

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, Centro América

EMPUJES DE SUELOS Y MUROS DE RETENCION  
EN GUATEMALA

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la  
Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por

EDGAR HERRARTE CASTEJON

Al conferírsele el título de:

INGENIERO CIVIL

Guatemala, septiembre de 1969.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Biblioteca Central

BIBLIOTECA CENTRAL-USAC  
DEPOSITO LEGAL  
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

D. 4 08  
T (48)

JUNTA DIRECTIVA  
DE LA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DE LA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Primero:	Ing. Marco Antonio Cuevas
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieto B.
Vocal Tercero:	Ing. Adolfo Behrens
Vocal Cuarto:	Br. Alfredo Bonatti
Vocal Quinto:	Br. Eliseo Osorio
Secretario:	Ing. Héctor Centeno B.

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN  
GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Primero:	Ing. Otto E. Becker M.
Examinador:	Ing. Buenaventura Coronado
Examinador:	Ing. Pedro Aragón C.
Secretario Interino:	Ing. Jorge Luis Lazo M.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración, mi trabajo de tesis titulado:

**EMPUJES DE SUELOS Y MUROS DE RETENCION  
EN GUATEMALA**

Tema que me fue asignado por la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

**TESIS DE REFERENCIA**

**NO**

**SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA  
CENTRAL - USAC.**

# CONTENIDO

INTRODUCCION	i
CAPITULO I	1
A. Consideraciones Generales	1
B. Empuje de tierras y sus partes	4
1. Talud natural de las tierras	5
2. Cohesión	6
3. Peso de la tierra	8
4. Sobrecargas	10
CAPITULO II	11
A. Cálculo del empuje	11
B. Métodos semiempíricos para estimar el empuje	11
1. Método N° 1	12
2. Método N° 2	24
C. Métodos teóricos para calcular el empuje	43
1. Fórmula del empuje por la teoría de Coulomb	46
2. Fórmula del empuje por la teoría de Rankine	49
3. Fórmula del empuje por Weyrauch	52
4. Método gráfico para la determinación de los empujes	54
5. Método gráfico de Cullman para determinar los empujes	56
CAPITULO III	61
A. Principales factores a tomar en cuenta en la construcción de muros de retención	61

1. Drenaje en los muros de retención	61
2. Fundaciones en muros de retención	65
3. Deslizamiento en muros de retención	67

#### CAPITULO IV 71

A. Costos	71
1. Muro en voladizo	74
2. Muro de gravedad	75
3. Talud de relleno horizontal	76
4. Talud de relleno 1.5 : 1	78

#### CAPITULO V 89

A. Recomendaciones	89
B. Conclusiones	90
C. Bibliografía	92

## INTRODUCCION

En la actualidad nos encontramos frecuentemente en obras de ingeniería, el problema de sostener masas de tierra, o cualquier otra clase de material, usando los muros de retención para solución de estos problemas.

Siendo el empuje la fuerza mas importante en el diseño de muros, se tratará de dar los métodos semiempíricos, teóricos y gráficos mas importantes ya que no existe una ley matemática que nos puede llegar a dar un valor exacto del empuje, pues los factores atmosféricos y climatológicos que son los principales obstáculos a vencer, son diferentes en cada región y no siguen ninguna ley racional.

Otro punto muy importante a tratar son los principales factores a tomar en cuenta en la construcción de muros de retención, pues de nada nos sirve hacer un cálculo muy minucioso mediante un método quizá inapropiado para el caso, si tenemos un suelo fundante malo y un inadecuado planeamiento de los drenajes, que son los principales factores por lo que fallan los muros.

Espero colaborar con este trabajo por ser de mucha aplicación en la ingeniería y al mismo tiempo hacer una pequeña investigación sobre los costos de muros en voladizo y de gravedad.

## CAPITULO I

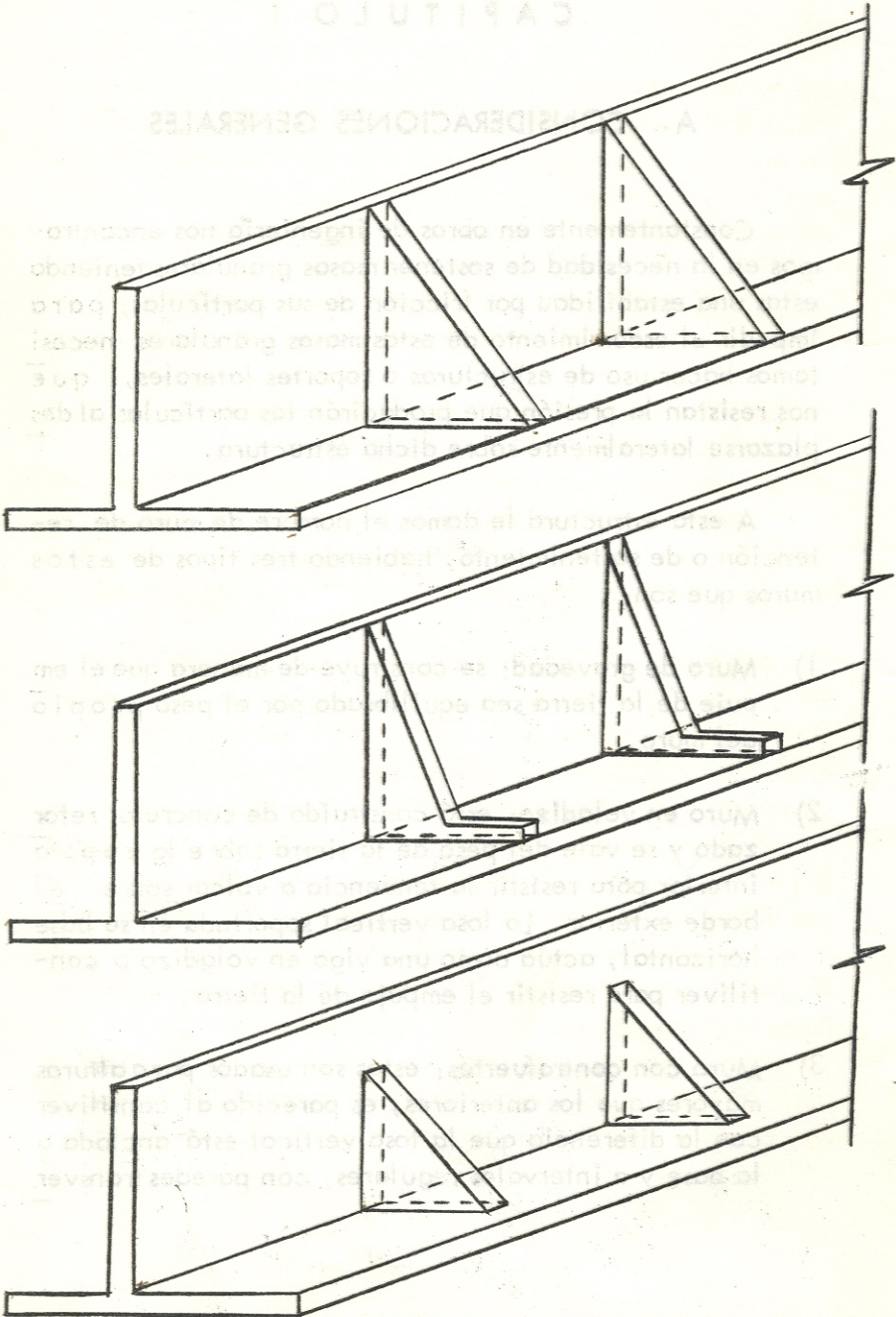
### A. CONSIDERACIONES GENERALES

Constantemente en obras de ingeniería nos encontramos en la necesidad de sostener masas granulares teniendo estas una estabilidad por fricción de sus partículas; para impedir el escurrimiento de estas masas granulares necesitamos hacer uso de estructuras o soportes laterales, que nos resistan la presión que producirán las partículas al desplazarse lateralmente sobre dicha estructura.

A esta estructura le damos el nombre de muro de retención o de sostenimiento, habiendo tres tipos de estos muros que son:

- 1) **Muro de gravedad:** se construye de manera que el empuje de la tierra sea equilibrado por el peso propio del muro.
- 2) **Muro en voladizo:** está construido de concreto reforzado y se vale del peso de la tierra sobre la zapata interior para resistir la tendencia a volcar sobre el borde exterior. La losa vertical soportada en su base horizontal, actúa como una viga en voladizo o cantiliver para resistir el empuje de la tierra.
- 3) **Muro con contrafuertes:** estos son usados para alturas mayores que los anteriores, es parecido al cantiliver con la diferencia que la losa vertical está anclada a la base y a intervalos regulares, con paredes transver

sales de varias formas, la mas usada es la triangular, siendo estos los contrafuertes. Ejemplos:





El tipo de muro de retención a usarse depende de varios factores, tales como: altura, cargas, valor so porte del terreno, colindancias, condiciones existentes que influyen en la construcción, etc.

Se usan: los muros de gravedad para alturas bajas, son estos de gran sección, se construyen de ladrillo, mampostería ó concreto. Para alturas intermedias usamos muros en voladizo, y para alturas muy grandes usamos muros con contrafuertes, ambos tipos son de concreto reforzado, son mucho más esbeltos y menos voluminosos.

El procedimiento a seguir en un proyecto de muro de retención consiste en la repetición sucesiva de dos pasos:

- 1) la selección tentativa de las dimensiones de la estructura,
- 2) el análisis de la estabilidad de la misma, frente a las fuerzas que actuarán sobre el muro. Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa un nuevo análisis.

Para hacer la primera tentativa con respecto a las dimensiones del muro, el proyectista seguía con su experiencia, o utiliza tablas que proporcionan la relación entre el ancho de la base y la altura para muros de retención comunes. Para efectuar el análisis, se calcula primero la magnitud de las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, incluidos el empuje de la tierra y el peso propio del muro, y luego se investiga la estabilidad del muro con respecto al volcamiento. Finalmente, se calcula si el suelo de fundación tiene resistencia suficiente como para: a) impedir que el muro pueda deslizarse por el plano de su base, o uno situado por debajo de la misma; b) resistir la presión máxima en el borde exterior de la base sin que el muro llegue a volcar; c) soportar las fuerzas verti-

cales, incluido el peso del terraplén, sin asentamiento excesivo, volcamiento, o deslizamiento hacia afuera de T muro.

La fuerza más importante en el diseño de muros es el "empuje o presión del terreno", que es el que gobierna sus dimensiones, siendo esto a lo que nos limitaremos a estudiar.

## B. EMPUJE DE TIERRAS Y SUS PARTES

Con el objeto de calcular las fuerzas a que están sometidos los muros de retención, es preciso conocer las presiones ejercidas por las tierras sobre las superficies planas. Existen varias teorías sobre la presión ejercida que difieren en las hipótesis adoptadas y en las fórmulas resultantes. La mayor parte de estas teorías están fundadas en la hipótesis de que las tierras forman una masa granular completamente desprovista de cohesión teniendo cada clase de tierra su ángulo propio de reposo o talud natural, que se supone que toma cuando se le deja sin retenerla durante un tiempo suficiente. Las diversas teorías dan resultados que en la mayoría de casos prácticos no difieren mayor cosa uno de otro.

Existen muy pocos datos experimentales que comprueben que las presiones así calculadas sean base de un criterio adaptable a las condiciones reales, las cuales varían debido a muchas circunstancias.

Hay que reconocer que el empuje de tierras no puede calcularse con la aproximación que se obtiene comúnmente en los cálculos de estructuras metálicas simples, o

en el caso de una viga simplemente apoyada.

### 1. Talud natural de las tierras

Cuando los materiales sin coherencia, tales como la arena, tierras polvorientas, se abandonan a sí mismas, quedan en un montón limitado por un talud suave, cuya inclinación es siempre la misma.

El ángulo constante así formado con el plano horizontal, y que designaremos con la letra griega  $\phi$ , se llama ángulo de talud natural. Es el ángulo límite bajo el cual la componente, según el plano de talud, del peso de una partícula de estos materiales sin coherencia es igual a la resistencia al rozamiento que la equilibra. Dicho de otro modo, el rozamiento es entonces suficiente para impedir a las partículas rodar una sobre las otras.

Se puede, pues, decir igualmente que el ángulo  $\phi$  es el ángulo de rozamiento de las tierras sobre sí mismas. A continuación encontramos una tabla con los valores de ángulos de rozamiento  $\phi$  de diversos materiales:

Clase de material	$\phi$
Arena seca	30 - 35°
Arena húmeda	35 - 45°
Arena mojada	20 - 30°
Arcilla seca	30 - 40°
Arcilla húmeda	42 - 48°
Tierra vegetal seca	40°
Tierra vegetal húmeda	45°
Tierra vegetal mojada	30 - 35°
Grava	30 - 40°
Limo seco	42 - 44°
Limo mojado	22 - 23°

Entre los valores extremos de este cuadro ( $15^\circ$  a  $48^\circ$ ) el margen es grande; pero ante todo conviene expresar que es difícil especificar exactamente a qué categoría pertenece un terreno, ya que su estado más o menos húmedo, según las circunstancias, basta para modificar su ángulo de rozamiento. Dicho de otro modo: las circunstancias - de momento influyen notablemente sobre este elemento característico.

Así, una tierra ligeramente húmeda puede sostenerse con un talud relativamente inclinado, en tanto que una gran cantidad de agua volviéndola menos coherente, la hace desmoronarse en un talud mucho más suave.

Ante la imposibilidad de tener un dato preciso para cada caso particular, se puede admitir que por término medio el talud natural es de  $34^\circ$  que corresponde a una pendiente de dos tercios aproximadamente (dos de altura por tres de base).

## 2. Cohesión

En la práctica, por lo demás, rara vez nos hallaremos en presencia de una tierra perfectamente incoherente y cuyas moléculas ruedan libremente unas sobre las otras. Así es que, al practicar libremente, se puede cortar primeramente la pared casi a pico, por lo menos con un talud más pendiente que el talud natural admitido por la misma tierra.

Existe, por lo tanto, una fuerza interior que actúa entre las moléculas del macizo y que se llama cohesión. Pero si dejamos la pared del desmonte expuesta al aire, al cabo de cierto tiempo las influencias atmosféricas, la lluvia sobre todo, que remoja los elementos del terreno y

los separa, hacen desaparecer los efectos de la cohesión. La tierra se conduce entonces poco a poco como si fuese incoherente, de tal forma que en resumen: una tierra virgen recientemente desmontada puede sostenerse bien cierto tiempo con un talud inclinado; pero a la larga, acaba siempre por desmoronarse hasta que adquiere el talud natural correspondiente a su naturaleza.

Resulta que, en cualquier sentido no conviene contar nunca con la cohesión cuando se consideran las condiciones de equilibrio de un macizo de tierra.

Si por el contrario tenemos un muro de sostenimiento AB que se oponga a la masa de tierra vertida después, para evitar el resbalamiento del prisma de tierra  $ABB'$ , y suponemos que el muro cede, la superficie de separación no coincidirá ya con el talud natural, sino que, por ejemplo, tomará la posición AC de la figura No. 1 y que, por lo general, no será un plano sino una superficie débilmente curva o irregular, cuya forma exacta es imposible de determinar.

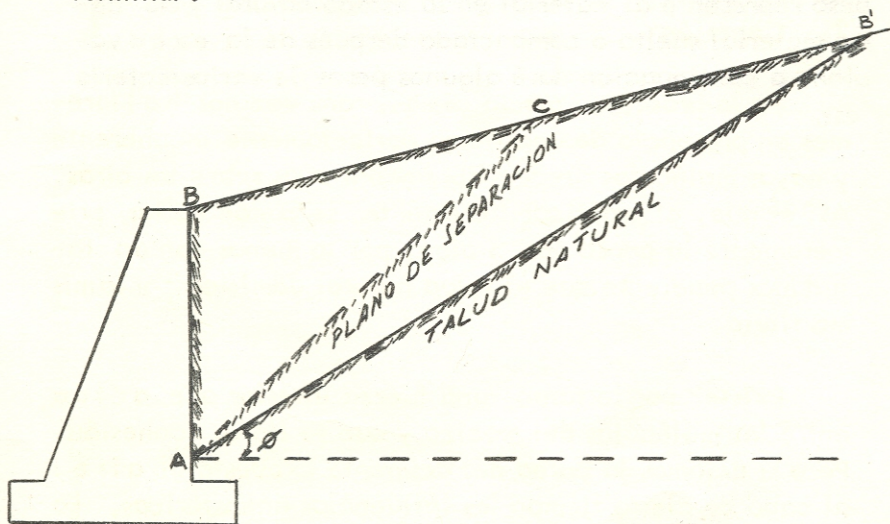


Fig. N° 1 Superficie de separación y talud natural de tierras.

Si admitimos ahora, con una exactitud suficiente en la práctica, que esta superficie de rotura es un plano, el prisma de tierra ABC, al ceder el muro avanzará sobre la superficie de separación AC y actuará como una cuña entre esta superficie y el parámetro del muro.

Como se puede ver la cuña ABC que forma el muro con el plano de separación es menor que la cuña ABB' que forma el muro con el talud natural, por lo que la cohesión si nos disminuye el empuje de la tierra sobre el muro; como las teorías asumen masas de tierra sin cohesión, buscan el caso mas desfavorable, puesto que mientras mas cohesivo es el suelo producirá menos empuje lateral.

### 3. Peso de la tierra

Es bastante importante en el cálculo y diseño de los muros de retención. Se han hecho experimentos con muestras cuidadosamente tomadas del suelo, de manera que su peso represente al material en su estado natural y no como material suelto o compactado después de la excavación, a continuación daré algunos pesos de varios materiales:

Clase de material	Peso vol. en kg/m <sup>3</sup>	Peso vol. en #/pie <sup>3</sup>
Limo seco	1500	93
Limo mojado	1900	118
Arcilla seca	1500-1600	93-100
Arcilla mojada	1900-2000	118-124
Tierra arcillosa seca	1600	100
Tierra arcillosa mojada	2000	124
Arena fina seca	1600	100
Arena terrosa	1700	106
Arena y gravilla mojada	1900-2000	118-124
Escombros mojados	1800	112
Gravilla	1850	115
Tierra vegetal seca	1400	87
Tierra vegetal húmeda	1500-1600	93-100
Tierra vegetal mojada	1800	112
Talpetate	2080	130
Barro seco	640	40
Arcilla con piedra	2080	130
Grava	2160	135

El contenido de agua influye grandemente en la magnitud del empuje, variando desde cero, cuando el material está completamente seco, hasta la completa presión hidráulica cuando está saturado; la arcilla, por ejemplo, cambia tanto en sus propiedades físicas con el contenido de agua, que unas veces tiene características de sólido y otras actúa como un fluido.

De lo anterior deducimos que debe evitarse la acumulación de agua detrás del muro y como esto depende de las distintas clases de material usado como relleno, existen varios métodos para desalojar el agua según las carac

terísticas físicas del terreno. Mas adelante haré mención de algunos de ellos, pues como se verá, el contenido de agua de un relleno es fundamental para la aplicación correcta de las teorías de la presión de la tierra.

#### 4. Sobrecargas

Se dice que hay sobrecarga, cuando sobre el relleno del muro actúa una carga adicional, esto se dá muy a menudo en las carreteras, ferrocarriles, o cuando el terraplén es usado para almacenar ciertos materiales, estas cargas provocan presiones adicionales sobre el muro, que deben ser previstas reemplazando el peso de la carga por una sobrecarga equivalente de relleno. La altura de esta sobrecarga se obtiene dividiendo la carga por pie cuadrado entre el peso de un pie cúbico del material. Por ejemplo, una carga de 300 lbs. por pie cuadrado es equivalente a una sobrecarga de 3 pies, si el relleno pesa 100 lbs. por pie cúbico.



## CAPITULO II

### A. CALCULO DEL EMPUJE

Para el diseño de muros de retención se han usado hasta la fecha con resultados más o menos satisfactorios, los métodos semiempíricos, los métodos teóricos y los métodos gráficos.

Empezaremos a ver los métodos semiempíricos, uno de ellos será a base de gráficos y el otro que veremos es a base de tablas.

### B. METODOS SEMIEMPIRICOS PARA ESTIMAR EL EMPUJE

La mayoría de los muros de retención se calculan desde hace muchos años siguiendo métodos empíricos o semiempíricos. El más antiguo, quizás, de estos métodos consiste en el uso de gráficos o tablas que proporcionan valores adecuados para la relación entre el ancho de la base y la altura para distintos tipos de muros y distintas clases de suelos de relleno. El defecto principal de este método estriba en que la fundación no puede ser estudiada en forma adecuada, debido a que se desconocen las fuerzas que actúan sobre la misma.

Otro de los procedimientos de uso corriente es el co

nocido como "método del fluido equivalente", en el cual, el muro se calcula para resistir el empuje de un líquido que se supone ejerce una presión igual a la del suelo. A pesar de lo extendido que se halla su uso, el concepto del fluido equivalente no ha conducido a la adopción de valores del peso unitario del fluido equivalente, que sean aceptables en general. Muchos ingenieros prefieren utilizar las ecuaciones teóricas del empuje de suelo no cohesivos, tomando como ángulos de fricción interno valores que en el pasado han conducido a proyectos satisfactorios. Existe una gran diversidad de opiniones en cuanto a cuáles son los valores apropiados de  $\phi$  que deben utilizarse en las distintas circunstancias, y además, el uso de este procedimiento para calcular el empuje de suelos cohesivos, no puede justificarse ni aun sobre una base teórica.

A pesar de sus inconvenientes, cada uno de los métodos empíricos o semiempíricos representa un aporte valioso de experiencia que, en esencia, se sintetiza en el método mismo. Nuestro conocimiento actual de las propiedades físicas de los suelos nos permiten eliminar aquellos valores de las constantes del suelo o del peso unitario del fluido equivalente, inherentes a las teorías mencionadas, y que están evidentemente equivocados. Además, puede utilizarse el conocimiento de las teorías del empuje de tierras para tener en cuenta la cohesión, estimar la influencia de la sobrecarga, si existe, o de una superficie irregular del terraplén o relleno, de modo que los métodos mencionados adquieren un valor práctico que no puede desconocerse. A continuación, todo este bagaje de conocimientos se resume en la forma de un procedimiento práctico para el cálculo de muros de retención.

### Método N° 1

Al aplicar este procedimiento debe recordarse que to

do método aproximado para calcular el empuje de tierras encierra dos condiciones primordiales: está basado en hipótesis más o menos arbitrarias y no puede aplicarse a todos los casos encontrados en la práctica. Por lo tanto, las sugerencias que se hacen a continuación, con respecto a la forma de proyectar muros de retención pequeños, deben servir simplemente como fundamento para poder extrapolarse, desde las hipótesis simples estipuladas, a las condiciones reales presentes en los problemas concretos de una obra.

El primer paso a dar en el proyecto de un muro por medio de este método empírico, estriba en clasificar el material de relleno dentro de uno de los cinco tipos indicados en la tabla N° 1.

Si el muro debe proyectarse antes de que se conozca el material de relleno, el cálculo del empuje se basará en las condiciones más desfavorables relativas al material suelo que ha de utilizarse en la obra, o bien se prepararán varios proyectos alternativos para distintas condiciones posibles. Cada proyecto debe acompañarse de una nota explicativa, clara y simple, que especifique a cuál de los cinco tipos de suelo indicados en la tabla N° 1 pertenece, a fin de que el ingeniero de obra pueda elegir el proyecto adecuado a las condiciones existentes.

En cuanto a la forma de la superficie del terraplén y al tipo de sobrecarga que el mismo soporta, los casos que se presentan generalmente en la práctica pueden dividirse en cuatro categorías:

- a) La superficie del terraplén es plana y no lleva sobrecarga alguna.
- b) La superficie del terraplén forma un plano inclinado

que va desde la cresta del muro hasta cierta altura sobre la cresta, donde se hace horizontal.

- c) La superficie del terraplén es horizontal y lleva una sobrecarga uniformemente distribuida.
- d) La superficie del terraplén es horizontal y lleva una sobrecarga lineal uniformemente distribuida, paralela a la cresta del muro.

Si la superficie del terraplén es plana (caso a), el empuje puede calcularse utilizando los gráficos de la figura N° 2.

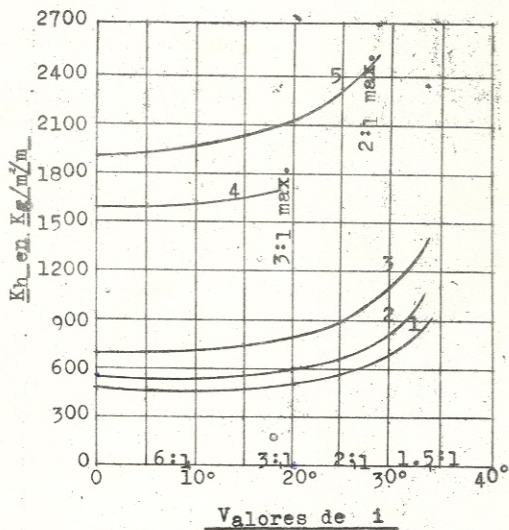
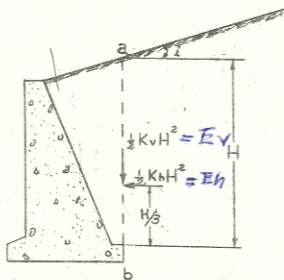
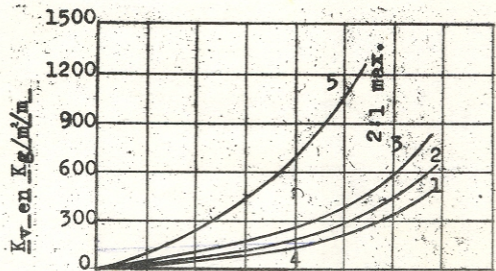
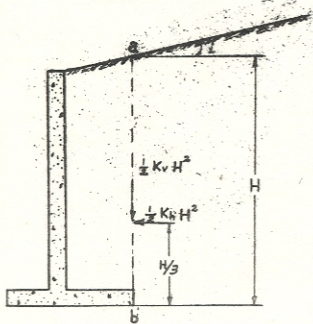
#### TABLA N° 1

##### Tipos de suelos de relleno o terraplén en muros de retención

- 1.- Suelo granular grueso, sin contenido de partículas finas (arena limpia o grava).
- 2.- Suelo granular grueso de baja permeabilidad, debido a su contenido de partículas de tamaño de limo.
- 3.- Suelo residual con piedras, arena fina limosa y materiales granulares, con una cantidad visible de arcilla.
- 4.- Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos, arcillas limosas.
- 5.- Arcilla compacta o medianamente compacta, depositada en trozos y protegida en tal forma que la cantidad de agua que penetra en el espacio entre trozos durante las lluvias o inundaciones es despreciable. Si esta condición no se cumple, la arcilla no debe usar

se para el relleno o terraplén. Cuanto más compacta es la arcilla, mayor es el peligro de una rotura del muro como consecuencia de la infiltración del agua.

En el uso de los gráficos, el primer paso a tomar consiste en determinar la altura  $H$  de la sección vertical que pasa por el pie del muro y que se extiende desde el mismo hasta la superficie del terraplén. La componente horizontal del empuje total sobre dicha sección es igual a  $\frac{1}{2}K_h H^2$  y la componente vertical igual a  $\frac{1}{2}K_v H^2$ . Los valores de  $K_h$  y de  $K_v$  se hallan indicados en la figura N° 2 para cada tipo de suelo en función del ángulo "i" de inclinación de la superficie del terraplén.



Nota :

Los números colocados sobre las curvas se refieren a los tipos de suelos descritos en la tabla N°1.

Fig. N°2.- Gráfico para determinar el empuje sobre muros que sostienen un relleno con superficie plana.

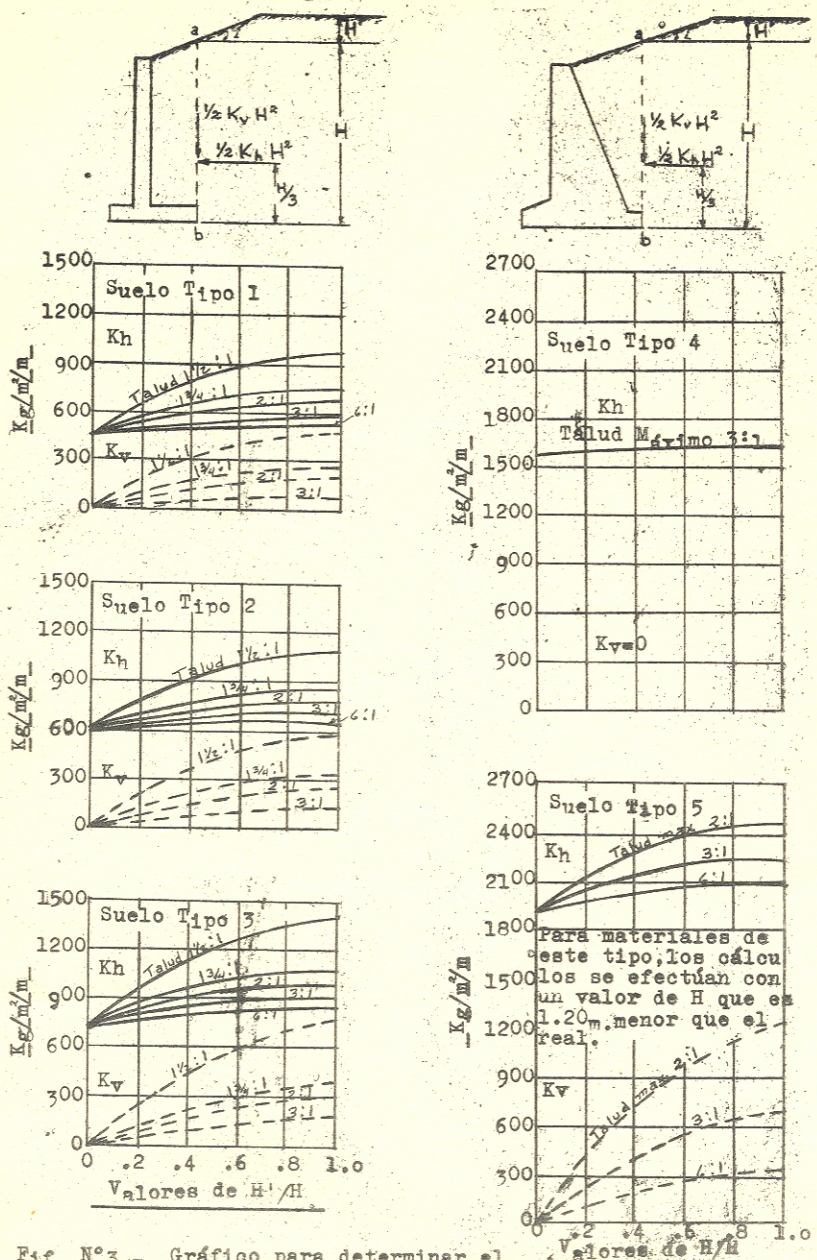


Fig. N° 3.- Gráfico para determinar el empuje sobre muros que sostienen un relleno, cuya superficie forma un plano inclinado que va desde la cresta del muro hasta cierta altura sobre la cresta, donde se torna horizontal.

Se supone que el empuje unitario aumenta linealmente con la profundidad a partir del punto "a", de modo que el punto de aplicación del empuje total se halla en el tercio inferior de H.

Si el material del relleno o terraplén es del tipo 5, el valor de H a utilizar en el cálculo debe reducirse en 1.20 mts y el empuje resultante se considera actuando a una altura  $1/3(H-1.20m)$  por encima de la base del muro.

Cuando la superficie del terraplén o relleno es inclinada con un ángulo "i" hasta llegar a cierta altura y luego se transforma en horizontal (casa b), los valores de  $K_H$  y  $K_v$  puede obtenerse de las curvas de la Fig. N° 3.

Como antes, los gráficos dan los valores del empuje sobre una sección vertical "ab" por el pie del muro. Si el relleno es del tipo 1 al 4 se considera que el punto de aplicación de la resultante se halla en el tercio inferior de H. Con material del tipo 5 para calcular el empuje, se reduce H en 1.20 mts y su punto de aplicación se toma a  $1/3(H-1.20 m)$  encima de la base.

Cuando la superficie del terraplén es horizontal y soporta una carga uniformemente distribuida "q" por unidad de área (caso c), el empuje unitario sobre la sección vertical "ab" se incrementa en forma uniforme en la cantidad,

$$P_q = Cq$$

donde C es un coeficiente que depende del tipo de suelo y que está dado en la tabla siguiente:



Tipo de Suelo	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

Si la superficie del relleno soporta una carga lineal  $q'$  por unidad de longitud y paralela a la cresta del muro (caso d), se considera que la carga ejerce sobre la sección vertical "ab" una fuerza horizontal,

$$Pq' = Cq'$$

por unidad de longitud de muro.

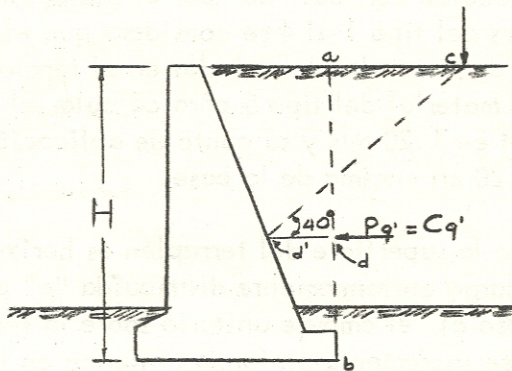


Fig. N° 4

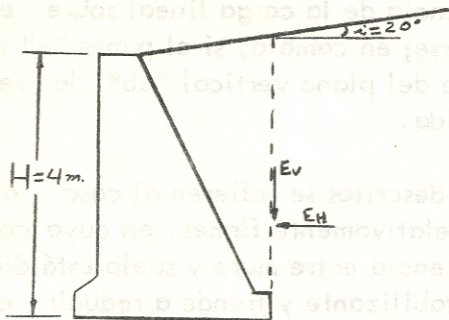
El punto de aplicación "d'" de la fuerza  $P'q$  (fig. N° 4), se obtiene trazando desde el punto "c'" de aplicación de la fuerza  $q'$  una recta que forme con la horizontal un ángulo de  $40^\circ$ . El punto  $d'$  de intersección de dicha recta con el parámetro interno del muro, es el punto de aplicación de  $P'q$ . Si el punto  $d'$  está situado por debajo de la

base del muro, la influencia de la carga lineal sobre el empuje puede desprejiciarse; en cambio, si el punto "c" está situado a la izquierda del plano vertical "ab", la regla continúa siendo válida.

Los procedimientos descritos se refieren al caso de muros con fundaciones relativamente firmes, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre muro y suelo está dirigida hacia abajo, es estabilizante y tiende a reducir el empuje. Cuando el muro descansa sobre una fundación muy compresible, el asentamiento del mismo con respecto al terraplén tiende a invertir el sentido de estas fuerzas, hecho que aumenta el empuje en forma considerable. Por ello, si el muro descansa en una fundación compresible, como arcilla blanda, los valores del empuje calculados para los materiales del tipo 1, 2, 3 y 5 deben aumentarse en un 50 por ciento.

Los empujes calculados con el procedimiento semiempírico descrito incluyen el efecto de las presiones de filtración y de las variaciones que, con el tiempo, pueden originarse en las condiciones del relleno. No obstante, y a pesar de estas circunstancias, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar la acumulación de agua en el parámetro interno del muro y reducir el efecto de las heladas, donde las haya.

A continuación se da un ejemplo usando estos gráficos.



Ej. Supongamos tenemos un suelo tipo N°1,  
 $i = 20^\circ$   $H = 4$  mts

Usando los gráficos de la figura N° 2, nos dan los valores de

$$K_h = 500$$

$$K_v = 130$$

Aplicando las fórmulas tenemos:

$$E_H = \frac{1}{2} K_h H^2 = \frac{1}{2} \times 500 \times 16 = \underline{4000 \text{ kg}}$$

$$E_V = \frac{1}{2} K_v H^2 = \frac{1}{2} \times 130 \times 16 = \underline{1040 \text{ kg}}$$

## 2. Método N° 2

Este método fue desarrollado por M. Résal, el cual ha logrado establecer unas tablas de empleo muy sencillas que permiten encontrar el empuje en casi todos los casos de la práctica, al mismo tiempo se adapta más a la realidad pues toma en cuenta todos los datos que usaríamos al hacerlo por un método teórico.

Sin tratar de exponer aquí su teoría, que rebasaría los límites de este estudio, vamos a indicar cómo se puede llegar a dicho resultado, y presentaremos las tablas que permiten aplicar este método.

1.- **Notaciones.** - Indiquemos ante todo las notaciones de que vamos a hacer uso:

$H$  = altura del muro, medida desde el punto de encuentro del parámetro interior con el talud superior.

$\alpha$  = desplome del parámetro o sea ángulo del parámetro interior con la vertical, positivo si la vertical se encuentra en el macizo del muro, negativo si cae en el macizo de tierra.

$i$  = inclinación del talud superior. Este ángulo es positivo por encima de la horizontal, negativo por debajo.

$\phi$  = ángulo del talud natural de tierras.

$\rho$  = densidad de las tierras (peso del metro cúbico).

$E$  = componente horizontal del empuje.

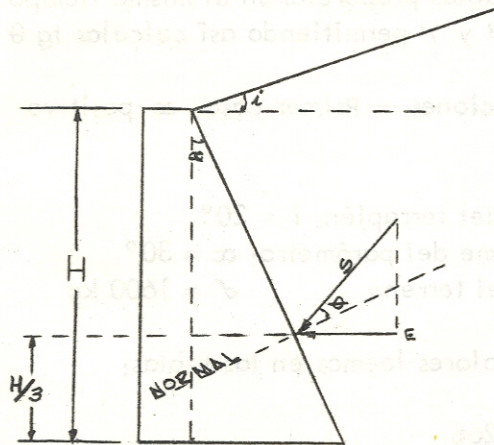
$S$  = empuje resultante oblicuo;  $E$  y  $S$  se aplican a la tercera parte de la altura.

$\theta$  = ángulo del empuje  $S$  con la normal al parámetro.

2.- **Expresión del empuje horizontal.**- El empuje  $E$  horizontal está determinado por una expresión de la forma:

$$E = A \frac{\rho H^2}{2}$$

siendo  $A$  un coeficiente que varía con los datos del problema y es encontrado en las tablas que se dan más adelante.



### 3.- Valor de la inclinación del empuje sobre la normal

Se tiene, por otra parte:

$$\text{si } i > 0, \text{ tg } \theta = \frac{\text{sen } \emptyset \text{ sen}(2\alpha - \beta + \gamma)}{1 - \text{sen } \emptyset \text{ cos}(2\alpha - \beta + \gamma)}$$

$$\text{si } i < 0, \text{ tg } \theta = \frac{\text{sen } \emptyset \text{ sen}(2\alpha + \beta - \gamma)}{1 - \text{sen } \emptyset \text{ cos}(2\alpha + \beta - \gamma)}$$

en que  $\beta$  y  $\gamma$  son ángulos auxiliares de los cuales sería igualmente muy largo dar aquí la significación geométrica.

Para  $\alpha$  positivo y comprendido entre 0 y  $\beta$ , si  $i > 0$ , o entre 0 y  $\gamma$ , si  $i < 0$ ,  $\theta$  es siempre igual a  $\emptyset$ , lo que dispensa de calcularlo.

M. Résal ha preparado tablas de acuerdo con estos diversos elementos, que permiten deducir el valor correspondiente del coeficiente de empuje  $A$ , que es el elemento esencial para el cálculo de  $E$ .

Estas tablas proporcionan al mismo tiempo los ángulos auxiliares  $\beta$  y  $\gamma$  permitiendo así calcular  $\text{tg } \theta$  y  $\theta$ .

### 4.- Aplicaciones.- Primer caso: $\alpha$ positivo

Sea:

Talud del terraplén:  $i = 20^\circ$

Desplome del parámetro:  $\alpha = 30^\circ$

Peso del terreno  $\rho = 1600 \text{ kg}$

$H = 4 \text{ mts}$

$\emptyset = 45^\circ$

Con estos valores leemos en las tablas:

$$A = 0.266$$

$$\beta = 18^\circ 2'$$

$$\gamma = 26^\circ 58'$$

por lo tanto se obtiene:

$$E = A \frac{\rho H^2}{2} = 0.266 \times 1600 \times \frac{16}{2} = \underline{3410 \text{ kg}}$$

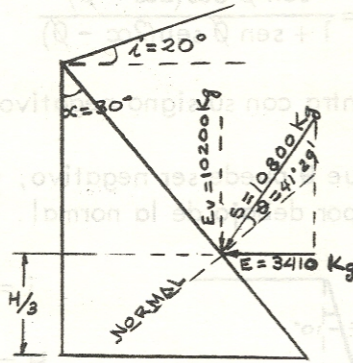
$$\text{tg } \theta = \frac{\text{sen } 45^\circ \text{ sen}(2 \times 30^\circ - 18^\circ 21' + 26^\circ 58')}{1 - \text{sen} 45^\circ \text{ cos}(2 \times 30^\circ - 18^\circ 21' + 26^\circ 58')} = 0.884$$

$$\theta = \underline{41^\circ 29'}$$

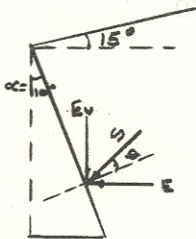
Con este ángulo ya se sabe la dirección del empuje, el cual forma con la normal al parámetro  $\theta = 41^\circ 29'$  ahora encontramos

$$S = \frac{3410}{\text{cos}(41^\circ 29' + 30^\circ)} = \underline{10800 \text{ kg}}$$

siendo el empuje vertical  $E_v = 10800 \times \text{sen } 71^\circ 29'$   
 $E_v = \underline{10200 \text{ kg}}$



Segundo caso:  $\alpha$  positivo menor que  $\beta$  siendo "i" mayor que 0.



$$i = 15^\circ \quad H = 4 \text{ mts}$$

$$\alpha = 10^\circ \quad \phi = 33^\circ \quad \rho = 1600 \text{ kg}$$

$$\text{para } \phi = 35^\circ \left\{ \begin{array}{l} = 21^\circ 35' \\ = 33^\circ 24' \end{array} \right. \quad A = 0.299$$

$$\text{para } \varnothing = 30^\circ \left\{ \begin{array}{l} = 21^\circ 54' \\ = 38^\circ 05' \end{array} \right. \quad A = 0.381$$

interpolando tenemos  $A = 0.332$

de donde  $E = A \frac{\rho H^2}{2} = 0.332 \times 1600 \times \frac{16}{2} = \underline{4250 \text{ kg}}$

El ángulo  $\theta = \varnothing$

ahora encontramos  $S = \frac{4250}{\cos(33^\circ + 10^\circ)} = \underline{5810 \text{ kg}}$

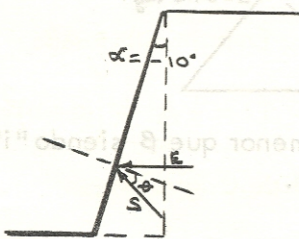
siendo  $E_v = 5810 \times \sin 43^\circ = \underline{3960 \text{ kg}}$

**Tercer caso:**  $\alpha$  negativo

Se tomará  $\text{tg} \theta = \frac{\sin \varnothing \cos(2\alpha - \varnothing)}{1 + \sin \varnothing \sin(2\alpha - \varnothing)}$

en donde  $\alpha$  entra con su signo negativo.

Resulta que  $\theta$  puede ser negativo, y entonces el empuje se halla por debajo de la normal.



$i = 0^\circ$

$H = 4 \text{ mts}$

$\rho = 1600 \text{ kg}$

$\alpha = -10^\circ$

$\varnothing = 35^\circ$

Con los valores anteriores leemos en tablas  $A = 0.172$

$$\text{en donde } E = A \frac{\rho H^2}{2} = 0.172 \times 1600 \times \frac{16}{2} = \underline{2202 \text{ kg}}$$

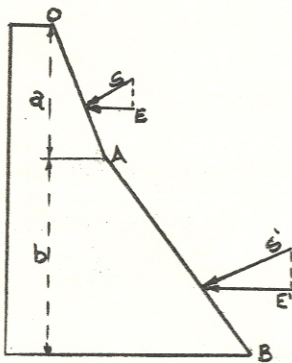
$$\text{tg } \theta = \frac{\text{sen } 35^\circ \cos(-20^\circ - 35^\circ)}{1 + \text{sen } 35^\circ \text{sen}(-20^\circ - 35^\circ)} = \frac{\text{sen } 35^\circ \cos(-55^\circ)}{1 + \text{sen } 35^\circ \text{sen}(-55^\circ)}$$

$$\text{tg } \theta = -0.62 \text{ de donde } \underline{\theta = 31^\circ 45'}$$

$$S = \frac{2202}{\cos(31^\circ 45' + 10^\circ)} = \underline{2960 \text{ kg}}$$

**Cuarto caso;** muro de parámetro poligonal

Se calcula separadamente el empuje sobre cada lado del polígono OA y AB.



Empuje sobre OA:

$$E = \frac{1}{2} A \rho a^2$$

Aplicando a los dos tercios de OA a partir de O.

Empuje sobre AB:

$$E' = \frac{1}{2} A' \rho \left[ (a+b)^2 - a^2 \right]$$

aplicando a una distancia vertical de 0 igual a:

$$h = \frac{2}{3} \frac{(a+b)^3 - a^3}{(a+b)^2 - a^2}$$

**Quinto caso;** muro de parámetro en gradas.

Se substituirá, para simplificar, el contorno en gra-



das por un parámetro ficticio inclinado que pasa por el punto medio de las mismas.

$$\text{en donde } E = A \frac{2}{3} H \bar{x} = 0.175 \times 1000 \times \frac{10}{2} = 2505 \text{ kg}$$

$$\text{tg } \theta = \frac{-\text{sen } 35^\circ \cos(-20^\circ - 35^\circ)}{1 + \text{sen } 35^\circ \cos(-25^\circ)}$$

$$\text{tg } \theta = -0.62 \text{ de donde } \theta = 31^\circ 45'$$

$$Z = \frac{2505}{\cos(31^\circ 45' + 10^\circ)} = 2960 \text{ kg}$$

Cuarto caso: muro de parámetro poligonal

Se calcula separadamente el empuje sobre cada lado del polígono OA y AB.

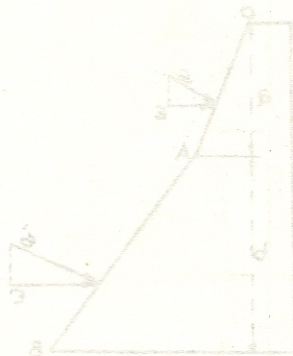
Empuje sobre OA:

$$E = \frac{1}{2} A \gamma a^2$$

Aplicando a los dos tercios de OA a partir de O.

Empuje sobre AB:

$$E' = \frac{1}{2} A' \gamma [(a+d)^2 - a^2]$$



aplicando a una distancia vertical de 0 igual a:

$$h = \frac{2}{3} \frac{(a+d)^2 - a^2}{(a+d)^2 - a^2}$$

Quinto caso: muro de parámetro en gradas.

Se substituirá, para simplificar, el contorno en grá-

	i = 45°			i = 40°			i = 35°			i = 30°		
	45° 0 45°	45° 9°48' 35°11'	40° 0 50°	45° 12°53' 32°6'	40° 10°39' 39°20'	35° 0 55°	45° 15° 30°	40° 14°18' 35°31'	35° 12°10' 42°49'	30° 0 60°		
45°	2,000	0,882	1,985	0,638	0,933	1,940	0,500	0,679	0,952	1,800		
40°	1,691	0,758	1,708	0,556	0,814	1,691	0,443	0,602	0,814	1,652		
35°	1,445	0,657	1,179	0,490	0,717	1,490	0,396	0,538	0,754	1,479		
30°	1,244	0,575	1,293	0,435	0,637	1,323	0,357	0,485	0,680	1,333		
25°	1,075	0,505	1,136	0,389	0,568	1,181	0,324	0,439	0,616	1,208		
20°	0,930	0,445	1,000	0,348	0,508	1,057	0,294	0,400	0,560	1,098		
15°	0,804	0,391	0,880	0,311	0,455	0,946	0,268	0,364	0,510	1,000		
10°	0,692	0,344	0,773	0,278	0,408	0,847	0,241	0,329	0,462	0,911		
5°	0,591	0,300	0,676	0,246	0,362	0,756	0,215	0,296	0,416	0,828		
0°	0,500	0,259	0,587	0,215	0,320	0,671	0,190	0,264	0,374	0,750		
-5°	0,416	0,221	0,504	0,186	0,280	0,591	0,166	0,233	0,335	0,676		
-10°	0,339	0,185	0,426	0,159	0,240	0,516	0,143	0,203	0,297	0,605		
-15°	0,268	0,152	0,353	0,133	0,201	0,443	0,120	0,174	0,261	0,536		
-20°	0,202	0,120	0,283	0,108	0,166	0,373	0,098	0,146	0,226	0,468		

	i = 25°					i = 20°					
	45° 16°38' 28°21'	40° 16°49' 33°10'	35° 16°49' 33°10'	30° 13°95' 46°20'	25° 0 65°	45° 18° 2' 26°57'	40° 18°50' 31° 9'	35° 19°11' 35°48'	30° 18°25' 41°34'	25° 15°29' 49°30'	20° 0 70°
<i>e</i>	0,408	0,539	0,707	0,958	1,766	0,338	0,438	0,562	0,724	0,956	1,643
<i>B</i>	0,367	0,483	0,637	0,863	1,596	0,309	0,401	0,515	0,663	0,876	1,505
<i>γ</i>	0,333	0,439	0,579	0,785	1,445	0,286	0,368	0,476	0,613	0,809	1,390
45°	0,305	0,402	0,530	0,718	1,323	0,266	0,345	0,443	0,570	0,753	1,293
30°	0,281	0,370	0,488	0,661	1,217	0,249	0,322	0,414	0,533	0,703	1,208
25°	0,259	0,342	0,450	0,610	1,124	0,233	0,302	0,388	0,499	0,659	1,132
20°	0,238	0,314	0,414	0,564	1,039	0,216	0,280	0,359	0,464	0,618	1,064
15°	0,216	0,287	0,379	0,519	0,962	0,198	0,258	0,332	0,431	0,578	1,000
10°	0,195	0,261	0,315	0,476	0,890	0,130	0,236	0,305	0,398	0,540	0,940
5°	0,174	0,234	0,312	0,435	0,821	0,163	0,214	0,278	0,366	0,503	0,883
0°	0,154	0,208	0,281	0,396	0,756	0,145	0,192	0,252	0,334	0,466	0,828
-5°	0,133	0,182	0,251	0,359	0,692	0,126	0,170	0,226	0,303	0,429	0,773
-10°	0,113	0,156	0,221	0,322	0,629	0,108	0,148	0,200	0,273	0,393	0,719
-15°	0,093	0,131	0,192	0,285	0,566	0,090	0,125	0,174	0,243	0,356	0,665

$\theta$	$i = 15^\circ$						$i = 10^\circ$					
	45°	40°	35°	30°	25°	20°	45°	40°	35°	30°	25°	20°
	19°15'	20°43'	21°35'	21°54'	21°7'	17°54'	20°28'	22°7'	23°41'	24°50'	25°22'	24°44'
$\gamma$	25°44'	29°25'	33°24'	38°5'	43°52'	52°5'	24°36'	27°52'	31°18'	35°9'	39°37'	45°15'
45°	0,284	0,364	0,461	0,579	0,729	0,936	0,241	0,306	0,384	0,476	0,587	0,724
40°	0,265	0,340	0,430	0,540	0,680	0,874	0,229	0,291	0,366	0,454	0,559	0,689
35°	0,249	0,320	0,404	0,508	0,640	0,821	0,219	0,279	0,350	0,434	0,536	0,660
30°	0,236	0,302	0,382	0,480	0,605	0,776	0,211	0,269	0,327	0,418	0,515	0,635
25°	0,224	0,287	0,363	0,456	0,574	0,737	0,203	0,259	0,325	0,403	0,495	0,613
20°	0,213	0,272	0,343	0,431	0,543	0,701	0,196	0,248	0,312	0,386	0,474	0,588
15°	0,200	0,255	0,321	0,406	0,513	0,665	0,185	0,235	0,294	0,367	0,452	0,562
10°	0,185	0,237	0,299	0,381	0,483	0,630	0,173	0,219	0,274	0,345	0,429	0,536
5°	0,169	0,218	0,276	0,355	0,453	0,595	0,169	0,202	0,254	0,323	0,406	0,509
0°	0,154	0,198	0,253	0,329	0,424	0,560	0,145	0,185	0,234	0,301	0,382	0,482
-5°	0,137	0,179	0,231	0,303	0,395	0,524	0,130	0,168	0,214	0,279	0,357	0,455
-10°	0,121	0,159	0,208	0,277	0,366	0,488	0,115	0,150	0,193	0,256	0,331	0,426
-15°	0,104	0,139	0,185	0,251	0,337	0,452	0,099	0,132	0,173	0,233	0,305	0,396
-20°	0,086	0,119	0,162	0,225	0,307	0,415	0,082	0,113	0,152	0,209	0,278	0,364

		i = 5°						i = 0°					
		45°	40°	35°	30°	25°	20°	45°	40°	35°	30°	25°	20°
$\theta$													
$\beta$	21°27'	23°35'	25°37'	27°28'	29°31'	30°7'	22°30'	25°	27°30'	30°	32°30'	35°	
$\gamma$	23°32'	26°24'	29°22'	32°31'	35°57'	39°52'	22°30'	25°	27°30'	30°	32°30'	35°	
45°	0,202	0,258	0,322	0,397	0,486	0,589	0,172	0,217	0,271	0,333	0,406	0,490	
40°	0,198	0,251	0,314	0,387	0,473	0,573	0,172	0,217	0,271	0,333	0,406	0,490	
35°	0,194	0,246	0,307	0,378	0,463	0,561	0,172	0,217	0,271	0,333	0,406	0,490	
30°	0,190	0,241	0,301	0,371	0,453	0,549	0,172	0,217	0,271	0,333	0,404	0,487	
25°	0,186	0,237	0,294	0,361	0,441	0,533	0,172	0,217	0,269	0,330	0,396	0,479	
20°	0,181	0,230	0,285	0,348	0,426	0,516	0,170	0,215	0,262	0,320	0,385	0,467	
25°	0,173	0,219	0,270	0,331	0,428	0,498	0,163	0,203	0,251	0,307	0,372	0,454	
10°	0,163	0,205	0,253	0,312	0,389	0,479	0,154	0,192	0,237	0,292	0,357	0,440	
5°	0,150	0,189	0,236	0,296	0,369	0,460	0,142	0,179	0,222	0,276	0,341	0,424	
0°	0,137	0,174	0,219	0,277	0,349	0,440	0,130	0,164	0,206	0,259	0,324	0,407	
-5°	0,124	0,159	0,201	0,258	0,328	0,416	0,118	0,150	0,189	0,244	0,305	0,386	
-10°	0,110	0,142	0,183	0,237	0,305	0,390	0,105	0,135	0,172	0,222	0,283	0,363	
-15°	0,095	0,125	0,163	0,216	0,280	0,362	0,091	0,120	0,154	0,202	0,260	0,337	
-20°	0,080	0,108	0,143	0,193	0,255	0,333	0,076	0,103	0,135	0,181	0,236	0,309	



	i = -15°						i = -20°					
	45°	40°	35°	30°	25°	20°	45°	40°	35°	30°	25°	20°
$\alpha$	25°44'	29°25'	32°24'	38°5'	43°52'	52°5'	26°57'	31°9'	35°48'	41°34'	49°30'	70°
$\beta$	19°15'	20°34'	21°35'	21°54'	21°7'	17°54'	18°2'	18°50'	19°11'	18°25'	15°29'	0
$\gamma$												
60°	0,051	0,065	0,082	0,103	0,130	0,167	0,025	0,032	0,041	0,053	0,070	0,090
55°	0,067	0,086	0,109	0,137	0,173	0,222	0,049	0,054	0,070	0,090	0,118	0,138
50°	0,082	0,105	0,133	0,167	0,210	0,265	0,058	0,075	0,097	0,125	0,165	0,178
45°	0,095	0,121	0,154	0,193	0,243	0,302	0,075	0,095	0,122	0,158	0,198	0,210
40°	0,106	0,136	0,172	0,216	0,267	0,326	0,088	0,114	0,146	0,182	0,221	0,238
35°	0,117	0,149	0,189	0,230	0,283	0,342	0,101	0,131	0,166	0,201	0,240	0,263
30°	0,126	0,162	0,202	0,242	0,295	0,354	0,113	0,146	0,179	0,214	0,250	0,283
25°	0,134	0,168	0,207	0,247	0,299	0,360	0,125	0,154	0,184	0,229	0,270	0,298
20°	0,136	0,171	0,210	0,250	0,302	0,363	0,128	0,156	0,187	0,225	0,267	0,309
15°	0,138	0,167	0,206	0,247	0,299	0,361	0,126	0,153	0,185	0,221	0,264	0,311
10°	0,127	0,157	0,194	0,235	0,287	0,349	0,121	0,147	0,180	0,217	0,261	0,310
5°	0,119	0,147	0,183	0,224	0,275	0,336	0,113	0,138	0,170	0,206	0,250	0,306
0°	0,110	0,136	0,171	0,210	0,260	0,321	0,104	0,129	0,160	0,195	0,240	0,296
-5°	0,100	0,125	0,158	0,196	0,244	0,304	0,095	0,118	0,148	0,182	0,226	0,284
-10°	0,090	0,114	0,146	0,182	0,228	0,287	0,086	0,098	0,136	0,169	0,211	0,270
-15°	0,078	0,092	0,130	0,166	0,211	0,270	0,075	0,096	0,123	0,155	0,195	0,254
-20°	0,067	0,089	0,116	0,151	0,193	0,251	0,063	0,083	0,110	0,141	0,179	0,236

Como podemos darnos cuenta el método N° 1, que es a base de gráficos no toma en cuenta el ángulo de inclinación o desplome del parámetro del muro que está del lado del relleno; siendo esto muy importante, pues a mayor inclinación de este parámetro, mayor empuje vertical vamos a tener, siendo este empuje el que nos dá un momento estable mucho mayor, o sea que al diseñar el muro nos va a dar secciones mas favorables, logrando así una economía en la construcción, cosa que no ocurre en el método N° 2 o sea el método de M. Résal, pues las tablas de esto son bastante completas, pudiendo así calcular una gran variedad de muros.

El inconveniente de estos dos métodos semiempíricos es que hay que tener a la mano estos gráficos o las tablas para poder calcular el empuje, no siendo así en los métodos teóricos. Además su uso se les limita un poco pues no son recomendables para alturas mayores de 6 metros.

### C. METODOS TEORICOS PARA CALCULAR EL EMPUJE

Para el uso correcto de las teorías es necesario conocer las tres hipótesis en que se basan:

- 1) El muro puede desplazarse por giro o deslizamiento en una distancia suficiente para desarrollar toda la resistencia al corte del terraplén o relleno.
- 2) La presión del agua en los poros del relleno se asume despreciable.
- 3) Las constantes de los suelos que aparecen en las ecuaciones de presión de tierra, tienen valores definidos que pueden ser determinados con exactitud.



El uso de las teorías del empuje de tierras, para calcular la presión ejercida sobre un muro de sostenimiento, se justifica solamente en el caso en que se satisfacen las tres hipótesis mencionadas.

Cualquier muro de sostenimiento que no esté rígidamente soportado en su cresta, puede ceder lo suficiente como para satisfacer la primera condición. Sin embargo para satisfacer la segunda condición, el sistema de drenaje del relleno debe ser diseñado y construido con el mismo cuidado con que se construye el muro, y para satisfacer la tercera, el material del relleno debe ser seleccionado y estudiado antes de proyectar el muro. Además, durante la construcción, dicho material debe ser colocado con mucho cuidado, pues la resistencia al corte de rellenos que son simplemente volcados en el lugar no pueden ser determinada con suficiente precisión por ningún medio práctico, o sea que la resistencia al corte asumida en el diseño sea la que corresponda o menor a la investigada del mismo material.

Si no se satisfacen las dos últimas condiciones, el muro estará sujeto a acciones y fuerzas que están fuera de alcance de las teorías del empuje de tierras. Si el relleno se coloca en estado suelto, o no es drenado en forma adecuada, sus propiedades cambian con cada estación, y durante el curso de cada año pasa por estados de saturación parcial o total, alternados con estados de drenaje o desecación parcial. Todos estos procesos causan cambios cíclicos en el valor del empuje, cambios que no reciben atención alguna en las teorías clásicas del empuje de tierras.

Según Terzaghi, los valores máximos del empuje en rellenos sujetos a cambios de estación son mayores que los valores que se obtienen con las teorías de Coulomb y Ran-

kiné. Sin embargo, es antieconómico y poco práctico eliminar estas variaciones climatológicas de las presiones en los cálculos de muros en trabajos corrientes de carreteras y ferrocarriles ajustando su proyecto y construcción a las condiciones que requiere la teoría.

Por razones de economía y conveniencia, dichos muros se proyectan en base a simples reglas semiempíricas para estimar el empuje. En su forma original, estas reglas se dedujeron del análisis de la estabilidad de muros de sostenimiento construídos que, salvo raras excepciones, se habían comportado en forma adecuada. Como al formularlas no se tuvieron en cuenta las causas que pueden originar el fracaso de un muro, el cálculo de éstas siguiendo tales procedimientos raramente conduce al fracaso; más bien, en la gran mayoría de los casos, los muros tienen una seguridad mucho mayor de la necesaria.

Cuando un muro de sostenimiento constituye la parte más importante de una obra grande, o si la altura del muro excede 6 metros, suele ser más económico determinar las propiedades del relleno, utilizar procedimientos adecuados de construcción que aseguren los requerimientos teóricos necesarios, y calcular el muro para resistir solo el valor teórico del empuje.

La experiencia que ha aportado el uso de los procedimientos empíricos nos ha orientado en el sentido de que es más importante una cuidadosa consideración de las condiciones de la fundación, ya que ésta es la causa de la mayor parte de fallas en muros, que una evaluación laboriosa y poco exacta de la presión de tierra; del mismo modo podemos expresarnos del drenaje del relleno, ya que en nuestro país tenemos durante una gran época del año, una fuerte precipitación pluvial y es contra estos riesgos que debemos protegernos antes de darle al problema una solución algebraica exacta.

Sin embargo en todo caso deberá preferirse el uso de las teorías clásicas, sobre todo de sus soluciones gráficas, porque nos permiten resolver un gran número de problemas de distintas características y son más generales que los otros métodos.

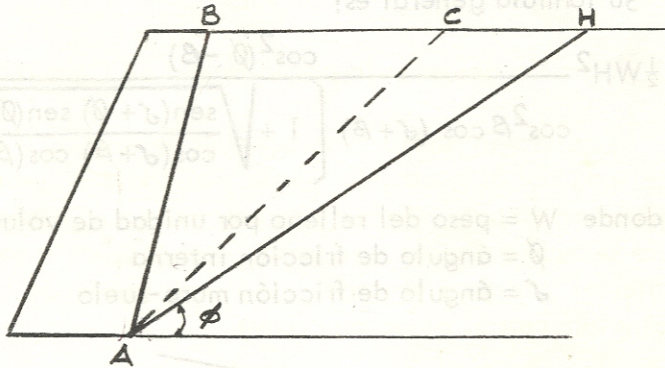
### 1. Fórmula del empuje por la teoría de Coulomb

Esta teoría asume la existencia de una cuña o prisma, limitada por el muro y un plano llamado de ruptura, que ejerce un empuje máximo sobre el muro. El plano de ruptura se asume encontrarse entre el ángulo de reposo del material y la cara posterior del muro, pudiendo llegar a coincidir con el plano de reposo.

Para la determinación del empuje que la tierra ejerce sobre el muro, se hacen las hipótesis siguientes:

- I.- Que la tendencia al resbalamiento, en el caso de que se coloque un muro de parámetro AB es idéntica a la que produce cuando el terreno está limitado por la superficie AB.
- II.- Que la superficie de deslizamiento es un plano de traza AC que recibe el nombre de plano de deslizamiento o de fractura.
- III.- Se hace caso omiso de la cohesión que puede existir entre los elementos del relleno, se admite que, según el plano de deslizamiento la única fuerza que actúa es el frotamiento virtual originado por la componente normal de la fuerza resultante que actúa sobre AC, y se supone que el frotamiento en este plano tiene el valor constante  $\text{tg } \phi$  en todos los puntos del mismo.

IV.-Se elimina completamente la cohesión o frotamiento que pueden existir lateralmente entre el prisma de empuje máximo y la tierra o construcciones contiguas.



Es difícil establecer el grado de aproximación de estas hipótesis, algunas de las cuales se contradicen; por ejemplo la suposición de que la superficie de deslizamiento es plana, no correspondiendo a la realidad ya que el mismo Coulomb admitió que lo había hecho así para simplificar los cálculos; por otra parte el muro no podrá representar en ningún caso, las condiciones de continuidad de la masa de tierra.

A diferencia de la teoría de Rankine que asume que la cara posterior del muro es lisa, para poder satisfacer las condiciones límites, en esta teoría se acepta que el muro tiene caras rugosas y que sí hay fricción entre el muro y la tierra, por lo que se evita incurrir en el error de la teoría de Rankine.

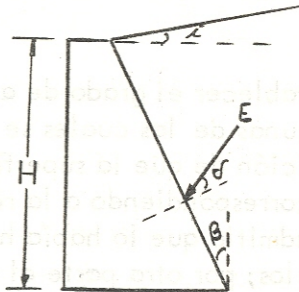
La teoría de Coulomb se puede aplicar a cualquier condición límite del relleno, aunque también se incurre en error al considerar una forma simple de la superficie

de deslizamiento; aunque en todo caso el error cometido es más pequeño que al usar la teoría de Rankine. Cuando las condiciones límites se satisfacen ambas teorías conducen a los mismos resultados.

Su fórmula general es:

$$E = \frac{1}{2} WH^2 \frac{\cos^2(\theta - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\varphi + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \theta) \sin(\theta - i)}{\cos(\varphi + \beta) \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

en donde  $W$  = peso del relleno por unidad de volumen  
 $\theta$  = ángulo de fricción interna  
 $\varphi$  = ángulo de fricción muro-suelo



si  $\beta = 0^\circ$  e  $i = 0^\circ$  nos dá  $\varphi = 0^\circ$

quedándonos:  $E = \frac{1}{2} WH^2 \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right)$

Ejemplo:  $H = 4$  mts       $i = 15^\circ$        $\varphi = 27^\circ$   
 $\beta = 15^\circ$        $\theta = 33^\circ$        $W = 1600 \text{ kg/m}^3$

Aplicando la fórmula tenemos:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 4^2 \frac{\cos(33^\circ - 15^\circ)}{\cos^2 15^\circ \cos(27^\circ + 15^\circ) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(27^\circ + 33^\circ) \sin(33^\circ - 15^\circ)}{\cos(27^\circ + 15^\circ) \cos(15^\circ - 15^\circ)}} \right]^2}$$

$$E = 12800 \frac{\cos 18^\circ}{\cos^2 15^\circ \cos 42^\circ \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin 60^\circ \times \sin 18^\circ}{\cos 42^\circ \times \cos 0^\circ}} \right]^2}$$

$$E = \frac{11590}{0.692 (1 + 0.6)^2}$$

$$\underline{E = 6510 \text{ kg}}$$

Este empuje es paralelo al talud, por lo que hay que reducirlo a sus componentes vertical y horizontal, que son las que nos sirven para calcular los momentos estable y de volteo.

$$E_H = 6510 \times \cos (27^\circ + 15^\circ) = 6510 \times 0.743$$

$$\underline{E_H = 4840 \text{ kg}}$$

$$E_V = 6510 \times \sin (27^\circ + 15^\circ) = 6510 \times 0.669$$

$$\underline{E_V = 4350 \text{ kg}}$$

## 2. Fórmula del empuje por la teoría de Rankine

En esta teoría se asume que el relleno está formado de una masa granular incompresible, homogénea y sin cohesión, cuyas partículas se mantienen en posición por fricción entre unas y otras; la masa se supone de extensión indefinida, con una superficie superior plana, descansando sobre una fundación homogénea y sujeta a su propio peso. Como se vió anteriormente, no puede depender de la cohesión para la estabilidad de una masa de tierra, es por eso que la investigación de dicha estabilidad, será basada en el supuesto de que sólo depende de la fric-

ción mutua entre los granos.

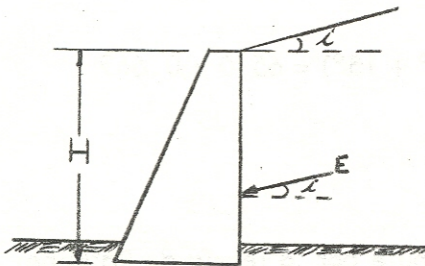
Por lo tanto lo que propone Rankine es, que la estabilidad de una masa granular sea tratada por medio de la teoría matemática de la estabilidad friccional solamente, sin recurrir a suposiciones ni artificios.

Su fórmula general es:

$$E = \frac{1}{2} WH^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos i \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + i) \sin(\phi - i)}{\cos^2 i}} \right]^2}$$

también podemos usar:

$$E = \frac{1}{2} WH^2 \left[ \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right]$$



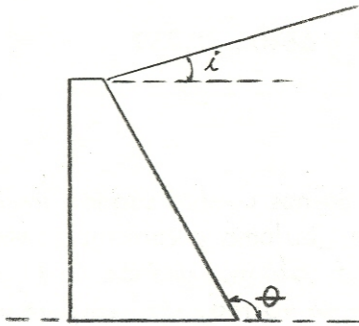
si  $i = 0^\circ$

tenemos que:  $E = \frac{1}{2} WH^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$

que es la misma fórmula de Coulomb cuando  $i = 0^\circ$  y cuando la espalda del muro que sostiene el relleno es vertical. Por lo que nos damos cuenta que Coulomb y Rankine son iguales para esta clase de muro.

Cuando el muro tiene la espalda inclinada, usamos

$$E = \frac{1}{2}WH^2 \frac{\text{sen}^2(\theta - \emptyset)}{\text{sen}^2\theta \times \text{sen}(\theta + \emptyset) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset - i) \text{sen} 2\emptyset}{\text{sen}(\theta - i) \text{sen}(\theta + \emptyset)}} \right]^2}$$



**Ejemplo:**  $H = 4 \text{ mts}$      $i = 15^\circ$      $\theta = 105^\circ$   
 $\emptyset = 33^\circ$      $W = 1600 \text{ kg/m}^3$

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 4^2 \frac{\text{sen}^2(105^\circ - 33^\circ)}{\text{sen}^2 105^\circ \times \text{sen}(105^\circ + 33^\circ) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(33^\circ - 15^\circ) \text{sen}(2 \times 33^\circ)}{\text{sen}(105^\circ - 15^\circ) \text{sen}(105^\circ + 33^\circ)}} \right]^2}$$

$$E = 12800 \frac{\text{sen}^2 72^\circ}{\text{sen}^2 105^\circ \text{sen} 138^\circ \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen} 18^\circ \times \text{sen} 66^\circ}{\text{sen} 90^\circ \times \text{sen} 138^\circ}} \right]^2}$$

$$E = \frac{12800 \times 0.904}{0.933 \times 0.669 \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.282}{0.669}} \right]^2}$$

$$E = \frac{11590}{0.622 (1 + 0.649)^2}$$



$$\underline{E = 6840 \text{ kg}}$$

$$E_H = 6840 \times \cos 15^\circ = 6840 \times 0.966$$

$$\underline{E_H = 6605 \text{ kg}}$$

$$E_V = 6840 \times \sin 15^\circ = 6840 \times 0.259$$

$$\underline{E_V = 1765 \text{ kg}}$$

Como podemos darnos cuenta usando los mismos datos para los ejemplos de Coulomb y Rankine, vemos que el empuje horizontal nos sale mas grande en Rankine, produciendo más momento de volteo, y el empuje vertical nos sale más pequeño en Rankine lo que nos dá menor momento estable, o sea que el método de Rankine nos va a dar para estos casos un muro mucho más voluminoso, siendo esto mas caro.

Esto es debido a que Rankine no toma en cuenta como ya dijimos antes, la fricción que existe entre la pared del muro y el relleno, o sea Rankine la asume como una pared lisa, no siendo en la realidad así, pues siempre habrá un poco de fricción, por lo que aconsejaría el método de Coulomb, pues es más exacto y desde luego más económico.

### 3. Fórmula del empuje por Weyrauch

Esta fórmula es bastante parecida a la de Rankine, y tiene las mismas asumpciones que éste, dándonos resultados bastante parecidos, un poco menos que Rankine, esto lo podemos ver en el ejemplo que está a continuación.

$$E = \frac{1}{2} WH \frac{\sin^2(\theta - \phi)}{\sin^3\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - i) \sin \phi}{\sin(\theta - i) \sin \theta}} \right]^2}$$

**Ejemplo:**  $H = 4 \text{ mts}$        $i = 15^\circ$        $\theta = 105^\circ$   
 $\phi = 33^\circ$        $W = 1600 \text{ Kg/m}^3$

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 4^2 \frac{\sin^2(105^\circ - 33^\circ)}{\sin^3 105^\circ \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(33^\circ - 15^\circ) \sin 33^\circ}{\sin(105^\circ - 15^\circ) \sin 105^\circ}} \right]^2}$$

$$E = 12800 \frac{\sin^2 72^\circ}{\sin^3 105^\circ \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin 18^\circ \times \sin 33^\circ}{\sin 90^\circ \times \sin 105^\circ}} \right]^2}$$

$$E = \frac{12800 \times 0.904}{0.900 \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.1681}{0.9660}} \right]^2} \frac{11590}{0.900 (1 + 0.418)^2}$$

$$\underline{E = 6430 \text{ kg}}$$

$$E_H = 6430 \times \cos 15^\circ = 6430 \times 0.966$$

$$\underline{E_H = 6200 \text{ kg}}$$

$$E_V = 6430 \times \sin 15^\circ = 6430 \times 0.259$$

$$\underline{E_V = 1665 \text{ kg}}$$



te a AB y a continuación trácese la recta DF de tal modo que forme con DJ un ángulo igual a  $\theta + \beta - 90^\circ$ ; siendo  $\theta$ , ángulo que el parámetro del muro forma con la horizontal.

Por el punto F se levanta una perpendicular a AB y prolonguése hasta cortar el arco de círculo (punto G). A continuación trácese un arco de círculo con centro en A y radio AG. Por el punto H, trácese la recta HC de tal modo que éste forme un ángulo con AB igual a  $\theta + \beta$ .

Con centro en H y radio CH, trácese el arco de círculo CI únase C con I el triángulo CHI nos da el valor del empuje total en el muro, si multiplicamos su área por el peso volumétrico del material de que se encuentra formado el terreno.

**Ejemplo:** Usando los mismos valores que hemos estado usando en los ejemplos anteriores, para así poder ir comparando los resultados.

$$\begin{array}{lll} H = 4 \text{ mts} & i = 15^\circ & \beta = 27^\circ \\ \phi = 33^\circ & W = 1600 \text{ kg/m}^3 & \theta = 105^\circ \end{array}$$

Estos valores están a la escala 1 : 100 en la figura de la página 54. Lo cual nos dá un área de:

$$A = \frac{2.5 \times 3.35}{2} = 4.19$$

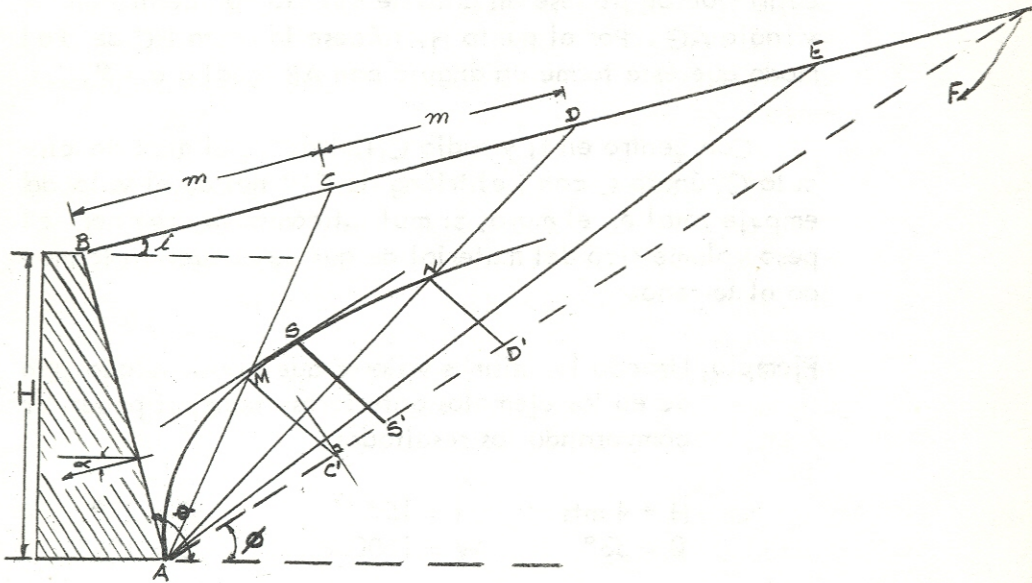
$$E = 4.19 \times 1600$$

$$\underline{E = 6700 \text{ kg}}$$

Como podemos ver este método gráfico es bastante bueno, pues el empuje que nos dá, es un poco mayor que el método de Coulomb y menor que el de Rankine, dando

nos un valor intermedio entre esos dos.

### 5. Método gráfico de Cullman para determinar los empujes



Este método se puede aplicar a cualquier superficie del terreno y a cualquier inclinación del parámetro del muro. Consiste en trazar una línea llamada "línea de Cullman", para su trazo se procede de la siguiente manera: se traza una recta cualquiera  $AC$ , y se determina el peso  $W$  del prisma que tiene por sección la superficie  $ABC$ , este peso lo podemos determinar por medio de esta fórmula la

$W = \frac{1}{2} d \times m \times w$ , en la que  $d$ , es la distancia de  $A$ , medida perpendicularmente a la línea  $BF$ ;  $m$  sería la distancia  $BC$  y  $w$  el peso volumétrico del material de relleno.

Se elige una escala de fuerzas, representando a  $W$  por un vector  $AC'$  sobre la traza  $AF$  y por  $C'$  se traza la recta  $C'M$  que forma con la normal a  $AF$  un ángulo igual al que la dirección del empuje forma con la horizontal. El vector  $C'M$  representa el empuje que el prisma correspondiente al plano de deslizamiento de traza  $AC$ , ejerce sobre el parámetro  $AB$ .

Si repetimos los trazos indicados en la figura anterior, para otras rectas análogas a la  $AC$ , como  $AD$ ,  $AE$ , etc, obtenemos puntos análogos al  $M$ , como el punto  $N$  etc, que unidos dan la línea de Cullman  $AMN$ . Luego trazamos la tangente a esta línea de Cullman que es paralela a  $AF$  y por el punto de tangencia  $S$ , trazamos  $SS'$  paralela a  $C'M$ , midiendo en la escala de fuerzas  $SS'$  nos dá el valor del empuje máximo.

Como se puede ver, este método puede aplicarse a cualquier forma de la superficie y es más sencillo, más rápido que el anterior y tienen el mismo fundamento.

A continuación haremos un ejemplo, en el que los datos de este ejemplo, son los mismos de los ejemplos anteriores. La figura de la página 56 la hemos hecho a escala para ser usada en nuestro ejemplo, sacándose de esta figura el empuje máximo medido a la escala usada que es 1 : 400000.

**Ejemplo;**     $H = 4 \text{ mts}$                        $i = 15^\circ$              $\phi = 33^\circ$   
                    $W = 1600 \text{ kg/m}^3$              $\theta = 105^\circ$

Primeramente encontramos los valores de  $m$  y  $d$ , que

nos dan:  $m = 3.3$ .  $d = 4.2$  estos están a la escala 1 : 100. Luego encontramos el peso del prisma  $W$  que es igual a:

$$W' = \frac{1}{2} d \times m \times w = \frac{1}{2} \times 4.2 \times 3.3 \times 1600$$

$$W' = 10400$$

$$W'' = \frac{1}{2} \times 4.2 \times 3.3 \times 1600$$

$$W'' = 10400 \text{ etc.}$$

Ahora estos valores los pasamos a la recta AF a partir de A y a la escala 1 : 400000; luego seguimos el proceso explicado anteriormente y trazamos la línea de Cullman, encontrando así nuestro empuje máximo que nos da:

$$E = \underline{6420 \text{ kg}}$$

Como podemos ver este valor nos da un poco menor que todos los métodos anteriores y se acerca más al resultado de Coulomb, que nos había dado 6510 kg.

Este método es bastante bueno y se aplica a gran variedad de casos, siendo bastante fácil y rápida la determinación de este empuje.

En Guatemala la Dirección General de Caminos es la que mas muros construye para el uso de las carreteras, para calcular el empuje en los muros de retención usan la teoría de Rankine, siendo esta la más fácil de aplicar, pero no la más exacta; en la Dirección General de Obras Públicas, en la mayoría de los casos calculan los empujes por la teoría de Rankine y una minoría por la teoría de Coulomb. Por lo general en Guatemala se ha acostumbrado a usar la teoría de Rankine, en menor escala a Cou-

lomb siendo este un método mucho más exacto y económico pues dá empujes menores como ya explicamos antes. También de vez en cuando usan el método de Cullman como comparación de Rankine • Coulomb, otras veces promedian resultados de dos métodos cuando sus resultados difieren bastante entre sí.



### CAPITULO III

#### A. PRINCIPALES FACTORES A TOMAR EN CUENTA EN LA CONSTRUCCION DE MUROS DE RETENCION

La experiencia ha demostrado que la mayoría de las fallas y fracasos relacionados con muros de retención, no son debido a malos cálculos del empuje ya sea por usar uno de los métodos gráficos, teóricos o semiempíricos, sino que son originados por deficiencia en los drenajes y a fundaciones inadecuadas.

En Guatemala los principales fallas son debidas a falta de drenajes y a veces una carencia total de estos, habiéndose dado casos de tal acumulación de agua, que el muro ha explotado, saliendo los materiales de que está construido (blocks, ladrillo, piedra bola, etc.) con una gran velocidad, constituyendo un grave peligro máxime si es un muro que limita una propiedad, pudiendo dejar so terradas a personas y al mismo tiempo una gran pérdida material. Trataremos por separado cada uno de estos factores por considerarlo de mucha importancia.

##### 1. Drenaje en los muros de retención

El drenaje en muros de retención es muy importante, pues para poder aplicar con acierto las teorías, las cuales no contemplan en sus fórmulas las presiones de filtración, es necesario que el agua capilar del relleno no ejerza ninguna acción considerable sobre el muro, pues si el

agua se sostiene y el relleno se satura el peso del material aumenta y el ángulo de fricción disminuye, produciéndonos una mayor presión en el muro. La adhesión del material mojado atrás del muro podrá también producir una presión peligrosa contra éste. Por ello la acumulación del agua detrás del muro debe eliminarse por completo.

Para eliminar el agua que se infiltra en el terraplén o relleno durante las lluvias, se colocan drenes o tubos de drenaje. Los tubos de drenaje consisten normalmente en un tubo de tres o cuatro pulgadas de diámetro empotrado en el muro (fig. 4), o también con más frecuencia en un simple agujero rectangular de  $5 \times 10$  ó  $5 \times 20$  centímetros, dejado en el muro colocando un taco de madera cuando éste se construye, o también en los muros de piedra se colocan estas de tal forma que dejen en la base agujeros de 3" de ancho, permitiendo así una fluidez rápida del agua.

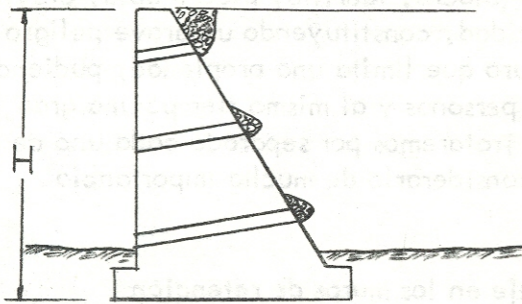


FIG. 4

La distancia vertical entre filas horizontales de tubos de drenaje no debe exceder de 2.00 metros. La distancia horizontal entre estos tubos depende de las precauciones que se hayan tomado para dirigir el agua de infiltración hacia los tubos de drenaje.

El agua que sale de los tubos de drenaje se infiltra en el terreno al pie del muro, donde el suelo debiera conservarse lo más seco posible; o también cuando el muro sirve de límite entre dos propiedades en la cual no se le puede hechar el agua al vecino. Estas consecuencias indeseables pueden evitarse sustituyendo cada fila horizontal de tubos de drenaje por un "dren interno longitudinal", paralelo al parámetro, y que se extienda en toda la longitud del muro para desaguar más allá de su terminación. El sistema más elaborado de drenaje de uso corriente lo constituye el "dren interno continuo", consistiendo en una capa de grava que cubre todo el parámetro interno, y cuyo desagüe se halla en cada extremo del muro.

Todas estas providencias de drenaje impiden la acumulación del agua detrás del muro; pero, cualquiera sea el método utilizado, queda aun el efecto de la filtración del agua desde el relleno hacia los tubos de drenaje. Estudios teóricos, basados en la red de filtración, han demostrado que las presiones de filtración resultantes pueden aumentar considerablemente el empuje ejercido por materiales de baja permeabilidad.

Para evitar que cierta clase de rellenos (arena fina limosa, materiales granulares con arcilla, suelo residual con piedras, etc.) lleguen a saturarse durante las épocas de lluvia, la superficie de los mismos debe cubrirse con una capa de suelo que tenga una permeabilidad considerablemente menor que la del relleno, a la que se le dá una pendiente hacia una cuneta convenientemente situa-

da, como lo indica la figura N° 5.

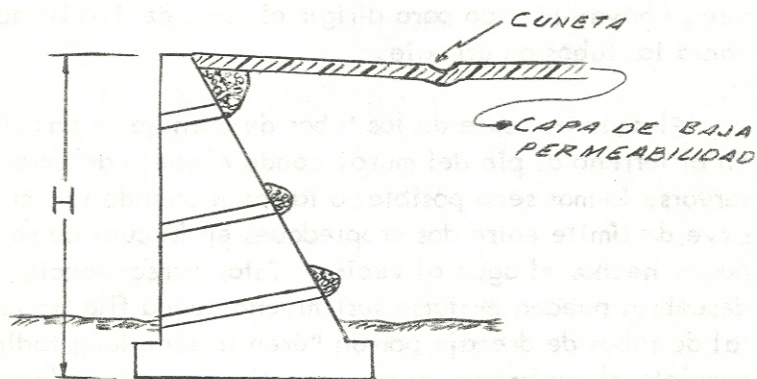


Fig. 5

Si en el relleno o terraplén ha de colocarse una cañería de agua o una cloaca, el caño debe rodearse de un dren de grava que desagüe en un punto adecuado, para que a la hora de una rotura del mismo no pase inadvertida.

Nunca debe usarse una arcilla resistente como material de relleno, a menos de que las condiciones del terraplén aseguren en forma completa y permanente que el agua no penetrará jamás en la arcilla, condiciones que muy raramente se cumplen.

## 2. Fundaciones en muros de retención

Una gran parte de roturas y fracasos se originan como consecuencia de fundaciones inadecuadas. Como no se puede proyectar una fundación adecuada si no se tiene al menos algún conocimiento del tipo de suelo situado debajo de la base del muro, es evidente que debe estudiarse antes el subsuelo, aunque sea utilizando medios primitivos.

El requerimiento mínimo para la exploración del subsuelo situado debajo de un muro de sostenimiento, consiste en ejecutar perforaciones con un barreno o alguna otra herramienta adecuada, hasta una profundidad por debajo de la base igual a la altura del muro. Si antes se encuentra un estrato duro, la perforación puede suspenderse después de haber penetrado de 50 centímetros a un metro en dicho estrato, siempre y cuando la experiencia local o la evidencia geológica del lugar no deje duda alguna con respecto a la existencia de un estrato blando a mayor profundidad.

Si por el contrario, un estrato blando se extiende hasta una profundidad mayor que la altura del muro, la perforación debe continuarse hasta encontrar el fondo del estrato blando, o hasta que la resistencia del suelo aumente en forma apreciable.

Para impedir que el muro se incline excesivamente, es necesario que la resultante de todas las fuerzas que actúan por encima de su base pase dentro del tercio medio de la misma. Además, si el subsuelo es compresible, otro requerimiento que debe satisfacerse es que el asentamiento diferencial de la fundación no sea excesivo. Por tanto, no sólo debe la resultante caer dentro del tercio medio de la base sino que, en todos los casos, es necesario

además investigar también la seguridad al deslizamiento, comprobar que la presión máxima es menor que la admisible, y que los asentamientos diferenciales no serán excesivos.

Si el muro descansa sobre un suelo firme, como arena densa o arcilla arenosa resistente, la inclinación del muro será imperceptible, siempre y cuando la presión máxima en la base no exceda la presión admisible para dicho suelo. Si por el contrario, el muro descansa sobre un suelo muy compresible, como arcilla blanda, la inclinación puede llegar a ser muy grande. Más aun, la consolidación progresiva de la arcilla puede incrementar dicha inclinación con el tiempo. El aumento de la inclinación - desplaza el centro de gravedad del muro hacia fuera y aumenta la presión máxima en el parámetro externo, proceso que si avanza en forma progresiva puede llegar a producir el volcamiento del muro. Por ello, si el muro descansa sobre un estrato muy compresible, la fundación debe ser proyectada de modo que la resultante de todas las fuerzas siga cerca del centro de gravedad de la base.

También pueden usarse pilotes en la cimentación para aumentar la resistencia soportante del suelo, debido a materiales muy compresibles o cuando las presiones no pueden ser distribuidas sobre el suelo de la cimentación.

Todas estas consideraciones sirven para indicar que la fundación de un muro de retención exige tanta o mayor atención que la de un edificio ordinario.

En Guatemala por lo general en Caminos y Obras Públicas que son los que más muros de retención construyen, ya están diseñados para las diferentes alturas, sin tomar en cuenta en que lugar se va a construir el muro y que clase de suelo hay en ese lugar, pues lo que hacen

es que asumen una resistencia del suelo de  $3000\#/pie^2 = 14600\text{ kg}/m^2$ , o sea que queda a criterio del ingeniero de campo que es el que ejecuta la obra, ver si el terreno es lo suficientemente bueno para ejecutar la obra, cuando a su parecer mira que el terreno está bastante malo, entonces pide que se le haga un ensayo de suelos y así poderse dar cuenta si el terreno es bueno como para construir el muro o si hay que rediseñar el muro debido a que la resistencia del suelo es menor que la que se usó para diseñar el muro.

A mi parecer sería conveniente hacer exploraciones del subsuelo para muros mayores de 3 metros de altura, pues como veremos más adelante el costo por metro lineal de muro, aumenta considerablemente después de esa altura, así pues, es conveniente hacer un buen estudio del subsuelo y así poder diseñar estos para el verdadero valor soporte del suelo, dándonos un muro mas seguro y mas económico.

### 3. Deslizamiento en muros de retención

El deslizamiento del muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base, y por el empuje pasivo del suelo en contacto con la cara exterior de la fundación. Es común exigir que el coeficiente de seguridad al deslizamiento sea por lo menos igual a 1.5.

La fricción entre la base y un suelo bastante permeable, como arena limpia o arena limosa, es igual a la componente normal de las fuerzas que actúan sobre la base multiplicada por el coeficiente de fricción "f" entre el suelo y la base. Para un suelo de granos gruesos que no contiene limo o arcilla, se puede to-

mar  $f = 0.55$ ; para un suelo de granos gruesos que contiene limo  $f = 0.45$ .

Si el muro descansa sobre un limo o arcilla, se requieren precauciones especiales. Inmediatamente antes de hormigonar la base, se retiran unos 10cm. de suelo de toda el área hormigonar y se reemplazan 10centímetros bien compactados de arena, o arena y grava de granos ásperos. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohesivo puede tomarse igual a  $f = 0.35$ . Sin embargo, si la resistencia a compresión simple del suelo de fundación es menor del doble de la resistencia a fricción en cualquier parte de la base, - el deslizamiento se producirá por agotarse la resistencia al corte del suelo a cierta distancia por debajo - del plano de fundación.

La segunda fuerza que resiste el deslizamiento de la base es el empuje pasivo del suelo situado frente a la parte enterrada del muro. Ahora bien, dentro de la zona de los cambios anuales de humedad y temperatura, no se puede contar con el empuje pasivo, pues la presencia de agujeros de raíces puede transformar el suelo en un material tan compresible que, para que la resistencia pasiva alcance a hacerse efectiva, resulte necesario que el muro avance en una distancia excesiva. Por eso es que el empuje pasivo debe descartarse, salvo que las condiciones locales de la obra permitan una determinación de su valor límite inferior.

Si el coeficiente de seguridad al deslizamiento no se puede hacer igual a 1.5 sin la construcción de una fundación excesivamente pesada, es probable que resulte más económico establecer el muro sobre una fundación con pilotes, en la cual las fuerzas horizontales son absorbidas por pilotes inclinados. La práctica de



incluir algunos pilotes inclinados en las fundaciones de muros de retención no es por ningún concepto, de aplicación universal, debido a que los pilotes verticales son más económicos de hincar. Sin embargo, considerando que la resistencia al desplazamiento horizontal ofrecida por la parte superior de pilotes hincados en terreno blando es muy pequeña, la ausencia de pilotes inclinados puede traer como consecuencia un movimiento gradual hacia afuera del muro.

Algunos estribos de puentes fundados sobre pilotes verticales, sin pilotes inclinados para absorber las fuerzas horizontales, han avanzado en el curso del tiempo hasta hacer que los miembros del puente empiecen a pandear por compresión.

Cuando el peso del relleno o terraplén excede de la mitad de la capacidad de carga a rotura del subsuelo, se presenta el peligro de que el movimiento progresivo del muro, o del estribo, llegue a ser excesivo, aun en el caso de que la fundación vaya provista de un número suficiente de pilotes inclinados como para resistir todo el empuje. En estos casos, puede resultar necesario pensar en la sustitución del suelo de relleno o terraplén por un material liviano.

Otra manera de ayudar a que no se deslice un muro es diseñando un "tacón" o "diente" que es una parte de la losa de base que se introduce en el terreno, evitando así el deslizamiento de la estructura.

## CAPITULO IV

### A. COSTOS

El propósito de éste análisis, es el de hacer una comparación de costos entre un muro de gravedad y un muro en voladizo, es decir, hasta que altura nos va a ser mas económico, usando un muro en voladizo en lugar de un muro de gravedad.

Para eso he usado los planos de la Dirección General de Caminos en los cuales ya están diseñados estos muros, de 2 a 8 metros de altura. Para el diseño de estos muros usaron la teoría de Rankine para calcular el empuje, asumieron una resistencia del suelo de  $3000\#/pie^2 = 14600\text{ kg}/m^2$ , un relleno que pesa  $100\#/pie^3 = 1600\text{ kg}/m^3$ , y el ángulo de fricción interna asumieron un valor promedio de  $33^\circ$ .

A continuación pondré los renglones que hay que tomar en cuenta para calcular el costo por metro cúbico de concreto de un muro en voladizo y de un muro de gravedad.

A.-

1. Excavación cimiento (no entra en el costo por me  
tro<sup>3</sup>)

B. MANO DE OBRA

## 1. Refuerzo cimiento

### 1.1 Corte

### 1.2 Doblado

### 1.3 Colocación

## 2. Fundición cimiento

## 3. Refuerzo cortina (cara anterior y posterior)

### 3.1 Corte

### 3.2 Doblado

### 3.3 Colocación

## 4. Colocar formaleta

## 5. Hacer andamio

## 6. Fundición cortina

## 7. Desencofrado

## C.- MATERIALES

### 1. Acero

### 2. Concreto

#### 2.1 Cemento

#### 2.2 Piedrín

2.3. Arena .

3. Madera

4. Clavo

5. Alambre de amarre

6. Tacos de concreto

7. Cera o aceite quemado

#### D.-EQUIPO

1. Vibrador

2. Mezcladora

#### E.- HERRAMIENTA

1. Carretillas de mano

2. Cubetas

3. Palas

4. Martillos, etc.

El costo que sacaré a continuación es para muros de 8 metros de altura, en el cual se usan según planos 2.5qq de acero por metro cúbico de concreto en el muro en voladizo. Estos costos son únicamente para la capital.

Calculando los renglones anteriores y reduciéndolos a que nos dé un costo por metro cúbico de concreo

to tenemos:

### 1. Muro en voladizo

#### Refuerzo

Material Q9.50/qq + M. de obra Q1.30/qq = Q10.80/qq

$$2.5\text{qq}/\text{m}^3 \times \text{Q}10.80/\text{qq} = \text{Q}27.00/\text{m}^3$$

#### Concreto

Material Q14.75/m<sup>3</sup> + M. de obra Q3.00/m<sup>3</sup> = Q17.75/m<sup>3</sup>

#### Formaleta y andamio

Material Q14.10/m<sup>3</sup> + M. de obra Q3.25/m<sup>3</sup> = Q17.35/m<sup>3</sup>

#### Desencofrado

Mano de obra = Q00.50/m<sup>3</sup>

Clavo = Q00.50/m<sup>3</sup>

Alambre de amarre = Q 0.96/m<sup>3</sup>

Cera o aceite quemado = Q 0.20/m<sup>3</sup>

Mezcladora = Q 1.30/m<sup>3</sup>

Vibrador = Q 0.60/m<sup>3</sup>

Herramienta = Q 1.04/m<sup>3</sup>

TOTAL = Q67.20/m<sup>3</sup>

## 2. Muro de gravedad

Concreto Ciclópeo	}	60% de piedra
		40% de concreto

### Concreto

$$\text{Material + Mano de obra} = Q.17.75 \times 0.40 = Q 7.10/m^3$$

### Piedra

$$\text{Material + Mano de obra} = Q 7.50 \times 0.60 = Q 4.50/m^3$$

### Formaleta

$$\text{Material + Mano de obra} = Q11.50/m^3$$

### Desencofrado

$$\text{Mano de obra} = Q 0.45/m^3$$

$$\text{Clavo} = Q 0.45/m^3$$

$$\text{Mezcladora} = Q 1.80/m^3$$

$$\text{Herramienta} = Q 0.95/m^3$$

$$\underline{\underline{\text{TOTAL}}} = \underline{\underline{Q26.75/m^3}}$$

Estos precios son únicamente los costos directos, pudiendo variar según el lugar donde se construya la obra, por ser más caro el flete, y los costos indirectos, los cuales son diferentes en cada compañía.

Ahora haremos una tabulación de las cantidades

de concreto por metro lineal del muro, en las diferentes alturas, sacados como dije anteriormente de los planos de la Dirección General de Caminos.

### 3. Talud de relleno horizontal

	<u>Muro en voladizo</u>		<u>Muro de gravedad</u>
	<u>Concreto m<sup>3</sup>/m.l.</u>	<u>Acero qq/m.l.</u>	<u>Ciclópeo m<sup>3</sup>/m.l.</u>
8m.	5.20	12.8	19.51
7m.	4.02	10.5	15.01
6m.	3.25	6.8	11.11
5m.	2.60	4.9	7.81
4m.	1.72	2.3	5.11
3m.	1.24	1.4	3.01
2m.	0.87	0.8	1.47

Ahora vamos a calcular el costo total por metro lineal de muro para las diferentes alturas y así podemos darnos cuenta hasta que altura resulta más económico el muro de gravedad y a que altura el muro en voladizo.

Se encontró anteriormente el costo para un muro de 8 metros de altura en concreto armado y concreto ciclópeo. Luego se calcularon los costos para las alturas de 7, 6, 5, 4, 3, 2, metros (ya no incluido aquí); pudiéndonos dar cuenta que los costos van disminuyen-

do en mayor proporción en el concreto armado, que en el concreto ciclópeo y es debido a que va disminuyendo el refuerzo por metro cúbico de concreto, siendō este un material que influye grandemente en el costo por ser bastante caro, y en el de concreto ciclópeo no tenemos ese problema pues no hay acero, aquí solo va disminuyendo el andamio y lo dificultoso de trabajar a alturas grandes, o sea el costo por  $m^3$  al disminuir la altura va disminuyendo en menor proporción en el muro de gravedad que el muro en voladizo.

8 mts.

En voladizo 5.20  $m^3/m.l.$  x  $Q67.20/m^3 = Q349.44/m.l.$

De gravedad 19.51 " " x  $Q26.75/m^3 = Q521.89/m.l.$

7 mts.

En voladizo 4.02 " " x  $Q65.10/m^3 = Q261.70/m.l.$

De gravedad 15.01 " " x  $Q26.20/m^3 = Q393.26/m.l.$

6 mts.

En voladizo 3.25 " " x  $Q62.30/m^3 = Q202.48/m.l.$

De gravedad 11.11 " " x  $Q25.50/m^3 = Q283.31/m.l.$

5 mts.

En voladizo 2.60 " " x  $Q58.60/m^3 = Q152.36/m.l.$

De gravedad 7.81 " " x  $Q24.40/m^3 = Q190.56/m.l.$



4 mts.

En voladizo 1.72 m /m.l. x Q54.50/m<sup>3</sup> = Q 93.74/m.l.

De gravedad 5.11 " " x Q23.10/m<sup>3</sup> = Q118.04/m.l.

3 mts.

En voladizo 1.24 " " x Q51.70/m<sup>3</sup> = Q 64.11/m.l.

De gravedad 3.01 " " x Q21.70/m<sup>3</sup> = Q 65.32/m.l.

2 mts.

En voladizo 0.87 " " x Q48.00/m<sup>3</sup> = Q 41.76/m.l.

De gravedad 1.47 " " x Q20.90/m<sup>3</sup> = Q 30.72/m.l.

## 4. Talud de relleno 1.5 : 1

	<u>Muro en voladizo</u>		<u>Muro de gravedad</u>
	<u>Concreto m<sup>3</sup>/m.l.</u>	<u>Acero qq/m.l.</u>	<u>Ciclópeo m<sup>3</sup>/m.l.</u>
8m.	7.03	14.8	22.21
7m.	5.04	11.9	17.02
6m.	3.55	8.1	12.54
5m.	2.83	6.2	8.75
4m.	1.83	2.8	5.66
3m.	1.44	1.6	3.28
2m.	0.98	0.9	1.59

Con estos datos calculamos ahora los costos totales para las diferentes alturas de los muros. Como nos daremos cuenta el costo por metro cúbico de concreto armado con talud de relleno 1.5 : 1 es el mismo que usamos en el talud horizontal, pues tenemos que la cantidad de refuerzo aumenta pero también aumentan las secciones del muro, por lo que guardan la misma relación, es decir, entra la misma cantidad de acero por metro cúbico de concreto, no siendo así en el costo por metro lineal pues tenemos mas volumen de concreto armado.

8 mts.

$$\text{En voladizo } 7.03 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times Q67.20/\text{m}^3 = Q472.42/\text{m.l.}$$

$$\text{De gravedad } 22.21 \text{ " " } \times Q26.75/\text{m}^3 = Q594.12/\text{m.l.}$$

7 mts.

$$\text{En voladizo } 5.04 \text{ " " } \times Q65.10/\text{m}^3 = Q328.10/\text{m.l.}$$

$$\text{De gravedad } 17.02 \text{ " " } \times Q26.20/\text{m}^3 = Q445.92/\text{m.l.}$$

6 mts.

$$\text{En voladizo } 3.55 \text{ " " } \times Q62.30/\text{m}^3 = Q221.17/\text{m.l.}$$

$$\text{De gravedad } 12.54 \text{ " " } \times Q25.50/\text{m}^3 = Q319.27/\text{m.l.}$$

5 mts.

$$\text{En voladizo } 2.83 \text{ " " } \times Q58.60/\text{m}^3 = Q165.84/\text{m.l.}$$

$$\text{De gravedad } 8.75 \text{ " " } \times Q24.40/\text{m}^3 = Q213.50/\text{m.l.}$$

4 mts.

En voladizo 1.83 m /m.l. x Q54.50/m<sup>3</sup> = Q 99.74/m.l.

De gravedad 5.66 " " x Q23.10/m<sup>3</sup> = Q130.75/m.l.

3 mts.

En voladizo 1.44 " " x Q51.70/m<sup>3</sup> = Q 74.45/m.l.

De gravedad 3.28 " " x Q21.70/m<sup>3</sup> = Q 71.18/m.l.

2 mts.

En voladizo 0.98 " " x Q48.00/m<sup>3</sup> = Q 47.04/m.l.

De gravedad 1.59 " " x Q20.90/m<sup>3</sup> = Q 33.23/m.l.

Con estos valores, en los muros de talud de relleno horizontal, y talud 1.5 : 1, planteamos unas gráficas en la que nos damos cuenta como aumenta el costo en un muro de gravedad pasando de los 3 metros de altura, por lo que es recomendable construir muros de concreto armado o sea en voladizo, para alturas mayores de 3 metros.

Es muy importante tomar en cuenta en que lugar se va a construir el muro, pues puede llegar a ser que un muro de 5 metros nos salga más barato hacerlo de piedra, debido a que hay gran abundancia de este material a la mano y nos salga muy caro el transporte de cemento y refuerzo, por ejemplo en San Lucas Tolimán debido a la topografía del terreno se han construido varios muros de retención, siendo todos estos de piedra o sea muros de gravedad, pues en todo ese lugar hay grandes cantidades de roca volcánica, siendo

muy caro el transporte de todos los materiales que tengan que traer de la capital al lugar de trabajo, debido a lo dificultoso que es llegar a ese lugar por lo quebrado del terreno y malas carreteras.

A esta clase de muros se les llama de mampostería, pues no usamos concreto sino que mezcla, no necesitando formaleta para su construcción puesto que van poniendo piedra en piedra con su respectiva mezcla. Esta clase de muros son los que mas usan en la mayoría de los pueblos en Guatemala por ser mas fáciles de construir y como ya dijimos antes por salirles mas económicos.

Por eso es muy importante tomar en cuenta toda esta clase de factores, para así poder hacer un buen estudio económico y podernos decidir que clase de muro nos saldrá mas favorable para su construcción.

ALZURA EN METROS

8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1

100 200 300 400 500 600

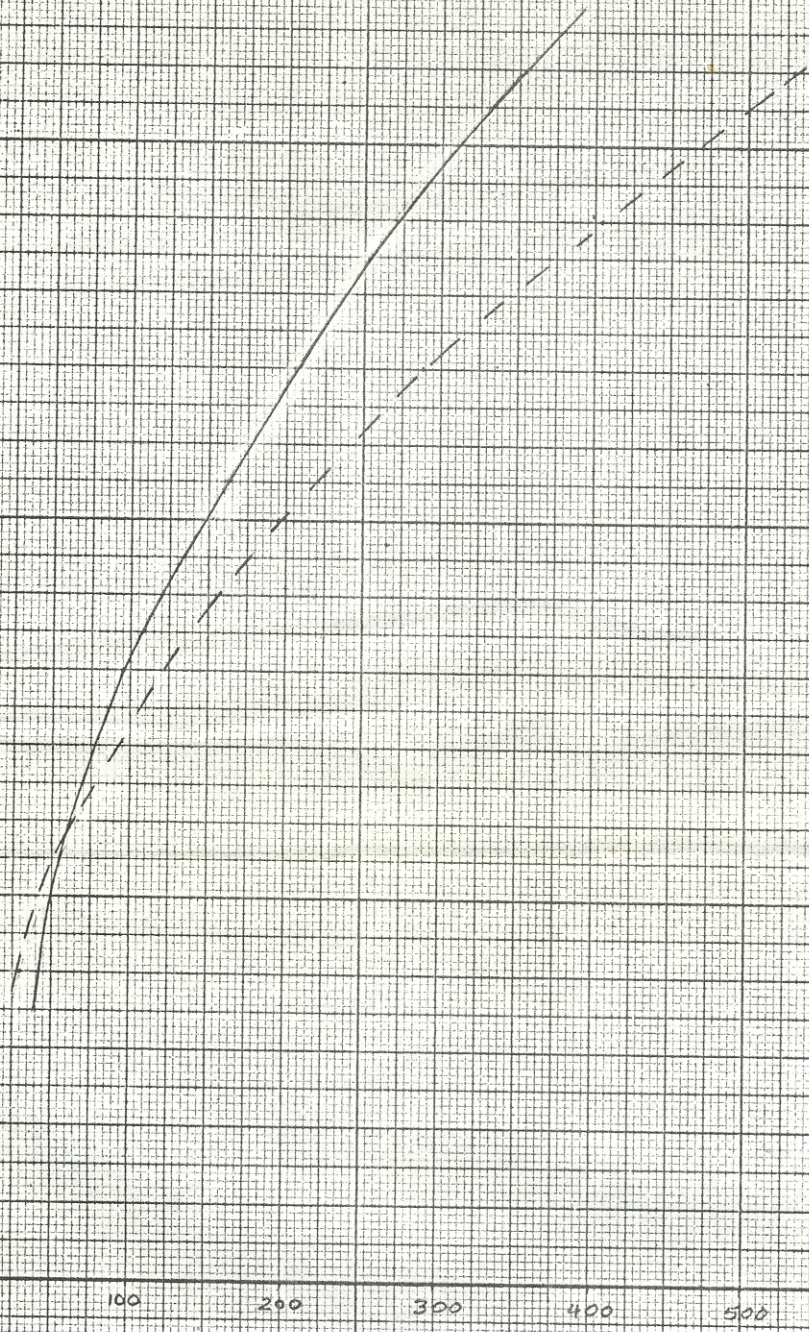
QUETZALES/M<sup>3</sup>

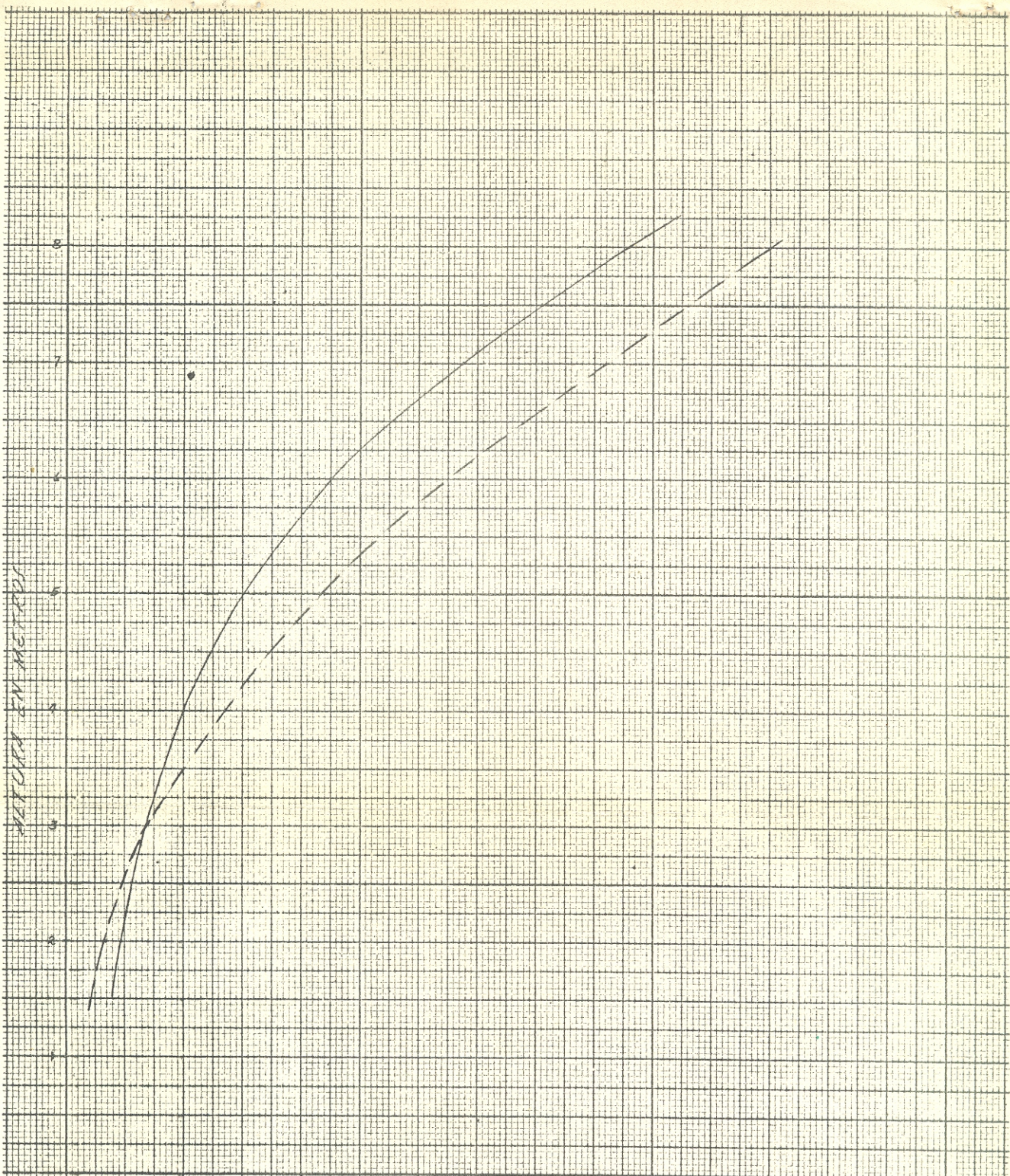
TALUD HORIZONTAL

CONCRETO ARMADO

CONCRETO CICLOPEO

115 116





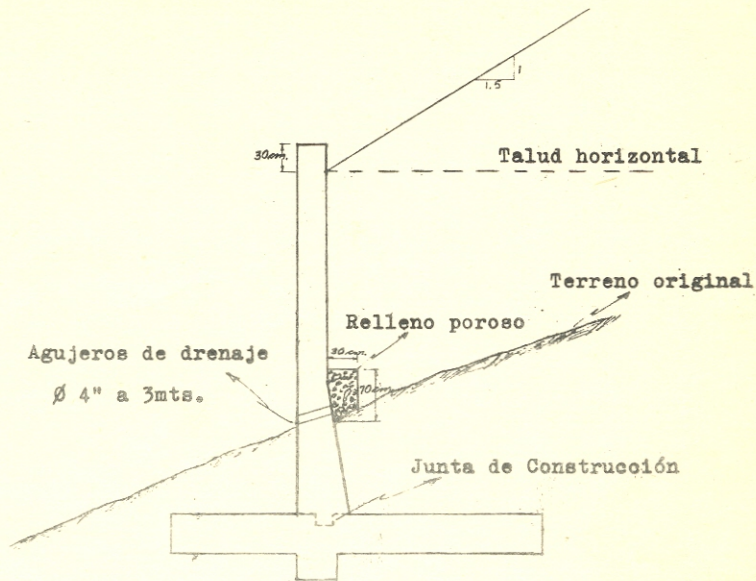
100 200 300 400 500 600

KILOGRAMOS

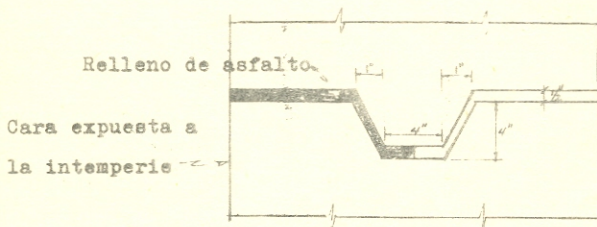
TALUD 1.5 : 1

CONCRETO ARMADO

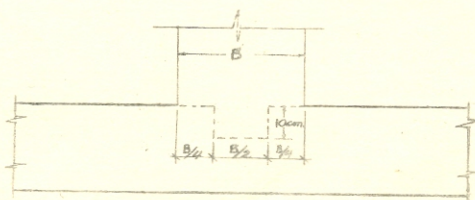
CONCRETO CICLOPEDO



MURO EN VOLADIZO



JUNTA DE DILATACION



JUNTA DE CONSTRUCCION

## CAPITULO V

### A. RECOMENDACIONES

- a) Deberá proveerse refuerzo longitudinal para los cambios de volumen por contracción y para los cambios de temperatura en todos los muros de concreto reforzado, del lado de la cara expuesta en cantidad no menor de  $10.6 \text{ cm}^2 = 1.65 \text{ m}^2$  por metro de altura con espaciamiento máximo de 30 centímetros centro a centro de barras.
- b) Ningún refuerzo estará a menos de 5 centímetros de cualquier superficie expuesta del muro. Cuando el concreto esté en contacto con el suelo, el refuerzo tendrá cuando menos un recubrimiento de 7.5 cm.
- c) En los muros de concreto reforzado deberá colocarse juntas de expansión separadas a distancias no mayores de 30 metros, sin prolongar el refuerzo a través de estas juntas.
- d) Las caras expuestas de los muros deberán tener un pequeño talud (aproximado 1 : 48) para evitar la apariencia de volcamiento.
- e) Procurar al diseñar el refuerzo que este sea el mismo diámetro para la mayor parte del muro, haciendo variar únicamente el espaciamiento, para así poder evitar complicaciones en el armado facilitan-



do su construcción.

- f) Para poder aplicar con acierto las teorías, es necesario que el agua capilar del relleno no ejerza ninguna presión considerable sobre el muro, por eso hay que proveer un drenaje adecuado.
- g) En el campo es aconsejable llevar un récord de observaciones con el propósito de mejorar las bases de diseño, incluyendo: descripción adecuada del material usado como relleno, el método de construcción del relleno, las previsiones para drenaje, el tiempo del año en que fue construido y la precipitación pluvial promedio anual.
- h) En vista de que la fricción es favorable para obtener un valor del empuje menor, aunque la teoría de Rankine y Coulomb se contradicen a este respecto, recomiendo para la construcción del muro, buscar una mayor rugosidad en el parámetro interno del mismo.
- i) Para muros de 7 a 8 metros de altura es más conveniente el muro con contrafuertes.

## B. CONCLUSIONES

1. El método semiempírico de gráficos nos da valores un poco más altos que los demás, debido a que incluyen efectos de las presiones de filtración, cosa que se puede disminuir construyendo un adecuado drenaje.

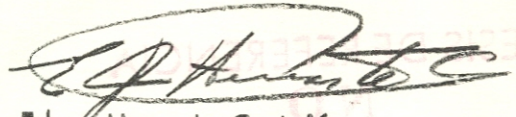
2. Con la teoría de Coulomb nos dan menores los empujes que con la de Rankine y Weyrauch, pues como ya vimos Rankine y Weyrauch no toman en cuenta la fricción del muro con el relleno, asumiendo que esta pared del muro es lisa, no siendo así en Coulomb que la asume rugosa, siendo esto mas exacto y más económico pues tenemos un menor empuje.
3. Una cuidadosa consideración de las condiciones del suelo fundante y un planeamiento adecuado del drenaje, para evitar presión hidrostática, son mas importantes que un análisis extremado mediante una teoría quizá inapropiada para el caso.
4. Las constantes físicas del material de relleno deben ser determinadas en el laboratorio, pues de otra manera no se justificaría un análisis laborioso en el cálculo del empuje y en Guatemala es urgente la necesidad de dichas investigaciones en el laboratorio, en todo lo que se refiere a cualquier clase de trabajos de suelo.
5. Para cálculos preliminares conviene usar los procedimientos empíricos, y para cálculos a fondo los métodos teóricos.
6. La fricción entre el muro y el relleno debe buscarse puesto que favorece la estabilidad del muro.
7. Es necesario hacer un estudio económico para ver que clase de muro es mas favorable de construir.

**C. BIBLIOGRAFIA**

1. Tschebotarioff, Gregory P. Mecánica de Suelos, Cimientos y Estructura de Tierra.
2. Terzaghi, Karl. Mecánica de Suelos.
3. Jiménez Salas, José. Mecánica de Suelos y sus Aplicaciones a la Ingeniería.
4. Means, R.E. y Parcher, J.V. Physical Properties of Soils.
5. Peck, Janson, Thornburn. Foundation Engineering.
6. Capper and Cassie. Mechanics of Engineering Soils.
7. Muñoz Casas, Alberto. Teoría Elemental del Concreto Reforzado.
8. Brigaux, Guy. Obras de Albañilería.
9. Del Moral, F. Hormigón Armado.
10. Fernández R, Renato. Consideraciones sobre el Di


seño de Muros con Contrafuertes. Tesis, Guatemala, 1954.

11. Franco Pérez, Samuel. Determinación de Empujes en Muros de Retención. Tesis, Guatemala, 1954.



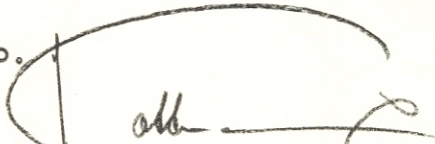
Edgar Herrarte Castejón

Vo. Bo.



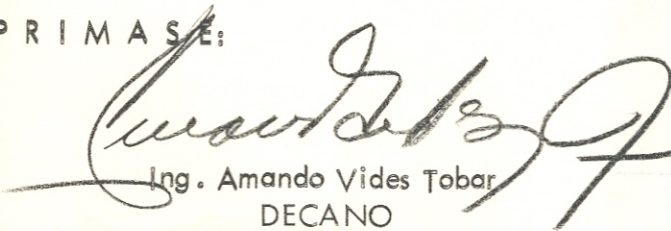
Ing. Mario Matheu  
ASESOR

Vo. Bo.



Ing. J. Joaquín Lottmann  
Jefe del Departamento  
de Estructuras

IMPRIMASE:



Ing. Amando Vides Tobar  
DECANO  
Facultad de Ingeniería.

