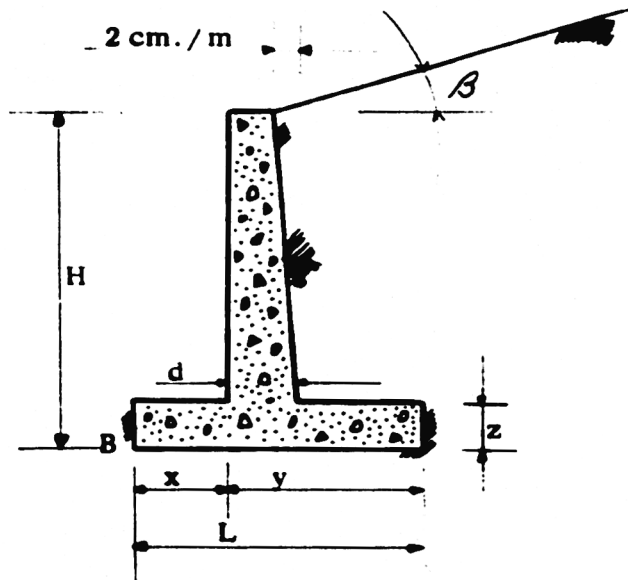


Figura 6

Se busca obtener un método simplificado de diseño para muros -
menores de 7.0 m. esta altura es debido a que en este rango se pueden
realizar simplificaciones de las grandes incertidumbre teóricas y -

prácticas que se vuelven más complejas y críticas cuando es mayor la altura de la estructura.

El primer intento para encontrar un método simplificado se realizó tratando de encontrar una función que correlacionara la geometría del muro con las fuerzas que intervienen en el comportamiento, optimizando dicha función poniendo como restricción una geometría mínima de la sección del muro. Se consideraron las fallas por volteo y deslizamiento, encontrando que las funciones no son continuas para ser optimizadas ya que el empuje es independiente totalmente de la geometría del muro, aunque a primera vista se intuye que puede existir una relación entre ambos conceptos.

Para ilustrar los comentarios anteriores se ejemplifica el procedimiento para el caso de análisis por volteo de un relleno constituido por un suelo cohesivo;

A. - Analisis por "VOLTEO"

El empuje activo considerando que no hay fricción entre muro y suelo está dado por la expresión de Rankine.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 c H$$

donde: (tomando la nomenclatura de la fig. No. 6)

$$E_h = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 c H \right) \cos \beta \quad y$$

$$E_v = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \right) \text{sen } \beta$$

El momento de Volteo es:

$$M_v = (E_h) H/3 = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \right) \frac{H}{3} \cos \beta - \quad (\text{IV.1})$$

El momento estabilizador producido por la inclinación del relleno es:

$$M_e = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \right) x \text{sen } \beta \quad \text{-----} \quad (\text{IV.2})$$

Considerando una γ concreto = 2.2 Ton/m³ y con referencia a la figura No. 6 tenemos que el momento resistente con respecto al punto "B" dado por la geometría del muro y la expresión (IV.2) es:

$$\begin{aligned} M_r = & \frac{2.2}{2} xzx + 2.2 yz \left(x + \frac{y}{2} \right) + 2.2 Hd \left(x - \frac{d}{2} \right) \\ & + \gamma yH \left(x + \frac{y}{2} \right) + \frac{1}{2} \gamma H^2 x \text{sen } \beta - 2cH x \text{sen } \beta \end{aligned}$$

haciendo operaciones resulta:

$$\begin{aligned} M_r = & 1.1 x^2 z + 2.2 x yz + 1.1 y^2 z + 2.2d x H - \\ & 1.1 d^2 H + \gamma yH + \frac{\gamma}{2} y^2 H + x \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \text{sen } \beta \right. \\ & \left. - 2cH \text{sen } \beta \right) \quad \text{-----} \quad (\text{IV.3}) \end{aligned}$$

Si tomamos el equilibrio respecto a "B"

tenemos que:

$$M_r = M_v$$

$$1.1x^2z + 2.2xyz + 1.1y^2z + 2.2dxH - 1.1d^2H +$$

$$\gamma' x y + \frac{\gamma'}{2} y^2 H + x \left(\frac{1}{2} \gamma' H^2 \operatorname{sen} \beta - 2cH \right.$$

$$\left. \operatorname{sen} \beta \right) = \left(\frac{1}{2} \gamma' H^2 - 2cH \right) \frac{H}{3} \cos \beta \dots \text{(IV.4)}$$

Se le aplicó a esta expresión los multiplicadores de Lagrange para minimizarla, no existiendo valores diferentes de la solución trivial, concluyendo que es una función discontinua.

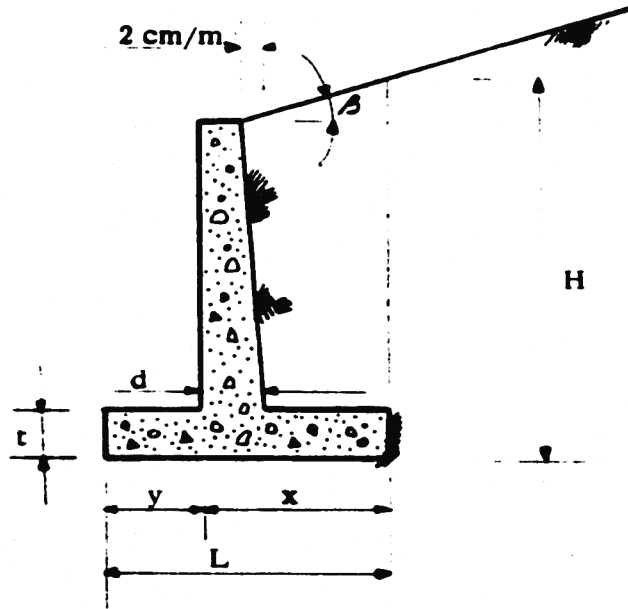
Al igual que el análisis anterior se realizaron diversos intentos para determinar algún método simplificado fundamentado en las teorías clásicas, presentandose cada vez más complejo, y menos representativo el análisis del problema.

Por esta razón se modificó el criterio de análisis proponiéndose un método fundamentado en el método semi-empírico de Terzaghi en la evaluación del empuje y que se presenta a continuación:

B. - METODO QUE SE PROPONE:

Se busca encontrar expresiones que nos permitan conocer en forma aproximada las dimensiones de las partes del muro así como su armado en relación con la altura del relleno.

El método se realizará de acuerdo a la siguiente nomenclatura.



b.1. - Diseño del alma (d)

En la mayoría de los casos los muros de contención no se encuentran sujetos a carga axial, por lo que las solicitaciones consideradas en la determinación del peralte "d" son flexión y cortante, producidas exclusivamente por el empuje del relleno considerado como una fuerza concentrada. Tomando en cuenta que el análisis se fundamentó en el método de Terzaghi, el cual proporciona empujes bastante conservadores no se incluyó ningún factor de seguridad en los cálculos.

Para muros de 7.0 m. de altura máxima el espesor de "d" ob -

tenido para la flexión, frecuentemente satisface la sollicitación de cortante por medio únicamente de la resistencia del concreto al cortante dado por $V_c = 0.5 \sqrt{f' c} b d$. De tal manera que la sollicitación más importante a que estará sujeta la pantalla es la flexión, lo cual se comprobará más adelante.

Las normas técnicas complementarias al Reglamento de Construcciones vigente establece la resistencia a flexión de una sección como $M_r = F_r A_s f_y d (1 - 0.5 q)$, a partir de esta expresión se determinó una relación con respecto a la altura como se ilustra a continuación.

El momento resistente de una sección a flexión esta dada por:

$$M_r = F_r A_s f_y d (1 - 0.5 q) \text{ ----- (IV.5) (Normas técnicas complementarias D.D.F.)}$$

donde:

F_r = Factor de reducción = 0.9

A_s = Area de acero/m

f_y = Límite de fluencia del acero.

d = Peralte de la sección

q = Coeficiente.

a demás:

$$q = p \frac{f_y}{f''c} \quad \text{----- (IV.6) y } p = \frac{A_s}{b d} \quad \text{(porcentaje de acero) (IV.7)}$$

donde:

$f''c$ = resistencia a compresión
del concreto reducida (Según Reglamento de Construcciones vigente)

Sustituyendo 7 en 6

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f''c} \quad \text{----- (IV.8)}$$

Sustituyendo 8 en 5

$$M_r = F_r A_s f_y d \left(1 - 0.5 \frac{A_s f_y}{b d f''c} \right)$$

$$M_r = F_r A_s f_y d - 0.5 \frac{F_r A_s^2 f_y^2}{b f''c} \quad \text{----- (IV.9)}$$

Para un caso específico f_y y $f''c$ son constantes, entonces se les podrá dar un valor y sustituirlo en la ecuación (IV.9), en la práctica el valor de $f''c$ es de 200 ó 250 Kg/cm² y el de $f_y = 4200$ Kg/cm² para un análisis simplificado consideremos $f''c = 200$ por lo que $f''c = 136$ Km/cm² sustituyendo.

$$M_r = 0.9 A_s 4200 d - \frac{(0.5) (0.9) (A_s^2) (4200)^2}{(100) (136)}$$

$$M_r = 3780 A_s d - 583.67 A_s^2 \quad \text{----- (IV.10)}$$

Tomando ahora un porcentaje de acero medio entre 0.75 y el -

mínimo del balanceado o sea aproximadamente 0.012 (Normas técnica complementarias) podemos relacionar el área de acero con el peralte de esta manera:

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.012 \quad \therefore \quad A_s = 0.012 b d \quad y$$

$$A_s = 1.2 d \quad (\text{para un metro de longitud}) \quad \text{----- (IV.11)}$$

Sustituyendo 11 en 10

$$\begin{aligned} M_r &= 3780 (1.2 d) d - 583.67 (1.2 d)^2 \\ &= 4536 d^2 - 840.484 d^2 \end{aligned}$$

$$\underline{M_r = 3696 d^2} \quad \text{----- (IV.12)}$$

$$\text{para } f'_c = 200 \text{ Kg cm}^2 \text{ y } f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

La ecuación (IV.12) nos relaciona el peralte del muro, para una relación media de acero, con el momento de volteo, el cual podemos poner únicamente como función de la altura.

ahora:

$$d = \sqrt{\frac{M_r}{3696}} \quad \text{----- (IV.13)}$$

El valor del Momento de volteo ó el Momento resistente en condiciones de equilibrio se fundamentó en el método de Terzaghi para la evaluación del empuje, dado en forma general por:

$$E_h = \frac{1}{2} k_h H^2 \text{ dónde el valor del coeficiente } k_h \text{ está}$$

dado en las figuras No. 1 y 2 para una geometría del relleno y para un tipo de suelo encasillado en 5 grupos; dado en la tabla No. 1

El valor del momento de volteo es:

$$M = E_h \frac{H}{3} = \frac{1}{2} k_h H^2 \frac{H}{3}$$

$$M = \frac{1}{6} k_h H^3 \text{ ----- (IV.14)}$$

Sustituyendo 14 en 13

$$d = \sqrt{\frac{k_h H^3}{221.76}} \text{ (IV.15)}$$

donde las unidades son :

$$d - (\text{cm})$$

$$H - (\text{mts.})$$

$$k_h - (\text{kg/m}^2/\text{m})$$

Tabla 1

1. - Suelo granular grueso sin finos limosos
- 2 - Suelo granular grueso con finos limosos
3. - Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, -
arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- 4 - Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas li-
mosas.
5. - Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, prote-
gidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre -
entre los fragmentos.

H - en (mts.)

$kh = (\text{kg/m}^2/\text{m.})$

La ecuación 15 nos relaciona el valor de "d" con la altura del muro para un valor fijo de k_h . Se presenta ahora la dificultad en la evaluación de k_h que depende, como se observa en las figuras 1 y 2 del ángulo de la superficie del relleno con la horizontal β , y la geometría del relleno. Si observamos las gráficas para superficie libre plana o quebrada, se ve que los valores que proporciona la primera son siempre los mayores para un valor fijo de β , es decir si generalizamos el valor de k_h obtenido para la superficie plana a los casos de superficie quebrada siempre estaremos del lado de la seguridad en ambos casos.

Tomando en cuenta que tratamos de obtener un método simplificado, tomaremos valores medios de k_h en 2 rangos cuando β varíe de 0 a 20° y cuando es mayor de 20° hasta el talud máximo recomendado en las figuras 1 y 2., la razón de estos valores se observa en las mismas gráficas, ya que no existe mucha variación en el primer rango; para valores de β mayores de 20° la variación de las curvas es mucho mayor, de tal manera que al establecer un valor medio es te tiene una diferencia del orden del 25% con respecto al valor mayor ó menor. Está forma de tomar los valores medios reduce el error que se tiene al generalizar a superficie libre quebrada. Los valores -

de los coeficientes k_h que se tomaron se muestran en la siguiente tabla, en donde aparecen también los valores de k_v que más adelante se usarán.

TIPO DE SUELO (VER TABLA 1)	B	K_h ($K_g/m^2/m$)	K_v ($kg/m^2/m$)
1	0°-20°	500	150
	mayor de 20°*	700	400
2	0°-20°	600	200
	mayor de 20°	800	400
3	0°-20°	750	200
	mayor de 20°	1150	425
4	0°-20°	1600	—
	mayor de 20°	—	—
5	0°-20°	1950	550
	mayor de 20°	2250	950

* hasta el talud máximo recomendado en las figs. 1 y 2.

Tabla No. 2

En la figura No. 7 se graficó la ecuación No. 15 tomando los valores de K_h de la tabla No. 2 variando la altura "H" de 1 a 7 mts. y defasando las curvas al considerar un recubrimiento de 10 cm. Se proporcionan los valores obtenidos para la gráfica correspondiente al suelo tipo 1 para el caso de β de 0°- 20° y que son:

H (mts.)	d (cm)	d (gráfica) cm.
1	1.77	11.77
2	5.00	15.00
3	9.23	19.23
4	14.21	24.21
5	19.86	29.86
6	26.11	36.11
7	32.90	42.90

El valor mínimo de "d" se tomó igual a 20 cms. de acuerdo a las normas técnicas complementarias al reglamento de construcciones vigente. Por otra parte es importante hacer notar que el valor de "H" de la ecuación No. 15, no es la altura del muro sino la altura del relleno según el criterio de Terraghi, gráficamente mostrado en las figuras No. 1 y 2. Asimismo se gráfica el porcentaje de acero por metro, tomado como $\rho = 0.012 b d$

Como se mencionó anteriormente el espesor de la pantalla por flexión (df) siempre es mayor que el que resulta por cortante (dc), para muros no mayores de 7.0mts. como se muestra a continuación:

La resistencia del concreto a cortante está dado por:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{en kg})$$

$$\text{si } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } b = 100 \text{ cm} \text{ tenemos}$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{200} (100) (d) = 707 d \quad (\text{en kg})$$

despejando "d" nos da

$$d = \frac{V_c}{707} \quad \text{ahora si } V_c = \text{Empuje horizontal (Eh)}$$

donde $E_h = \frac{1}{2} k_h \cdot H^2$ y sustituyendo tenemos:

$$d_c = \frac{k_h H^2}{1414} \quad \text{--- (por cortante)}$$

Comparemos la ecuación anterior con la No. 15

$$\frac{k_h H^2}{1414} \quad \cdot \quad y \quad \frac{k_n H^3}{221.76}$$

Elevando al cuadrado ambas ecuaciones

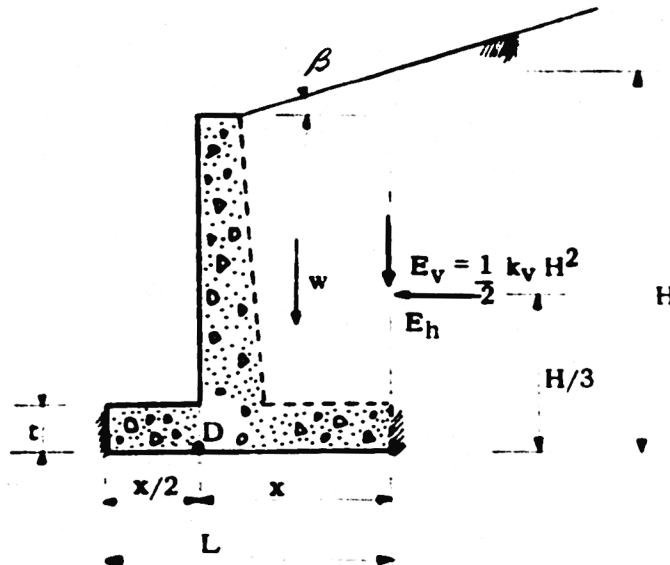
$$\frac{k_h^2 H^4}{1999396} \quad y \quad \frac{k_h H^3}{221.76} \quad \text{factorizando la primera ecuación tenemos:}$$

$$\frac{k_n H^3}{221.76} \left[\frac{k_h H}{9016} \right] y \frac{k_h H}{22176}$$

Para que la primera ecuación obtenida por cortante sea mayor que la segunda, es necesario que el término $k_h H / 9016$ sea mayor que la unidad; sin embargo para muros de 7.0 m de altura máxima resulta menor que 1, por lo cual el espesor de la pantalla resulta mayor si se considera la flexión.

b.2. - Determinación de la longitud de la base (L)

Se usará la siguiente figura para la explicación del análisis



La geometría de la base depende de diversos factores como son: la capacidad del terreno de cimentación, para determinar la longitud; la longitud de la semi base (x) para equilibrar el momento de volteo producido por el empuje del relleno con el momento estabilizador debido al peso propio del muro y del relleno por encima de " x ".

Como ya se mencionó frecuentemente el muro no recibe una carga axial que repercuta en una capacidad de carga del terreno de cimentación, por lo cual este deberá soportar exclusivamente el diagra -

ma de esfuerzos que produce el momento de volteo generado. Sin embargo, para un análisis simplificado la capacidad de carga del terreno es el concepto que presenta mayor incertidumbre para darle a su valor un rango de variación, debido a su importancia en el comportamiento de una estructura de contención y la heterogeneidad y variación de los suelos de apoyo. Por esta razón el procedimiento que se muestra posteriormente se aplica cuando el terreno de cimentación no presenta problemas de resistencia.

Se determina, entonces, la longitud de la semi-base (x) analizada únicamente para garantizar el equilibrio por volteo, considerando una relación geométrica de $L = 1.5 x$ que garantiza que la resultante pasa por el tercio medio de la base. A continuación se presenta el procedimiento realizado.

$$\text{Si } W = \int_0^x \gamma_s Hx \quad (\text{Peso de la cuña por encima de } X)$$

Para que exista el equilibrio es necesario que la suma de momentos con respecto al punto "D" sea igual a 0 o sea:

$$\sum M_D = 0$$

tomando la nomenclatura de la figura anterior tenemos:

$$\frac{1}{2} \int_0^x \gamma_s Hx^2 + \frac{1}{2} k_v H^2 x = \frac{1}{2} k_h H^2 \frac{H}{3} \delta$$

$$\frac{1}{2} \int_0^x \gamma_s Hx^2 + \frac{1}{2} k_v H^2 x - \frac{1}{6} k_h H^3 = 0 \quad \text{--- (IV.16)}$$

La ecuación (16) es cuadrática de 2° grado y nos permite obtener la longitud de la base como $L = 1.5 x$, óptimo para la condición de volteo analizada. Los valores de los coeficientes k_h y k_v se obtuvieron de la tabla No. 2, asimismo se dio un valor medio entre el estado seco y saturado de los pesos volumétricos tomados de la referencia No. 4.

El término cuadrático de la ecuación 16 es pequeño por lo que la curva es una parábola muy abierta, por esta razón la gráfica, de la figura No. 8 se realizó con una serie de rectas que facilitan su uso, sin cometer un error apreciable. Se proporcionan los valores obtenidos para el tipo de suelo 1 y para β de 0°- 20° como ilustración.

H	L
(mts.)	(mts.)
1	0.38
2	0.76
3	1.14
4	1.52
5	1.90
6	2.28
7	2.66

b.3. - Diseño del espesor de la base "t"

La condición más desfavorable de esfuerzos es cuando se considera la semi base "x" como un cantiliver empotrado en la pantalla del muro, sujeto a flexión simple, producidas por el peso de la cuña de suelo por encima, de la semi-base de modo que es válida la ecua-

ción IV. 12 , con todas las observaciones realizadas para la obtención del espesor de la pantalla "d" ya mencionadas, así como también las características del acero y concreto. Entonces tendremos lo siguiente:

El momento resistente estará dado por:

$$M_r = 3696 t^2 \text{ ----- (IV.17)}$$

El momento debido al peso del relleno es:

$$M = \frac{1}{2} \gamma_s H x^2$$

Sustituyendo en (17) tenemos

$$\frac{1}{2} \gamma_s H x^2 = 3696 t^2$$

despejando el espesor t resulta

$$t = \sqrt{\frac{\gamma_s H x^2}{73.92}} \text{ ----- (IV.18)}$$

donde las unidades son:

t en (cm.)

H en (m.)

x en (m.)

γ_s en (kg/m³)

En la figura No. 9 se muestra la gráfica de la ecuación (18) tomando los valores de la semi-base "x" de la ecuación (16) para diferentes alturas y el valor del peso volumétrico (γ_s) como un -- promedio de los estados seco y saturado para cada tipo de suelo.

De igual forma que en el inciso b.1 se tomó un recubrimiento de 10 cm. y un valor mínimo de "t" de 20 cm. se proporciona a --- continuación como ilustración los valores obtenidos para el suelo tipo 1 cuando β varía de 0° a 20° .

H (mts)	d (cm)	d (con recubrimiento)
1	1.32	11.32
2	3.75	13.75
3	6.89	16.89
4	10.62	20.62
5	14.84	24.84
6	19.51	29.51
7	24.58	34.58

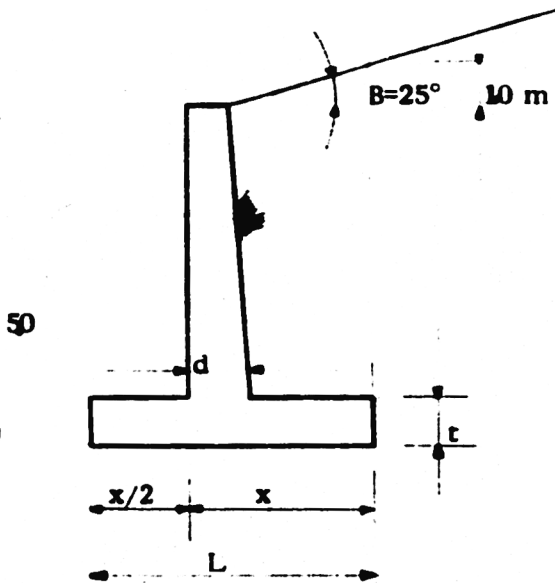
C.- USO DE GRAFICAS.

Como se mencionó anteriormente el valor de "H" que aparece en las ecuaciones es la altura del relleno en el punto extremo inferior del muro, que no se conoce al inicio del problema ya que no se ha determinado la longitud de la semi-base para poder valuar el aumento de H (altura del muro) debido al angulo del relleno. Por lo cual se procederá como sigue:

1. - Con la altura del muro se entrá a la gráfica 8 para un tipo de suelo (1 a 5) y una inclinación del relleno β , se obtiene el valor de la longitud de la base que dividida entre 1.5 nos da el valor de la semi-base con la cual se obtiene con una buena aproximación el valor real de "H"
2. - Con el valor de H obtenido se entrá a la gráfica No. 7 donde se obtiene el valor del espesor de la pantalla "d" para un tipo de suelo y una inclinación del relleno.
3. - De la misma forma anterior en la figura No. 9 se obtiene el espesor de la base "g".
4. - Finalmente en la figura No. 8 se obtiene la longitud de la base "L".

V. - DISEÑO COMPARATIVO:

Diseñar un muro de concreto reforzado de 5.0 m de altura des-
plantado sobre un terreno resistente. El relleno se construirá con una
arena limosa compactada, cuyas características son $c = 0.8 \text{ Ton/m}^2$,
 $\phi = 32^\circ$ y $\gamma_d = 1700 \text{ Kg/m}^3$



Arena limosa

$$c = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$\gamma_d = 1700 \text{ kg/m}^3$$

A. - METODOS ACTUALES

A. 1. - Calculo del empuje.

1. - Método de Rankine:

De acuerdo a la ecuación

$$E_a = \frac{1}{2 N\phi} \gamma H^2 - \frac{2 c}{\sqrt{N\phi}} H$$

donde:

$$N\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right)$$

$$= \tan^2 61^\circ = 3.25 \text{ y } H = H_1 + H_2 = 60 \text{ m.}$$

$$E_a = \frac{1}{2(3.25)} (1.7) (6)^2 - \frac{2(0.8)}{3.25} (6)$$

$$= 9.41 - 5.32 = \underline{\underline{4.08 \text{ ton/m.}}}$$

2. - Método de Terzaghi

Suelo tipo 2

De la figura No. 1

$$K_h = 700 \text{ Kg/m}^2/\text{m.}$$

$$Ea = \frac{1}{2} Kh H^2$$

donde $H = 6.0 \text{ m.}$

$$Ea = \frac{1}{2} (700) (6)^2 = 12600 \text{ Kg} = 12.6 \text{ ton.}$$

Trabajaremos con el valor de 12.6 ton.

A.2. - Diseño del peralte "d" (Resistencia estructural)

Datos: $M_r = 25.2 \text{ ton. m}$

Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$p = 0.5 \text{ pb}$ (porcentaje de acero)

i) calculo de "d" y A_s

$$pb = \frac{(0.85)(0.85)(f'c)}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$pb = \frac{(0.85)(0.85)(200)}{4200} \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.0202$$

$$p = 0.5 \text{ pb} \quad p = (0.5)(0.0202); \quad p = 0.0101$$

$$W = p \frac{f_y}{f_c}; \quad W = (0.0101) \frac{4200}{200}; \quad W = 0.212$$

De la ecuación de flexión

$$M_r = b d^2 f'c w (1 - 0.59w)$$

$$b d^2 = \frac{M_r}{f'c w (1 - 0.59 w)}$$

$$b d^2 = \frac{(25.2) 10^5}{(200)(0.212)(1 - 0.59(0.212))}$$

$$= (1.79) 10^4 \text{ cm}^3$$

$$d^2 = \frac{(6.79) 10^4}{100} = (6.79) 10^2$$

$$d = \sqrt{(6.79) 10^2} = 26.0 \text{ cm si suponemos un rec. de 5 cm.}$$

$$\underline{\underline{d = 26 + 5 = 31 \text{ cm}}}$$

- Area de Acero

$$\frac{Mr}{b d^2 f'c} = \frac{(25.2) 10^5}{(100) (26)^2 (200)} = 0.186 \text{ de la figura No. (10)}$$

obtenemos:

$$w = 0.208$$

$$\text{si: } p = \frac{w f'c}{f_y} = 0.208 \cdot \frac{(200)}{4200} = 0.010$$

$$A_s = (0.010) (100) (26) = \underline{\underline{26 \text{ cm}^2}}$$

- Revisión por cortante

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \sqrt{200} = 7.07$$

$$V_c = (7.07) (100) (26) = 18.3 \text{ ton} > 12.6 \quad \underline{\underline{\text{(ACCEPTABLE)}}}$$

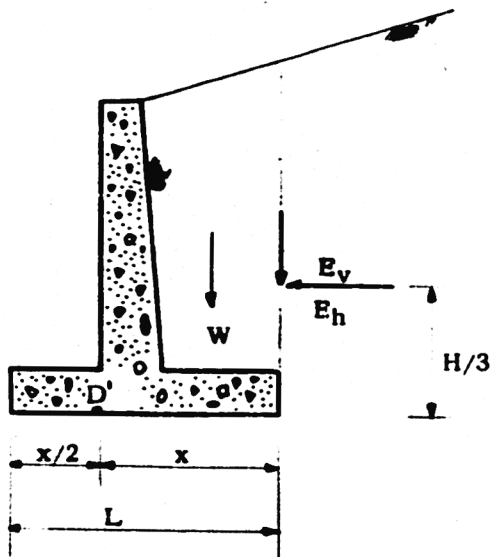
A.3. - Obtención de la longitud de la base

(Análisis por volteo)

Consideremos el equilibrio con respecto a D'

$$E_v = \frac{1}{2} k_v H^2 = \frac{1}{2} (300) (6)^2 = 5.4 \text{ ton.}$$

$$M_v = 25.2 \text{ ton.}$$



Si $\sum M_{D'} = 0$ tenemos

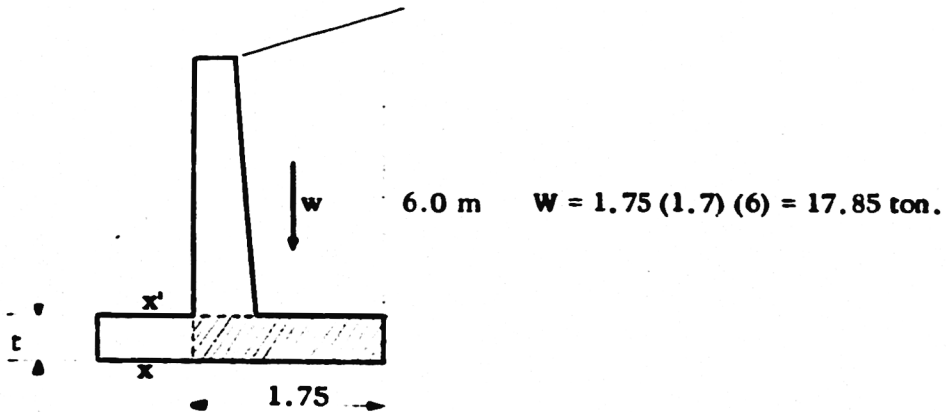
$$\frac{1}{2} H x^2 + 5.4 (x) = 25.2$$

$$5.1 x^2 + 5.4 x - 25.2 = 0 \quad \text{cuya solución es } \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

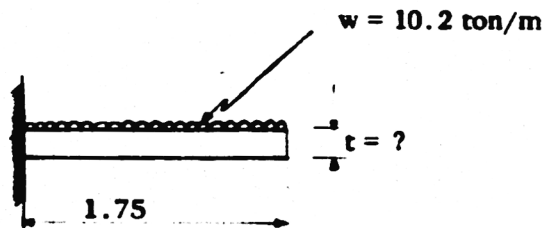
$$x = \frac{-5.4 \pm \sqrt{5.4^2 + 4(5.1)(25.2)}}{2(5.1)} = \frac{-5.4 + 23.30}{10.2} = 1.75 \text{ m.}$$

$$\text{donde } L = 1.5 x = 1.5(1.75) = \underline{2.65} \text{ m.}$$

A.4. - Diseño del armado y espesor de la base. "t".



Consideremos la sección sombreada como un cantiliver empotrado en x-x'



El momento es : $M = \frac{wl^2}{2} = 15.61 \text{ ton. m.}$

El cortante es : $V = 17.85 \text{ ton.}$

DATOS:

$M_r = 15.61 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Concreto $f'c = 200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

$p = 0.5 \text{ pb}$ (porcentaje de acero)

$$pb = \frac{(0.85)(0.85) f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$= \frac{(0.85)(0.85)(200)}{4200} \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.0202$$

$p = 0.5 \text{ pb}$

$p = 0.5 (0.0202); p = 0.0101$

donde $w = p \frac{f_y}{f'c}$; $w = 0.0101 \frac{(4200)}{200}$; $w = 0.212$

La ecuación de flexión es:

$$M_r = b t^2 f'c w (1 - 0.59 w)$$

$$bt^2 = \frac{M_r}{f'c (1 - 0.59 w)}$$

$$bt^2 = \frac{(15.61) 10^5}{(200)(0.212)(1 - 0.59(0.212))}$$

$$t^2 = \frac{(4.20) 10^4}{100}$$

$$t = \sqrt{(4.20) 10^2} = 20.51 \text{ cm. consideremos } 21 \text{ cm.}$$

Si el recubrimiento son 5 cm

$$t = 21 + 5 = 26 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \sqrt{(200)} = 7.07$$

$$V_c = (7.07) (100) (21) = 14.8 \text{ ton} < 17.85 \text{ (inaceptable)}$$

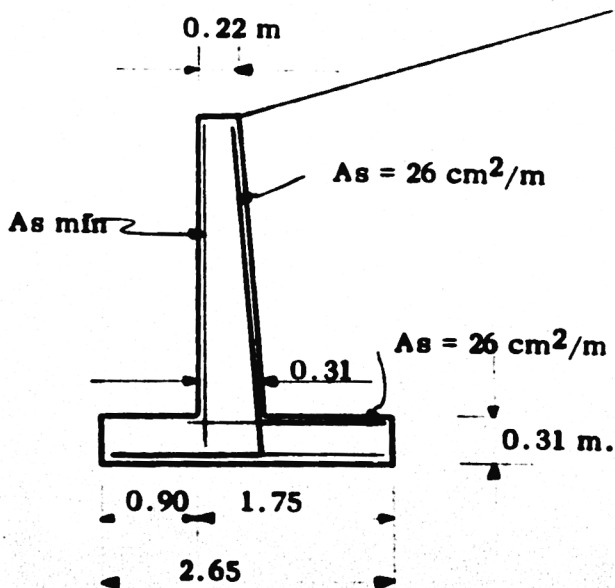
Si aumentamos el espesor en 5 cm. tenemos:

$$V_c = (7.07) (100) (26) = 18.3 \text{ ton} > 17.85 \text{ (ACEPTABLE)}$$

$$\underline{t = 26 + 5 = 31 \text{ cm.}}$$

$$A_s = (0.0101) (100) (26) = \underline{26.0 \text{ cm}^2}$$

Quedando finalmente:



B. - METODO SIMPLIFICADO

1. - Con la altura del muro 5 m, tipo 2 de suelo y β mayor de 20° en la figura No. (8) obtenemos $L = 2.60$ mts. donde $x = 2.60 / 1.5 = 1.73$ entonces el incremento de H es $\Delta H = 1.73 \operatorname{tg}(25^\circ) = 0.80$ m. y $H = 5.0 + 0.8 = 5.80$ mts. $\hat{=} 6.0$ mts.

2. - Con $H = 6.0$ mts en la figura No. (7) obtenemos para - suelo tipo 2 y β mayor de 20°

$$d = 0.38 \text{ m.} \quad \text{y} \quad A_s = 33.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

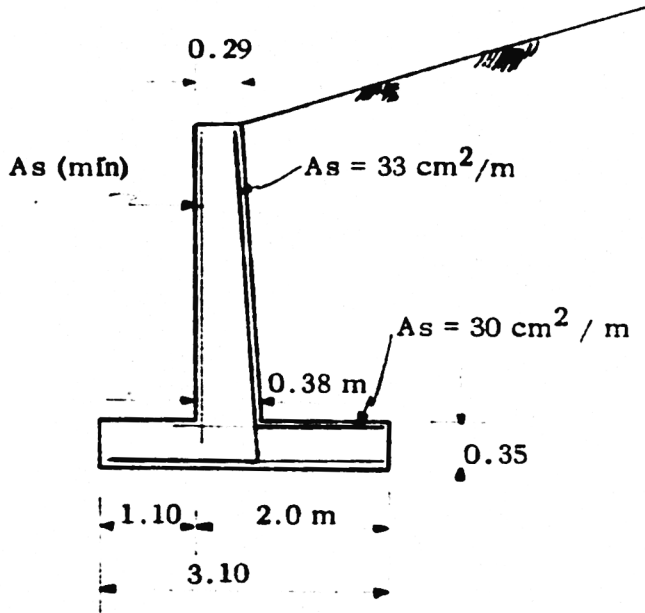
3. - En la figura No. (9) obtenemos.

$$t = 0.35 \text{ m.} \quad \text{y} \quad A_s = 30 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

4. - Y finalmente en la gráfica No. 8 obtenemos

$$L = 3.10 \text{ mts.}$$

OBTENIENDO FINALMENTE:



VI. - CONCLUSIONES.

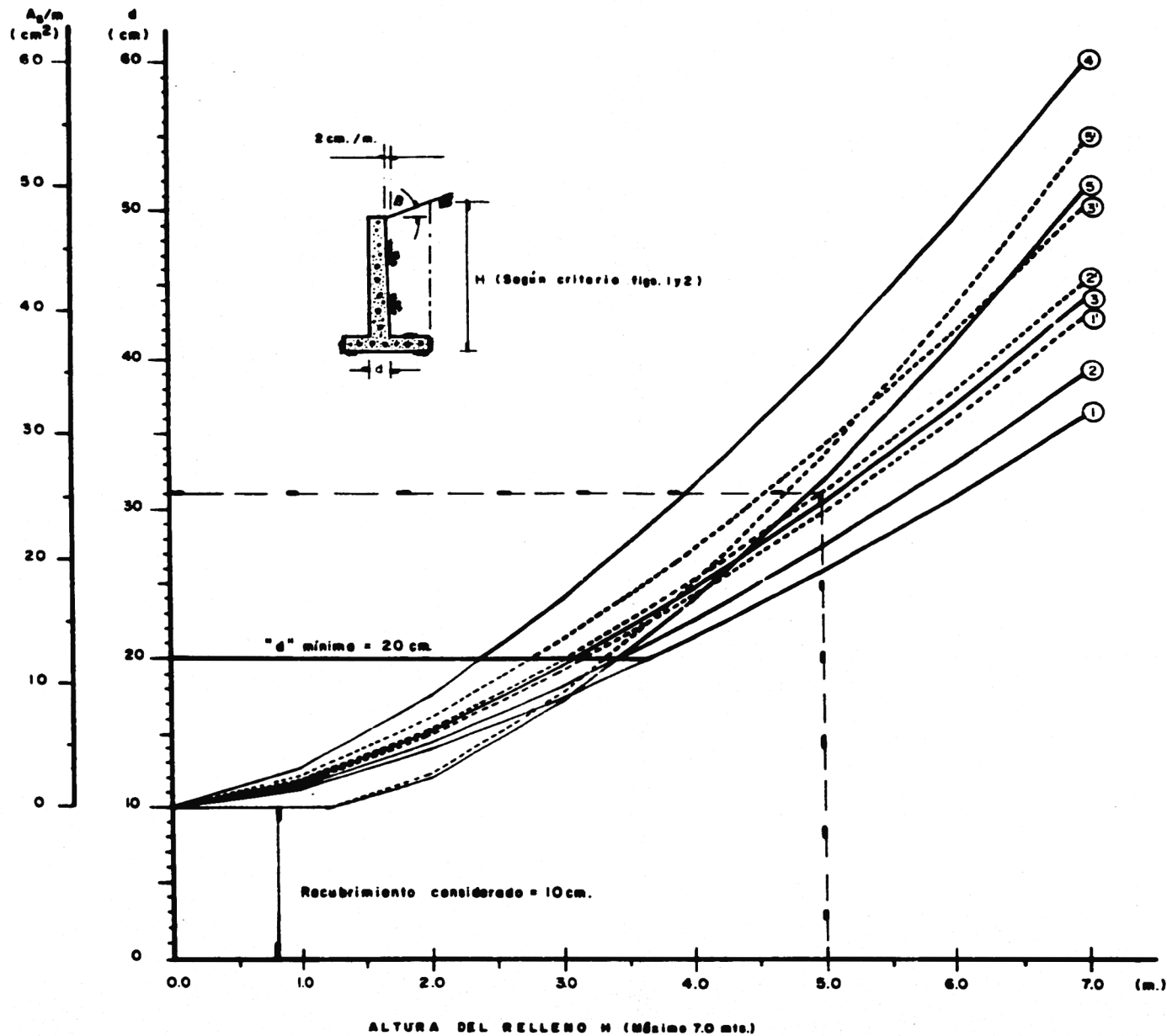
El método simplificado que se propone se fundamentó en gráficas obtenidas por medio del estudio del comportamiento real de muros que no habían fallado .

De tal forma que no contiene en su procedimiento ningún aspecto nuevo del problema, ni está basado en consideraciones teóricas, sino en experiencia de campo que puede ser muy cuestionable. Sin embargo su utilidad fundamental reside en proporcionar dimensiones preliminares de un muro de contención de concreto reforzado, las cuales realmente no tienen una diferencia importante cuando se hace un análisis más preciso, que en sus planteamientos contiene ya toda una serie de incertidumbres reflejadas en los factores de seguridad que se manejan, por esta razón no se consideró práctico desarrollar este método incluyendo nuevas variables, como sismo, sobrecargas etc.

En la actualidad no se han determinado métodos confiables que fijen los valores reales de las variables y parámetros que intervienen en un problema de empuje de tierras, y el método simplificado expuesto anteriormente no soluciona estos aspectos, siendo tal vez el único camino ingenieril, la investigación de campo por medio de instrumentación.

REFERENCIAS

1. - Juárez Badillo E., y Rico, A. MECANICA DE SUELOS.
Vol. II. "Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de suelos".
Capítulo IV. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F., 1967.
2. - Morgenstern, N. R., y Eisenstein, Z. Methods of Estimating Lateral Loads and Deformations ASCE Specialty-Conference on Lateral Stress in the ground and Design of Earth Retaining Structures. Cornell University. 1970.
3. - Oscar M. Gonzalez C., F. Robles F., J. Casillas G., R. Díaz C. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO.
Capítulos 5, 7 y 16. Editorial Limusa, 1977
4. - "Soil Mech, for Road Engineering."
Road Research Lab. DSIR.



NOMENCLATURA

- ◆ ○ TIPOS DE SUELO:
- 1- Suelo granular grueso sin fines.
 - 2- Suelo granular grueso con fines limosos.
 - 3- Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y fines arcillosos en cantidad apreciable.
 - 4- Arcillos plásticos blandos, limos orgánicos o arcillas limosas.
 - 5- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos para evitar infiltración de agua entre los fragmentos.
- ◆ — Para Δ de 0° a 20° (ángulo del relleno)
- ◆ - - - Para Δ mayor de 20° hasta el correspondiente al talud máximo recomendado en las figuras 1 y 2.

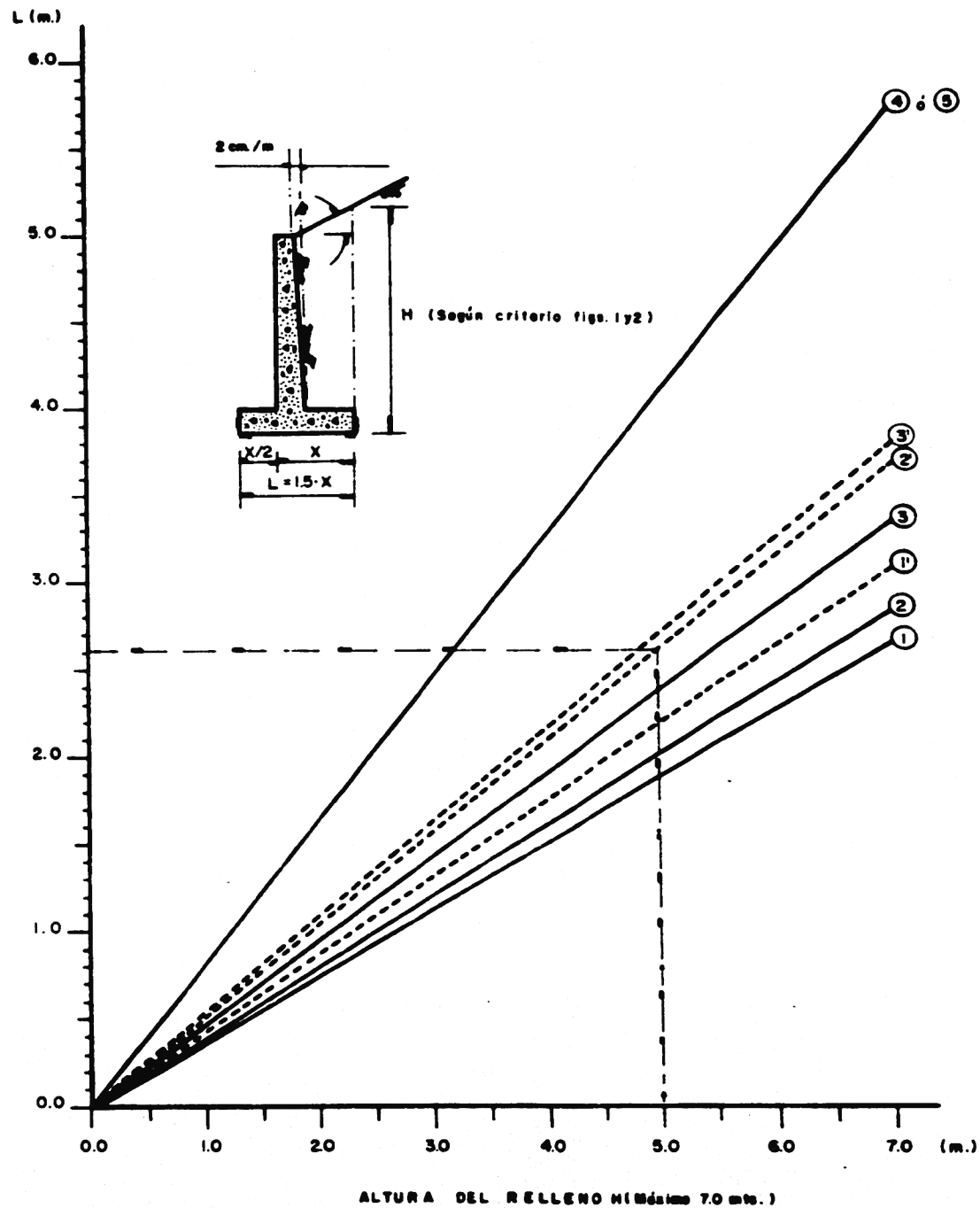
NOTAS:

a)- La curva No. 4 se usará para ambos valores de Δ

DISEÑO SIMPLIFICADO DE MUROS DE CONTENCION

FIG. 7- GRAFICA PARA OBTENER EL ESPESOR DE LA PANTALLA "d" Y EL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO, EN FUNCION DE LA ALTURA DEL RELLENO Y EL TIPO DE SUELO.

TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS VIGOSA RODRIGUEZ



NOMENCLATURA

○ TIPOS DE SUELO:

- 1.- Suelo granular grueso sin finos.
- 2.- Suelo granular grueso con finos limosos.
- 3.- Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- 4.- Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos ó arcillas limosas.
- 5.- Fragmentos de arcilla dura ó medianamente dura, protegidos para evitar infiltración de agua entre ellos.

Para β de 0° a 20° (ángulo del relleno)

Para β mayor de 20° hasta el correspondiente al talud máximo recomendado en las figuras 1 y 2.

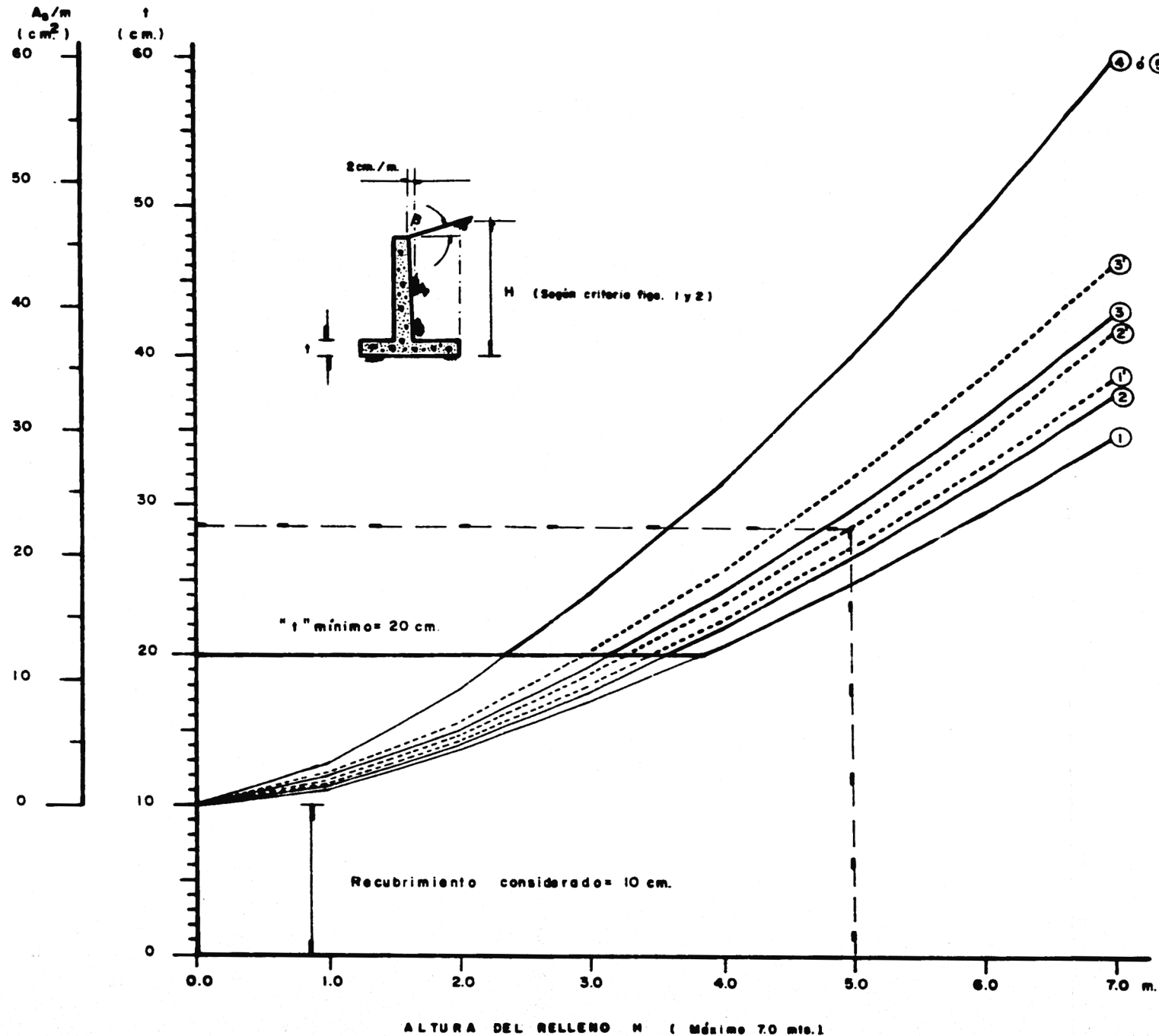
NOTAS:

- a.- La curva No. 4 se usará también para el suelo tipo 5, así como para ambos valores de β .

DISEÑO SIMPLIFICADO DE
MUROS DE CONTENCION

FIG. 8.- GRÁFICA PARA OBTENER LA LONGITUD DE LA BASE "L" EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DEL RELLENO Y EL TIPO DE SUELO.

TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS VIGOSA RODRIGUEZ



NOMENCLATURA

○ TIPOS DE SUELO:

- 1.- Suelo granular grueso sin finos.
- 2.- Suelo granular grueso con finos limosos.
- 3.- Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- 4.- Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- 5.- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos para evitar infiltración de agua entre ellos.

◆ Para β de 0° a 20° (ángulo del relleno)

◆ Para β mayor de 20° hasta el correspondiente al talud máximo recomendado en las figuras 1 y 2.

NOTAS:

- a)- La curva No. 4 se usará también para el suelo tipo 5, así como para ambos valores de β .

DISEÑO SIMPLIFICADO DE MUROS DE CONTENCION

FIG. 9.- GRAFICA PARA OBTENER EL ESPESOR DE LA BASE "i" Y EL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO, EN FUNCION DE LA ALTURA DEL RELLENO Y EL TIPO DE SUELO.

TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS VIGOSA RODRIGUEZ

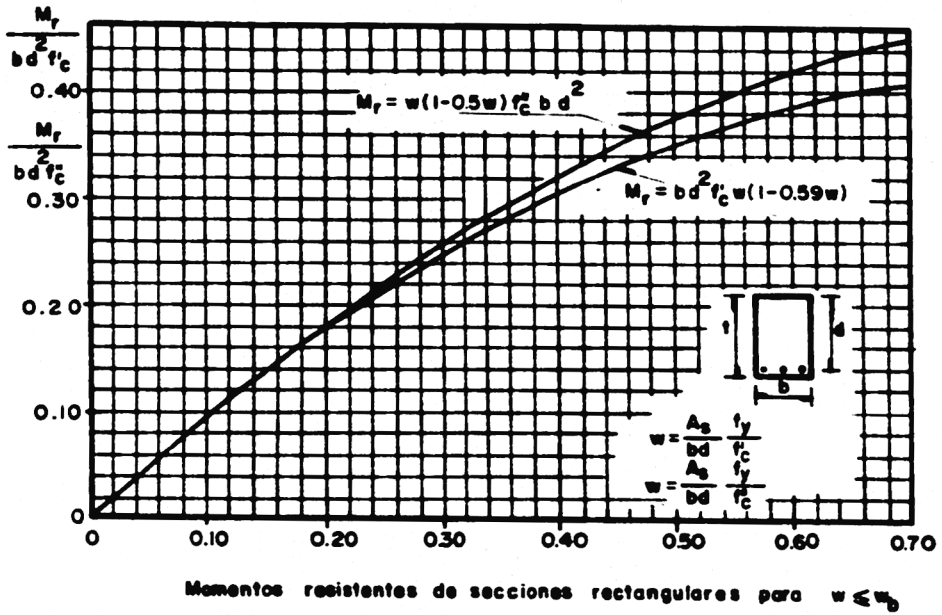


FIG. 10. Gráfica para diseño por flexión. (REF. 3)