



GEOTECNIA APLICADA 94.09

EMPUJES DE SUELO



EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. SOBRECARGAS
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. BIBLIOGRAFÍA



EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

- 1. INTRODUCCIÓN**
- MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
- PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
- SOBRECARGAS
- DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
- EJEMPLOS NUMÉRICOS
- TRABAJO PRÁCTICO N°3
- BIBLIOGRAFÍA



INTRODUCCIÓN

Empujes sobre estructuras de contención

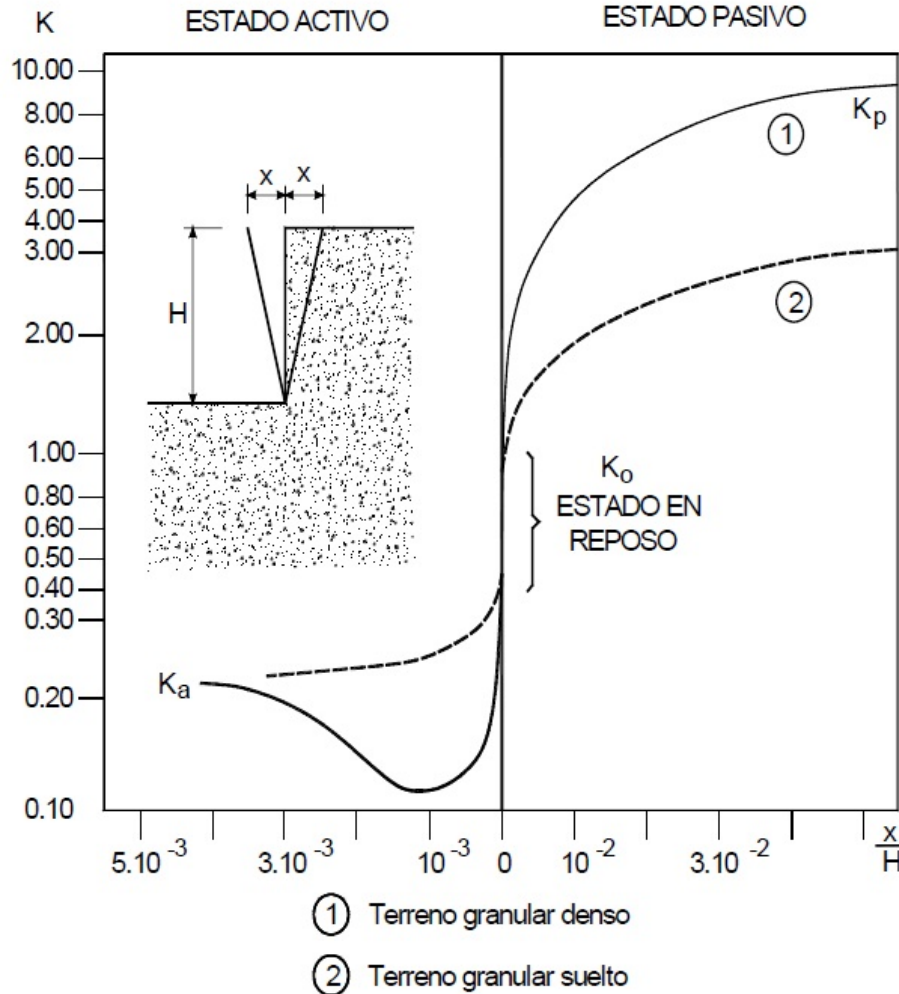
El empuje del suelo sobre estructuras de contención es la carga que el terreno ejerce sobre la estructura.

Depende de:

- Geometría de la estructura
- Tipo de terreno
- Procedimiento constructivo
- Deformaciones posteriores a la construcción
- Acciones externas sobre la superficie del terreno
- Flujo de agua y condiciones de drenaje
- Acción sísmica

INTRODUCCIÓN

Empujes sobre estructuras de contención

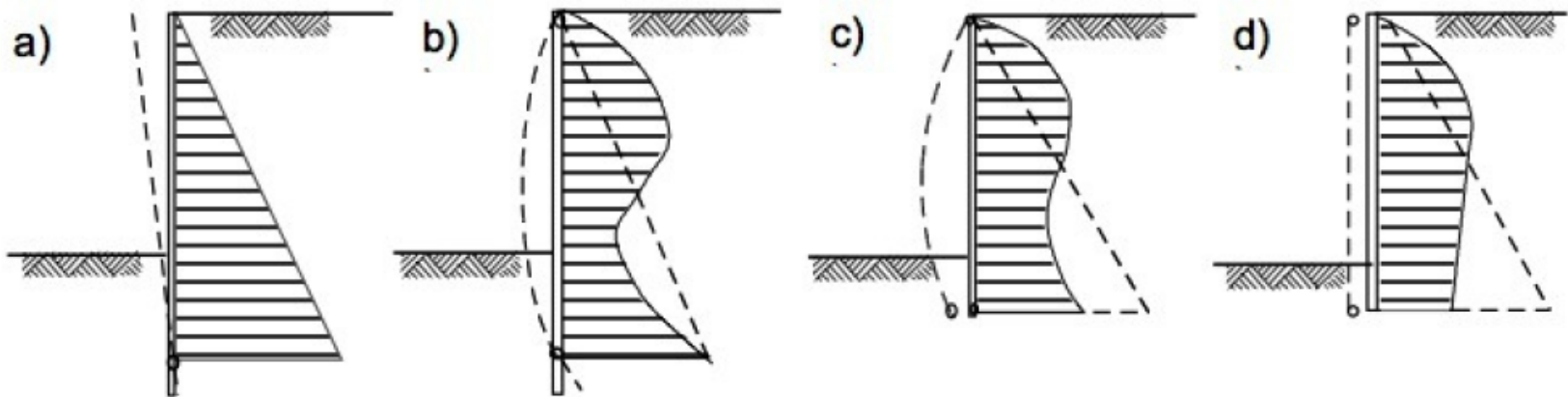


Los empujes dependen del grado de deformación.

A medida que el suelo se relaja, disminuye la presión del terreno hasta el límite del estado activo.

INTRODUCCIÓN

La distribución de presiones depende del procedimiento constructivo y del grado de deformación.

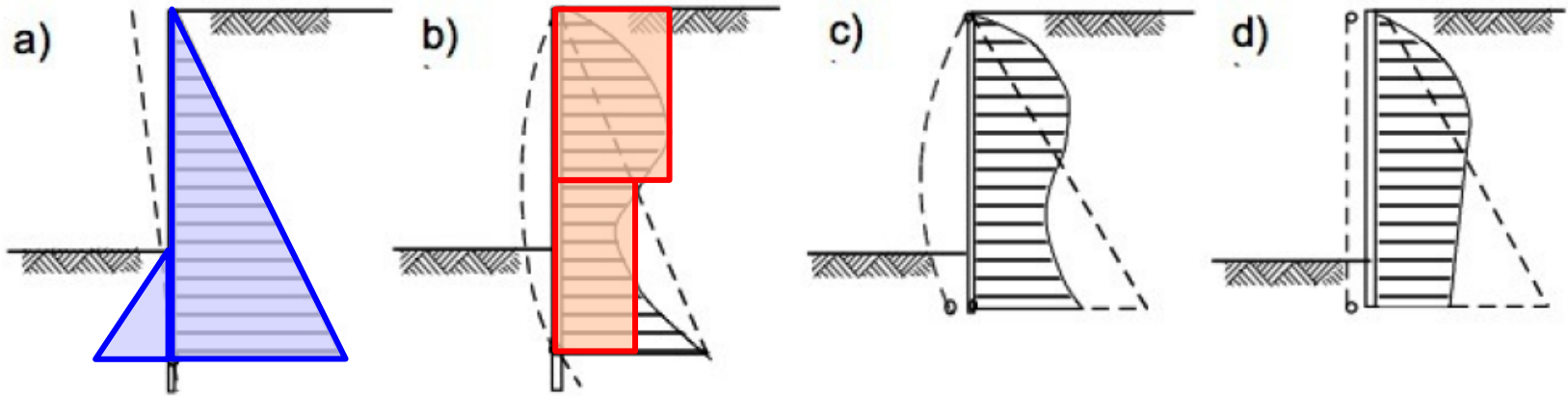


- a) **Rota:** Teorías de empuje
- b) **Tiene cabeza y pie fijos:** Empuje en zonas de menor deformación
- c) **Rota por su cabeza:** Empuje mas arriba
- d) **Se traslada:** Empuje prácticamente rectangular

Aunque la **resultante del diagrama es siempre la misma**, hay menor carga en el tramo y mayor carga en los apoyos

INTRODUCCIÓN

La distribución de presiones depende del procedimiento constructivo y del grado de deformación.



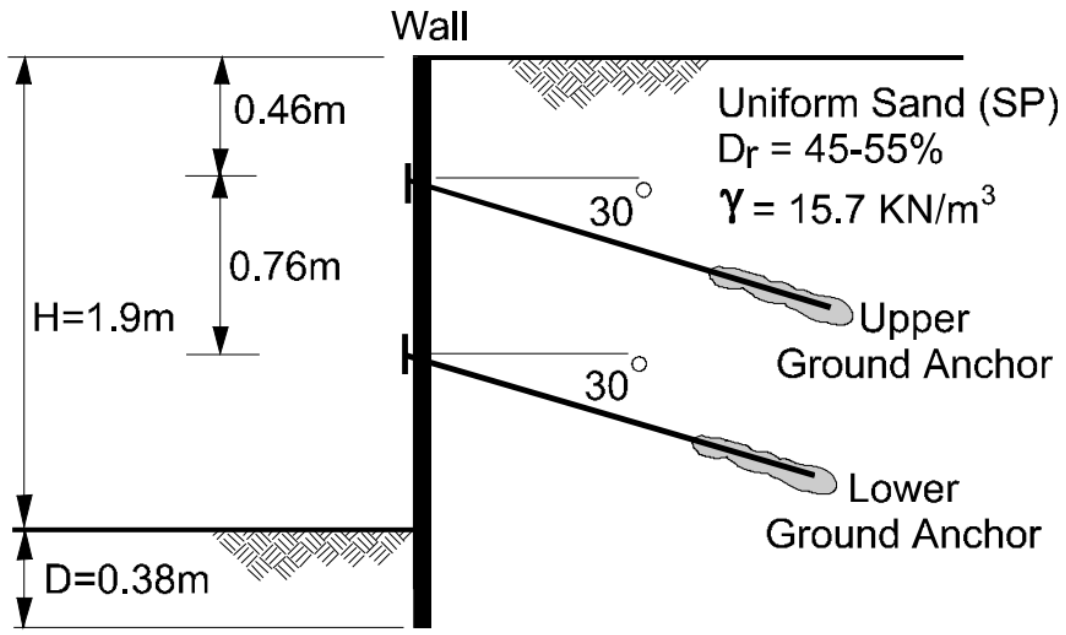
Muro Cantiléver: “Empotrado” (Cabeza libre de rotar)

Muro con Anclajes: Mayor empuje en zonas de menor deformación (Anclajes)

EJEMPLO

Excavaciones ancladas

Influencia de las deformaciones en la presión

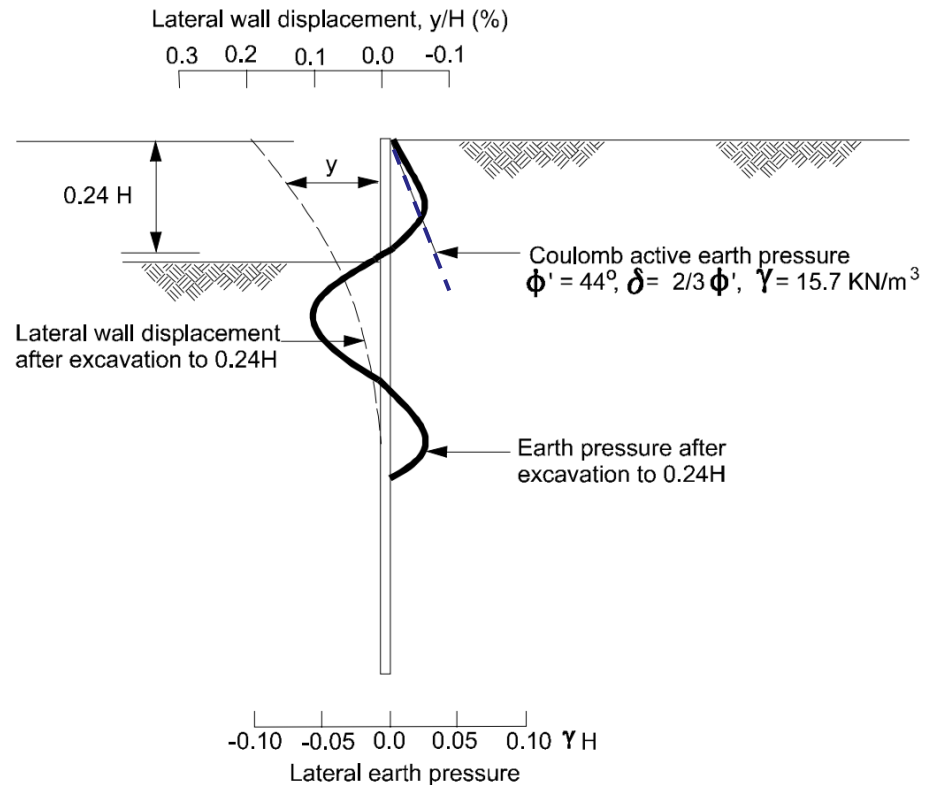


EJEMPLO

Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo

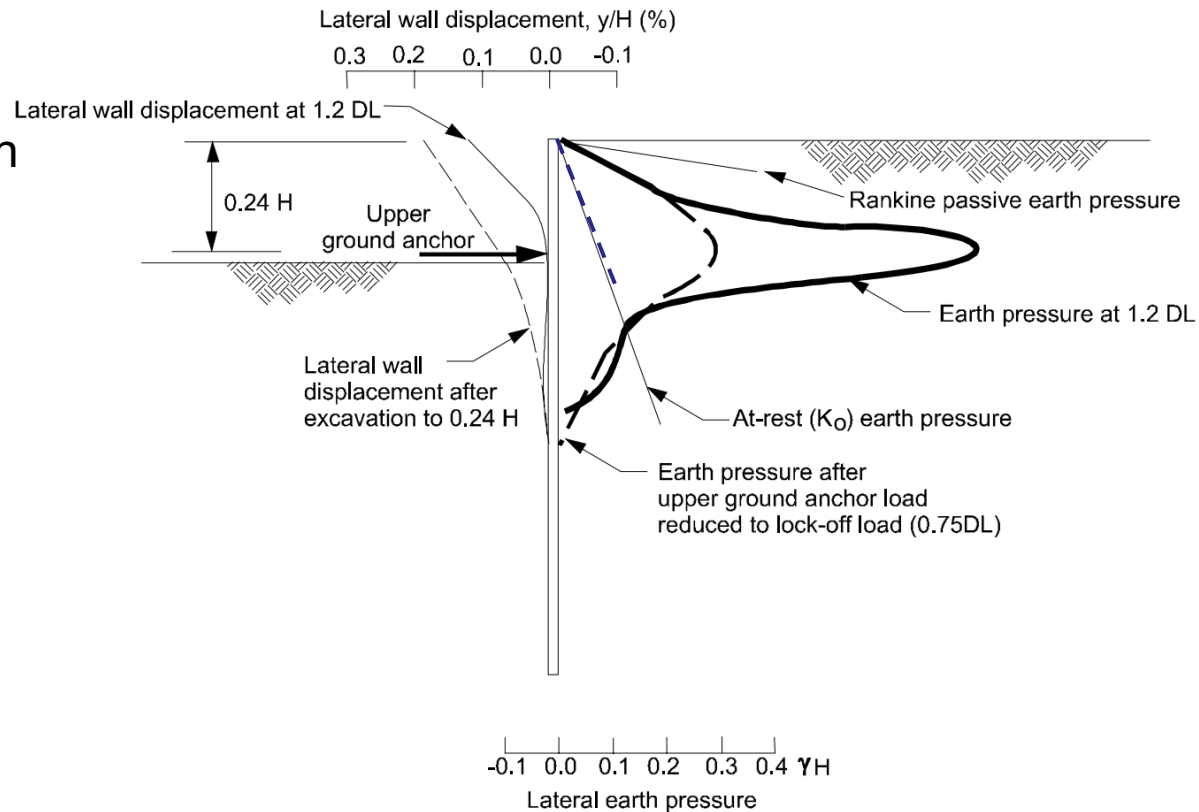
Las presiones pueden asimilarse a las obtenidas mediante la cuña activa de Coulomb.



EJEMPLO

Excavaciones ancladas

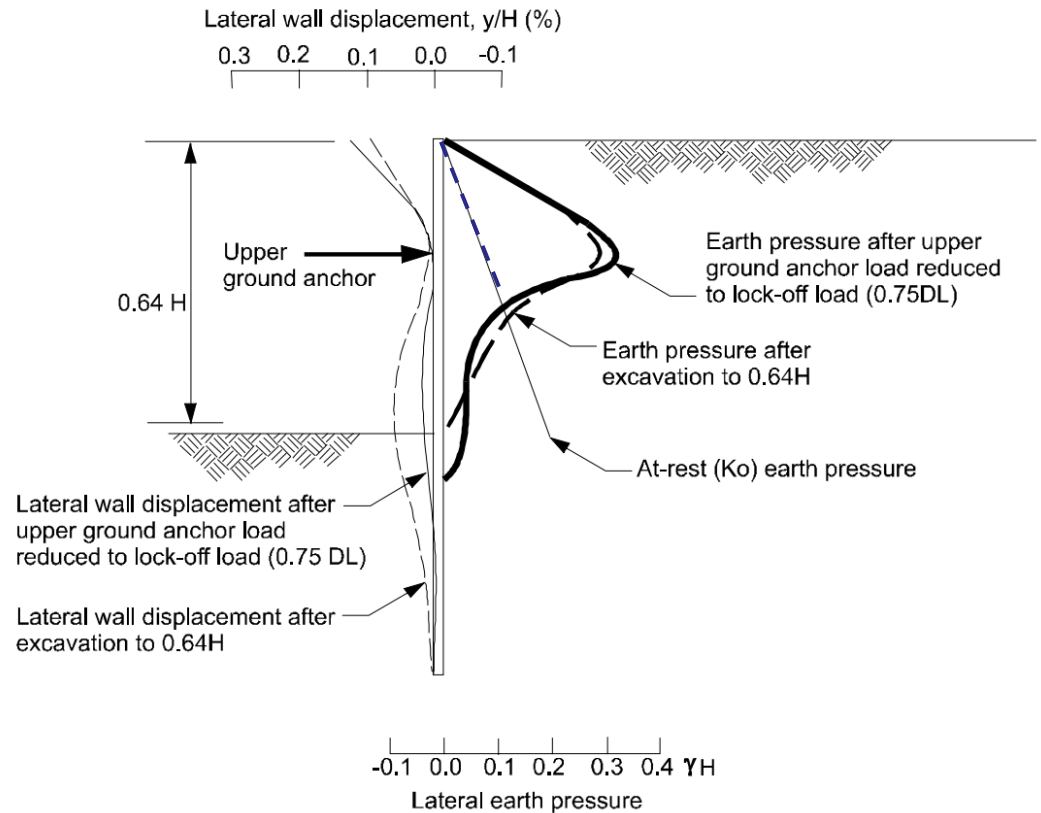
1. Etapa 1. Voladizo
2. **Etapa 2. Anclajes.**
 La carga en el anclaje provoca un aumento en las presiones laterales asimilándolas incluso a la presión pasiva.



EJEMPLO

Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo
2. Etapa 2. Anclajes
3. **Etapa 3. Excavación.**
La deformación de la pantalla bajo el anclaje provoca una redistribución de la presión del terreno.



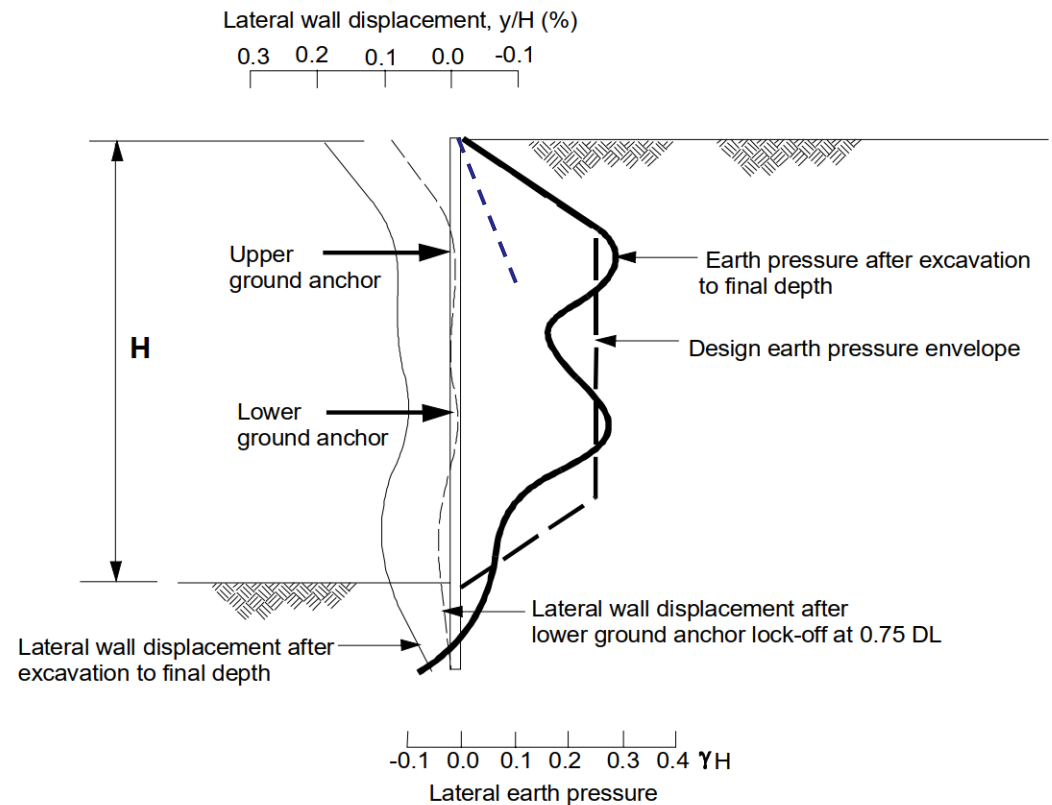
EJEMPLO

Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo
2. Etapa 2. Anclajes
3. Etapa 3. Excavación

4. Etapa 4. Anclajes

El anclaje inferior provoca un efecto similar al provocado por el anclaje superior en la etapa 2.



Diagramas propuestos por AASHTO para pantallas ancladas

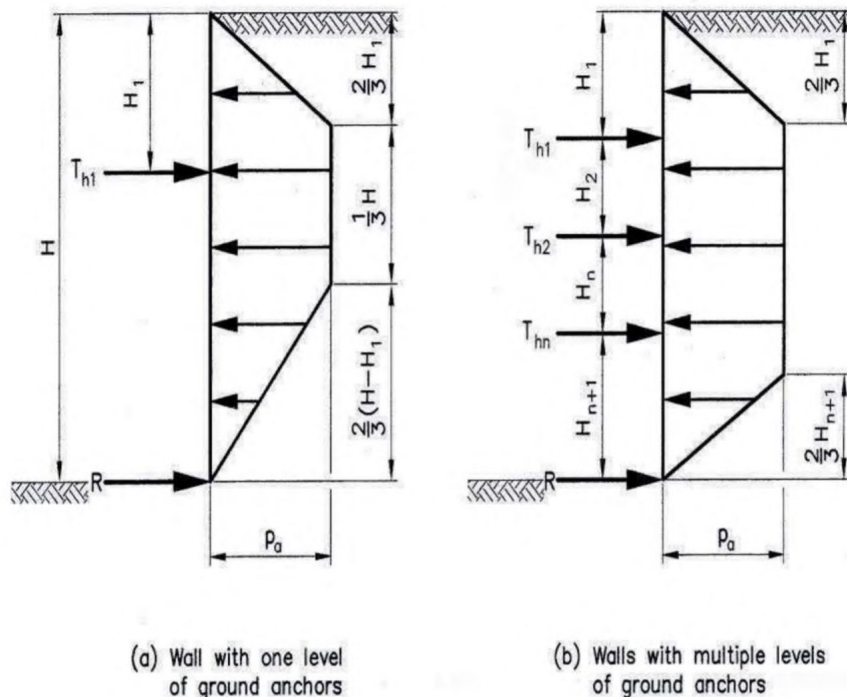


Figure 3.11.5.7.1-1—Apparent Earth Pressure Distributions for Anchored Walls Constructed from the Top Down in Cohesionless Soils

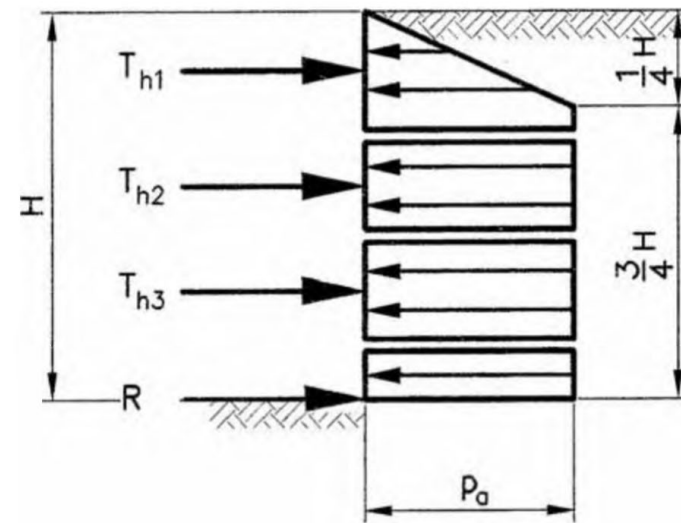


Figure 3.11.5.7.2b-1—Apparent Earth Pressure Distribution for Anchored Walls Constructed from the Top Down in Soft to Medium Stiff Cohesive Soils



EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. **MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB**
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. SOBRECARGAS
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. BIBLIOGRAFÍA

MÉTODO DE RANKINE (Teorema Estático)

Hipótesis

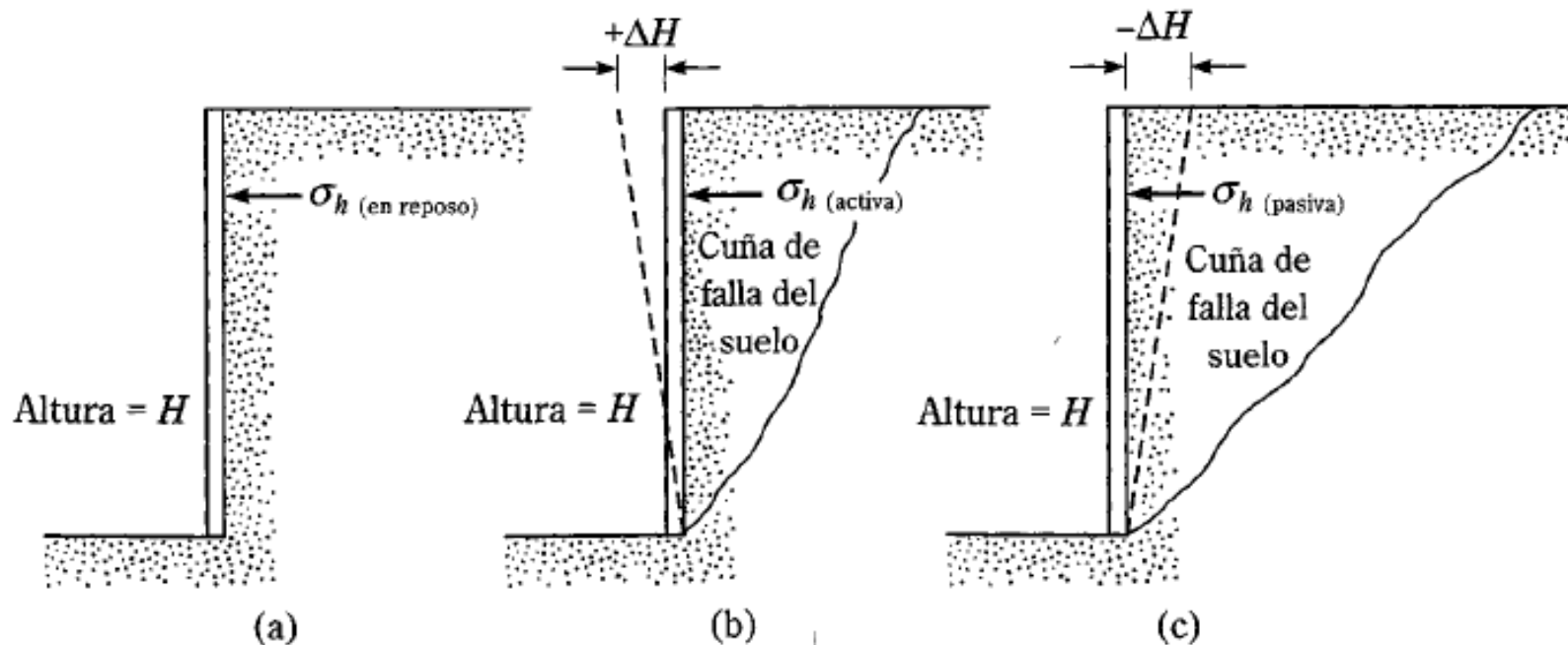
- Campo tensional en equilibrio con acciones exteriores
- Respeta ecuación constitutiva
- **Reacciones menores o iguales a la de falla**
- **Hipótesis:**
 - Superficie horizontal del terreno
 - Estructura vertical
 - Contacto suelo – estructura sin fricción

¿Y si no se cumplen las hipótesis?



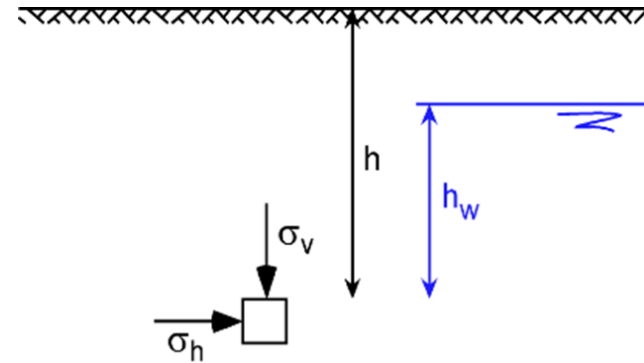
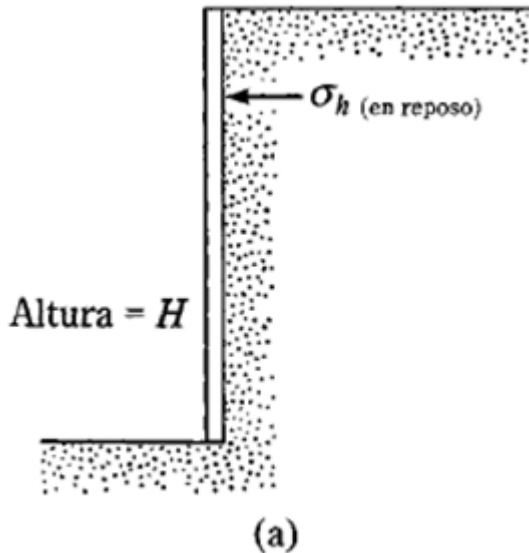
MÉTODO DE RANKINE (Teorema Estático)

Empujes sobre estructuras de contención



MÉTODO DE RANKINE (Teorema Estático)

Empuje en reposo



Hipótesis

- Deposición en capas
- Superficie horizontal
- Deformación lateral nula

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

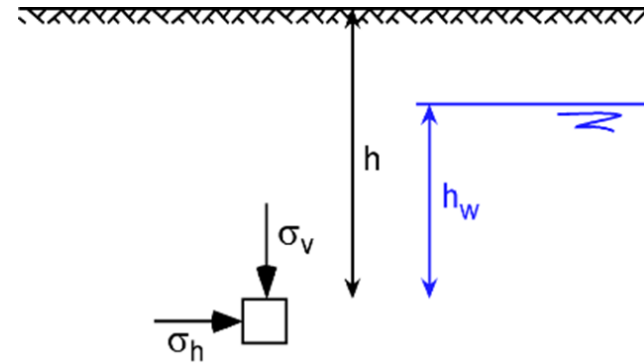
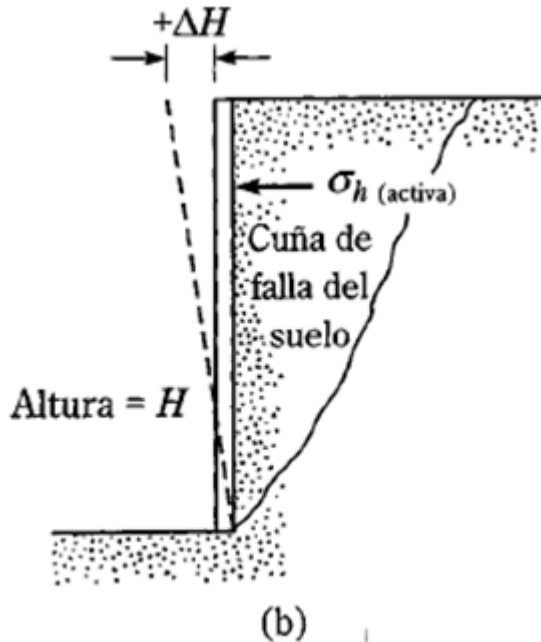
Muro restringido contra movimiento: Presión de tierra en **reposo**.

Expresiones semiempíricas para K_0

- Suelo normalmente consolidado: $K_0^{NC} \cong 1 - \sin[\phi']$
- Arcilla sobreconsolidada por carga: $K_0^{oc} \cong K_0^{NC} OCR^{\sin[\phi']}$

MÉTODO DE RANKINE (Teorema Estático)

Empuje activo



$$\sigma'_h = K_A \cdot \sigma'_v - 2c \sqrt{K_A}$$

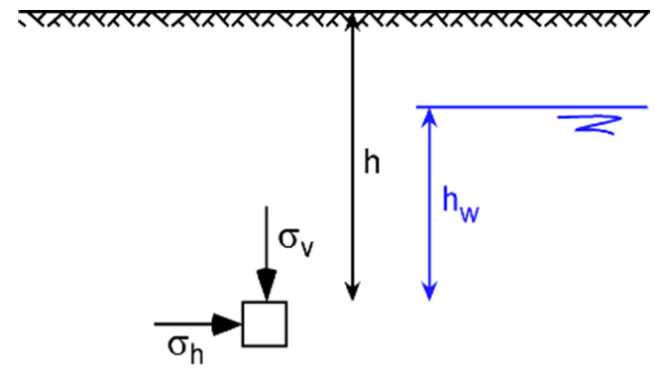
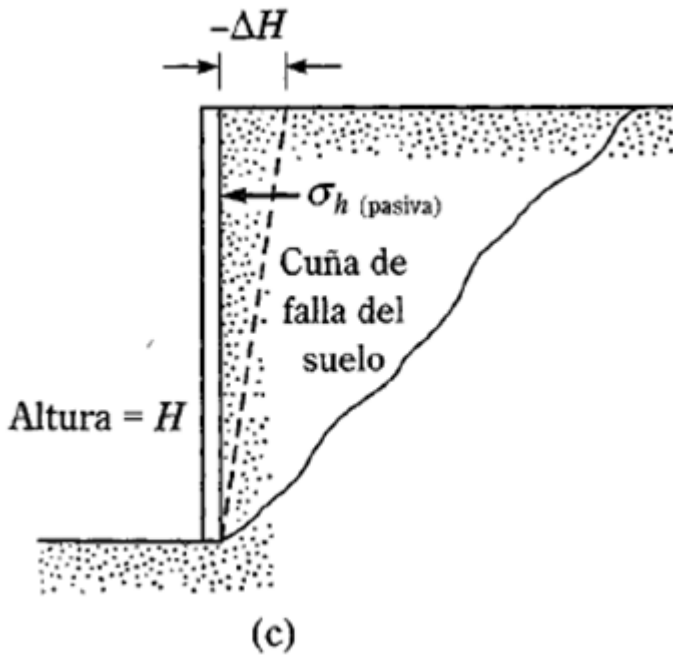
Muro se inclina respecto al suelo retenido: Presión de tierra **activa**

Coeficiente de empuje activo:

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

MÉTODO DE RANKINE (Teorema Estático)

Empuje pasivo



$$\sigma'_h = K_P \cdot \sigma'_v + 2c\sqrt{K_P}$$

Muro es empujado hacia el suelo retenido: Presión de tierra **pasiva**

Coeficiente de empuje pasivo:

$$K_P = N_\phi = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

MÉTODO DE RANKINE (Teorema Estático)

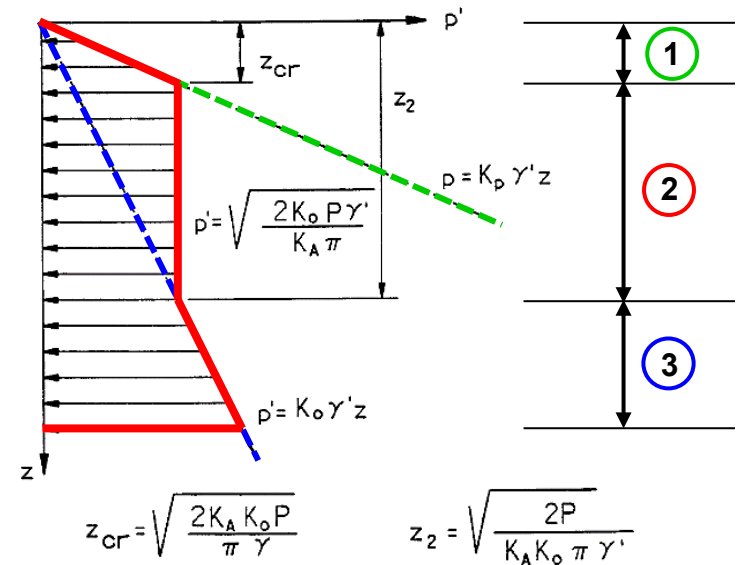
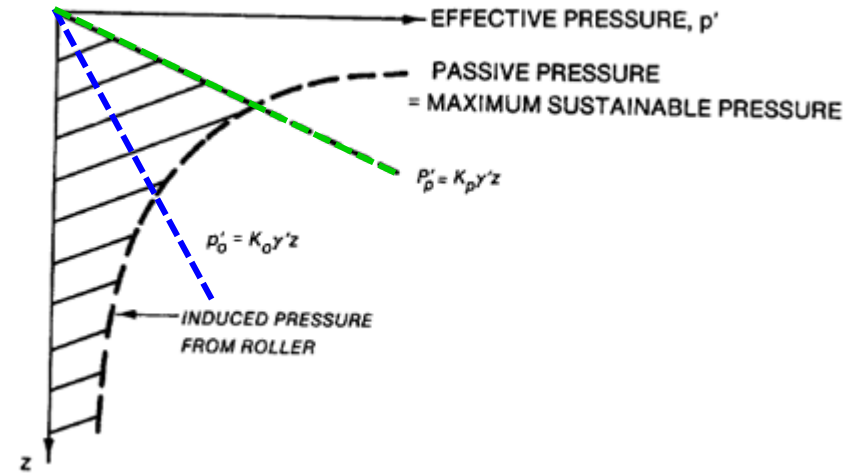
Empuje... ¿pasivo?

Presión horizontal inducida por compactación

- ① La presión horizontal crece linealmente con la profundidad proporcional a K_p . En esta región, la presión horizontal aumenta durante la compactación hasta su plastificación en z_{cr} cuando se retira el compactador;
- ② El empuje horizontal es constante e inducido por la compactación hasta z_2 , donde la presión inducida iguala la presión horizontal del suelo;
- ③ Presión horizontal del suelo en reposo (K_0)

Sólo se tiene en cuenta para el diseño estructural. Para verificaciones geotécnicas no se tiene en cuenta porque **un pequeño desplazamiento o giro del muro produce una gran relajación de las tensiones.**

Se supera el empuje en reposo únicamente en los primeros metros, excepto para compactación con cargas particularmente grandes.



MÉTODO DE COULOMB (Teorema Cinemático)

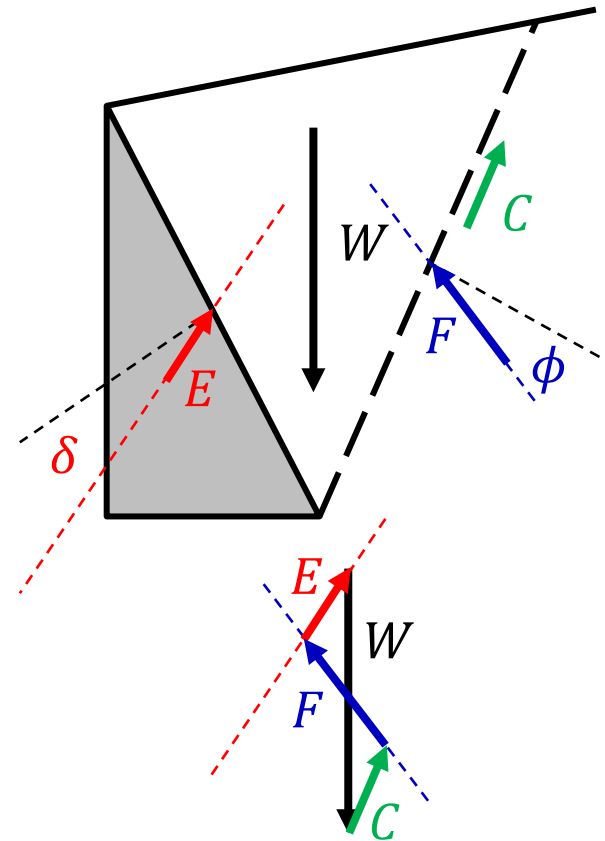
Hipótesis

- Sólo se calculan las fuerzas en el plano de potencial deslizamiento
- No se verifica el equilibrio estático fuera del plano de potencial deslizamiento
- Método de cálculo:
 1. Se plantea una superficie de potencial deslizamiento
 2. Se forma el polígono de fuerzas
 3. Se determina el empuje para ese plano
 4. Se cambia el plano y se busca aquel que maximiza el empuje
- **Reacciones menores o iguales a la de falla**
- **Hipótesis:**
 - Cuña rígida

MÉTODO DE COULOMB (Teorema Cinemático)

Empujes sobre estructuras de contención

- Se forma el polígono de fuerzas:
 - ✓ Peso propio W
 - ✓ Cohesión por unidad de longitud C
 - ✓ Dirección de la fricción ϕ
 - ✓ Dirección del empuje δ
- Se determina el empuje E
- Se analizan las infinitas superficies hasta encontrar el empuje máximo E_{max}

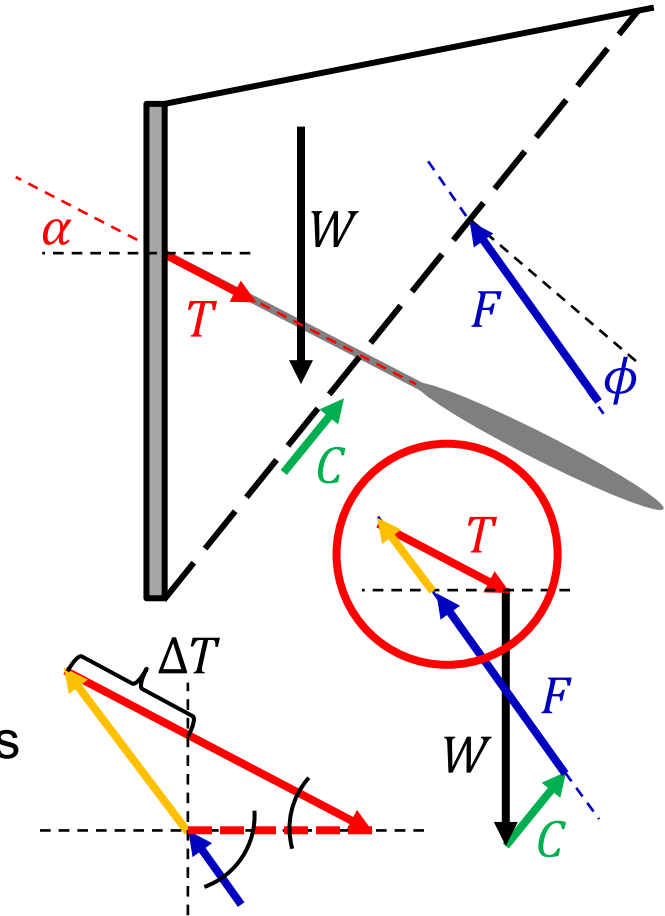


NOTA: Cuando la superficie es horizontal, no hay fricción en el contacto suelo-estructura y el muro es vertical es igual a Rankine.

MÉTODO DE COULOMB (Teorema Cinemático)

Empujes sobre estructuras de contención

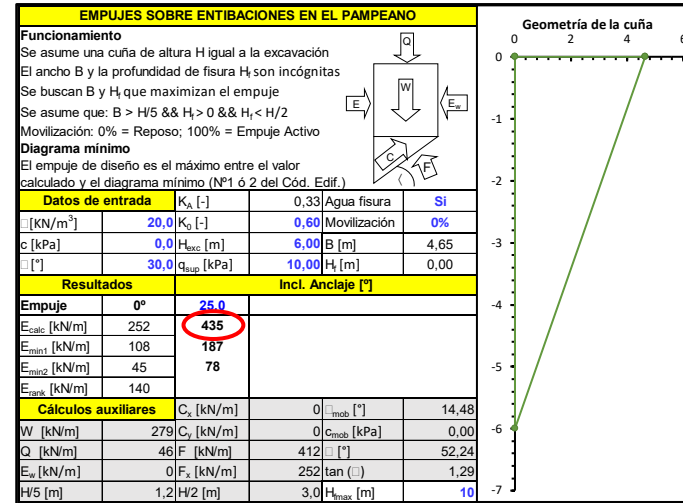
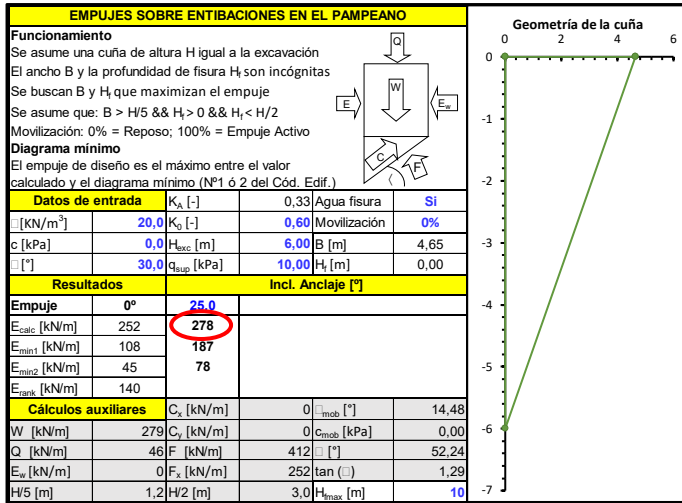
- Se forma el polígono de fuerzas:
 - ✓ Peso propio W
 - ✓ Cohesión por unidad de longitud C
 - ✓ Dirección de la fricción ϕ
 - ✓ Dirección del anclaje α
- Se determina el tiro en el tensor T
- ¡Se debe tener en cuenta la inclinación!
- Se analizan las infinitas superficies hasta encontrar el tiro máximo T_{max}



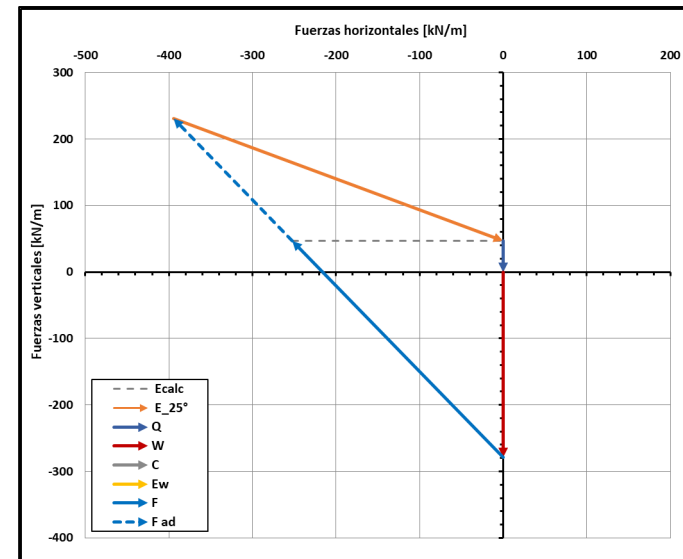
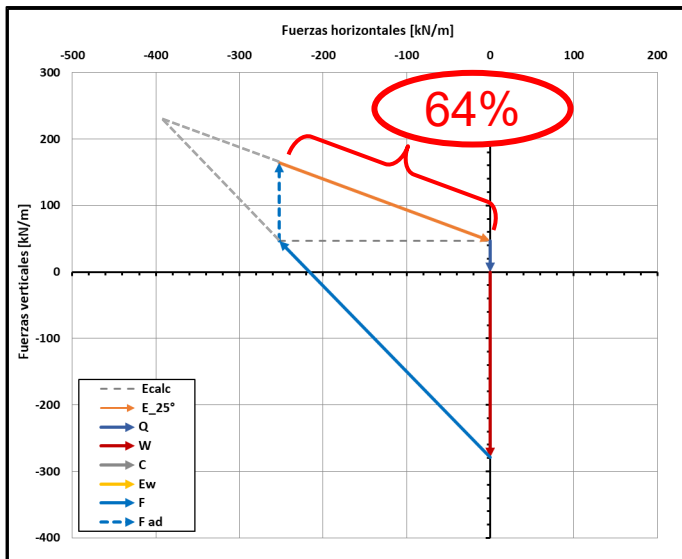
NOTA: Cuando la superficie es horizontal, no hay fricción en el contacto suelo-estructura y el muro es vertical es igual a Rankine.

MÉTODO DE COULOMB (Teorema Cinemático)

Empujes sobre estructuras de contención



435 kN/m
 VS
 278 kN/m



DÉFICIT
 36%

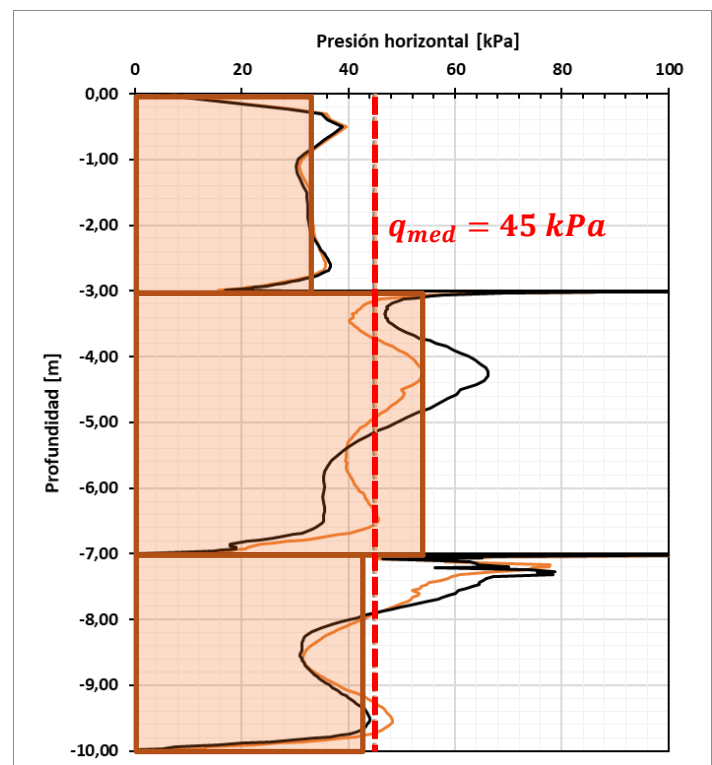
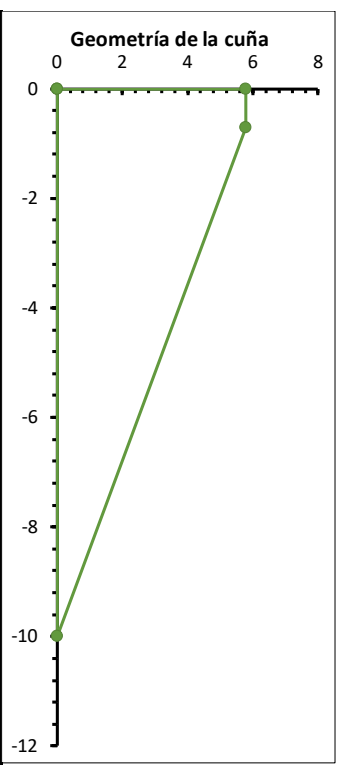
MÉTODO DE COULOMB (Teorema Cinemático)

Comparación con modelo de elementos finitos

Presión horizontal:

- Cálculos analíticos: 42 | 46 kPa
- Modelo numérico: 45 kPa

EMPUJES SOBRE ENTIBACIONES EN EL PAMPEANO					
Funcionamiento					
Se asume una cuña de altura H igual a la excavación					
El ancho B y la profundidad de fisura H_f son incógnitas					
Se buscan B y H_f que maximizan el empuje					
Se asume que: $B > H/5$ && $H_f > 0$ && $H_f < H/2$					
Movilización: 0% = Reposo; 100% = Empuje Activo					
Diagrama mínimo					
El empuje de diseño es el máximo entre el valor calculado y el diagrama mínimo (Nº1 ó 2 del Cód. Edif.)					
Datos de entrada					
K_A [-]	0,33	Agua fisura	No		
γ [kN/m ³]	20,0	K_0 [-]	0,60	Movilización	
c [kPa]	10,0	H_{exc} [m]	10,00	B [m]	
ϕ [°]	30,0	q_{sup} [kPa]	10,00	H_f [m]	
Resultados		Incl. Anclaje [°]			
Empuje	0°	10,0	15,0	20,0	25,0
E_{calc} [kN/m]	336	383	418	462	523
E_{min1} [kN/m]	300	342	373	413	467
E_{min2} [kN/m]	125	143	155	172	194
E_{rank} [kN/m]	251				
Cálculos auxiliares		C_x [kN/m]	43	ϕ_{mob} [°]	26,12
W [kN/m]	620	C_y [kN/m]	70	C_{mob} [kPa]	7,50
Q [kN/m]	58	F [kN/m]	717	α [°]	58,06
E_w [kN/m]	0	F_x [kN/m]	379	tan (α)	1,60
H/5 [m]	2,0	H/2 [m]	5,0	H_{fmax} [m]	9999999



ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

¿Cómo me afecta el grado de incertidumbre?

Símbolo	Unidad	U1	U2			U3	U4
N_{SPT}	-	7	10 – 20	20 – 30	>30	13 - 19	>40
γ	kN/m ³	18 – 20		18 – 20		20	22 – 22.5
s_u	kPa	50 – 60	70 – 130	130 – 180	180 – 230	80 – 130	-
c'	kPa	0	0 – 10	5 – 20	20 – 35	5 – 15	0
ϕ'	°	27 – 28	27 – 31	29 – 32	32 – 34	28 – 31	34 – 38
E_{50}	MPa	20 – 25	30 – 50	60 – 90	120 – 150	30 – 50	70 – 100
E_{ur}	MPa	60 – 75	90 – 150	160 – 220	280 – 320	90 – 150	190 – 240
ν	-	0.30	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20
K_0	-	0.6	0.6 – 0.7	0.6 – 0.7	0.6 – 0.7	0.6 – 0.7	0.4 – 0.5
K_A	-	0.36	0.33	0.30	0.29	-	-
k	m/s	10 ⁻⁶	10 ⁻⁶	10 ⁻⁶	10 ⁻⁶	10 ⁻⁶	10 ⁻³ – 10 ⁻⁴

donde N_{SPT} es el resultado del ensayo SPT en campo; γ es el peso unitario; c' es la cohesión efectiva; ϕ' es el ángulo de fricción interna efectivo; s_u es la resistencia al corte no drenado; E_{50} es el módulo de Young medio; E_{ur} es el módulo de Young en descarga; ν es el módulo de Poisson; K_0 es el coeficiente de empuje en reposo; K_A es el coeficiente de empuje activo y k es la permeabilidad al agua.

$$\gamma = 20 \mid 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 5 \mid 20 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 29 \mid 32^\circ$$

$$K_0 = 0.70 \mid 0.60$$

$$K_A = 0.35 \mid 0.31$$

Empuje calculado resulta:

$$E = 326 \mid 161 \text{ kN/m}$$

- *Coulomb*
- *Altura de excavación: 8.0 m*
- *Movilización: 70%*
- *Sobrecarga: 25 kPa*
- *Sin agua en fisura*



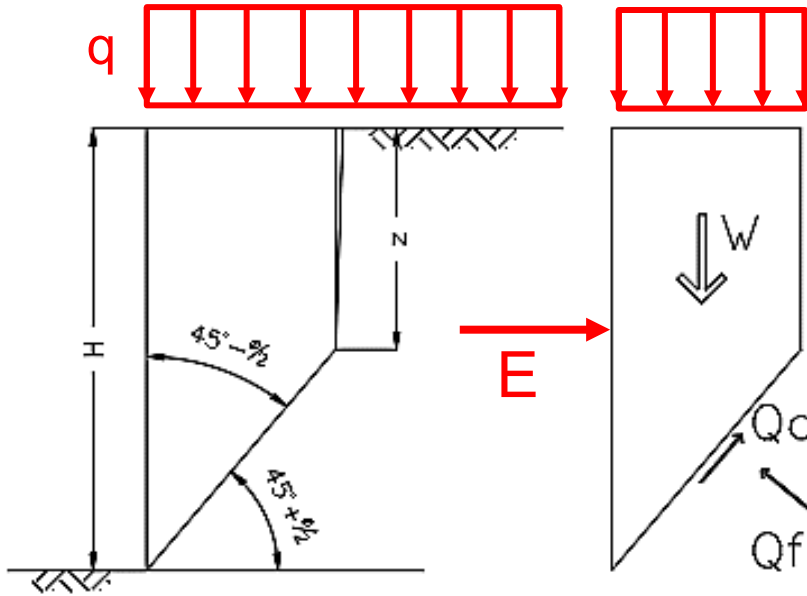
EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. **PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA**
4. SOBRECARGAS
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. BIBLIOGRAFÍA

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Cálculo de la Altura Crítica



Peso del prisma:

$$W = \left[q + \frac{1}{2} \gamma (H - z) \right] (H - z) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Componente cohesión en plano de falla:

$$Q_c = \frac{c (H - z)}{\cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Componente de esfuerzos friccionales:

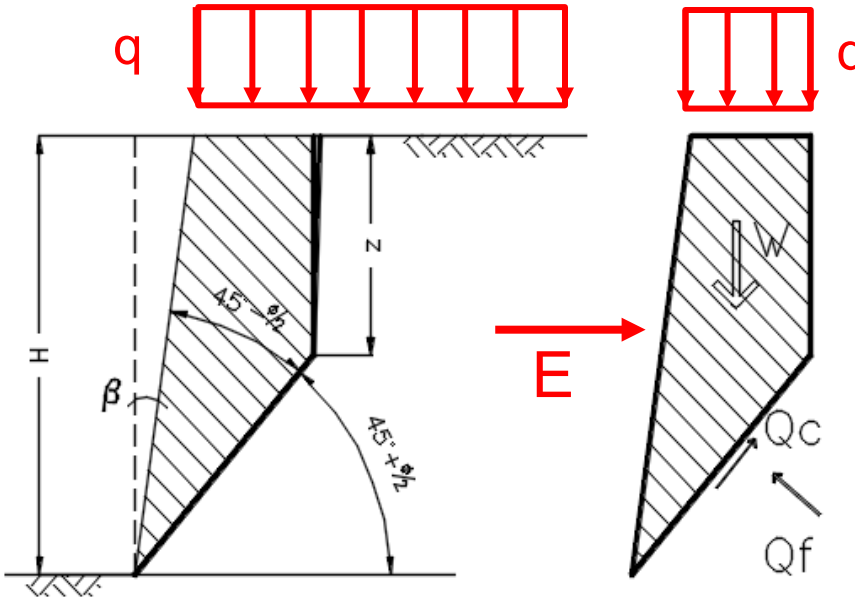
$$Q_f = \frac{W - c (H - z)}{\cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Projectando en X y tomando E=0

$$H = \frac{4c \sqrt{N_\phi}}{\gamma} - \frac{2q}{\gamma} - z \quad \xrightarrow[\text{FoS} = 1.50]{z = H/2} \quad H = \frac{2,67 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} - 1,33 \cdot q}{\gamma}$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Cálculo de la Altura Crítica



¿Y si el paramento no es vertical?

Projectando en X y tomando $E=0$

$$H = \frac{8}{3} \cdot \frac{c - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left[\frac{1}{\sqrt{N\phi}} - 2 \cdot \operatorname{tg}(\beta) \right]}{\gamma \cdot \left[\frac{1}{\sqrt{N\phi}} - \frac{4}{3} \cdot \operatorname{tg}(\beta) \right]}$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Cálculo de la Altura Crítica

En resumen:

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y sin sobrecarga:

$$H = \frac{2,67 c \sqrt{N_\phi}}{\gamma}$$

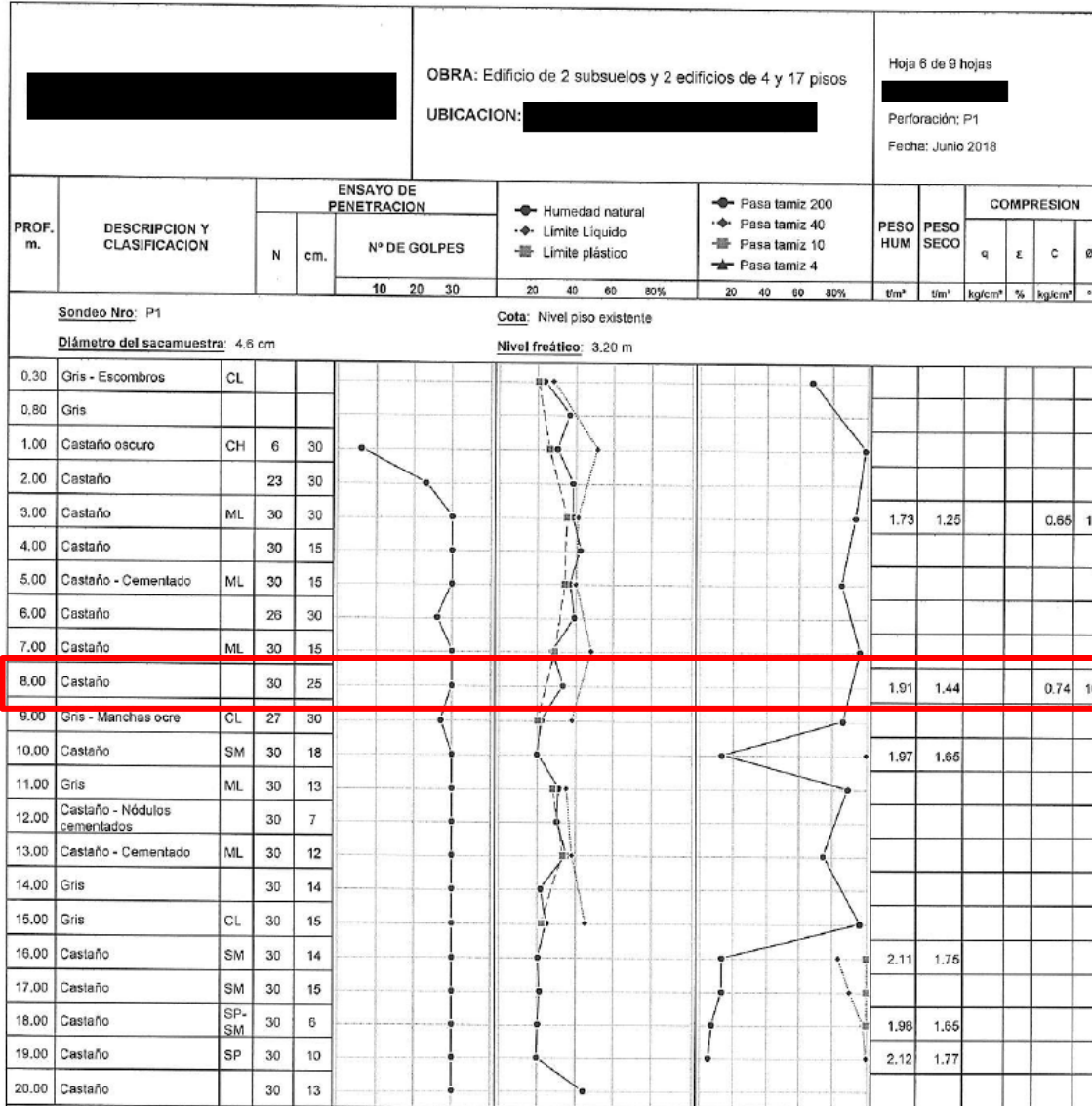
Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y con sobrecarga:

$$H = \frac{2,67 c \sqrt{N_\phi} - 1,33 q}{\gamma}$$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal, con sobrecarga y talud inclinado en la excavación:

$$H = \frac{8}{3} \cdot \frac{c - \frac{1}{2} q \left[\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - 2 \operatorname{tg}(\beta) \right]}{\gamma \left[\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{4}{3} \operatorname{tg}(\beta) \right]}$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA



$$\left. \begin{aligned}
 z &= -8,00 \text{ m} \\
 c &= 0,74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 \gamma' &= 1,91 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \\
 \phi &= 16^\circ
 \end{aligned} \right\}$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Cálculo de la Altura Crítica

Ejemplo numérico 1: $c = 74 \text{ kPa}$ $\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$ $q = 20 \text{ kPa}$ $\phi = 16^\circ$ $\beta = 15^\circ$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y sin sobrecarga:

$$H = \frac{2,67 c \sqrt{N_\phi}}{\gamma} \longrightarrow H = 13,7 \text{ m}$$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y con sobrecarga:

$$H = \frac{2,67 c \sqrt{N_\phi} - 1,33 q}{\gamma} \longrightarrow H = 12,3 \text{ m}$$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal, con sobrecarga y talud inclinado en la excavación:

$$H = \frac{8}{3} \cdot \frac{c - \frac{1}{2} q \left[\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - 2 \operatorname{tg}(\beta) \right]}{\gamma \left[\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{4}{3} \operatorname{tg}(\beta) \right]} \longrightarrow H = 25,3 \text{ m}$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Condiciones drenadas y no drenadas

Como el suelo está formado por partículas sólidas, agua y aire, esta resistencia depende de la velocidad de carga. El **ensayo triaxial** se emplea para predecir la resistencia del suelo.

- **Muy rápido**: No consolidado – No drenado

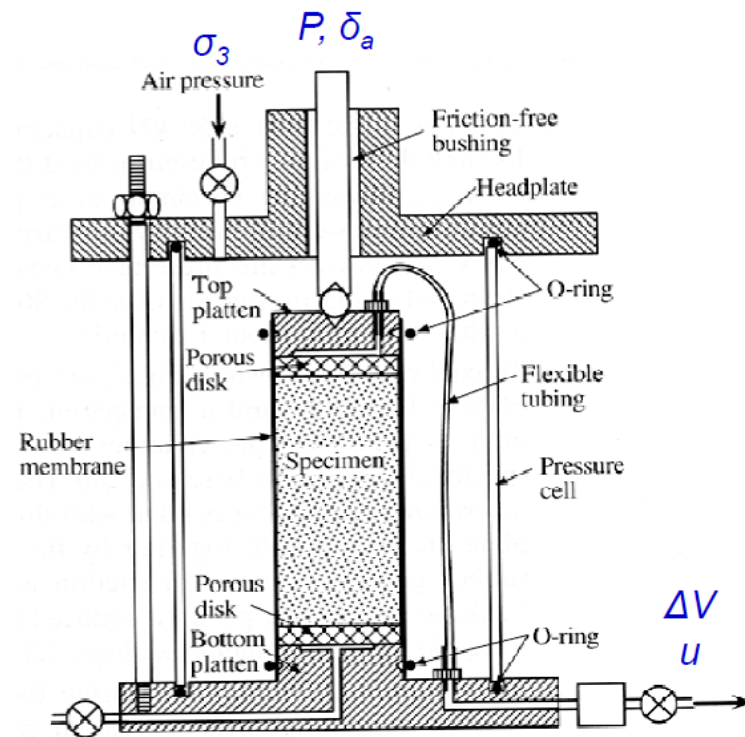
El agua y aire no tienen tiempo para drenar, el suelo se deforma a volumen constante.

Ensayo Q

- **Muy lento**: Consolidado - Drenado

El agua y aire tienen tiempo para salir, el suelo se deforma con volumen variable, el agua y aire mantienen la presión constante.

Ensayo S



PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Condiciones drenadas y no drenadas

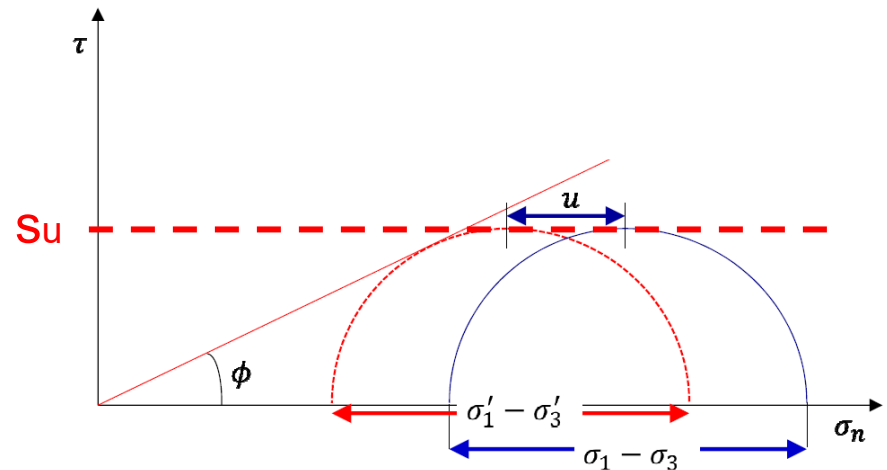
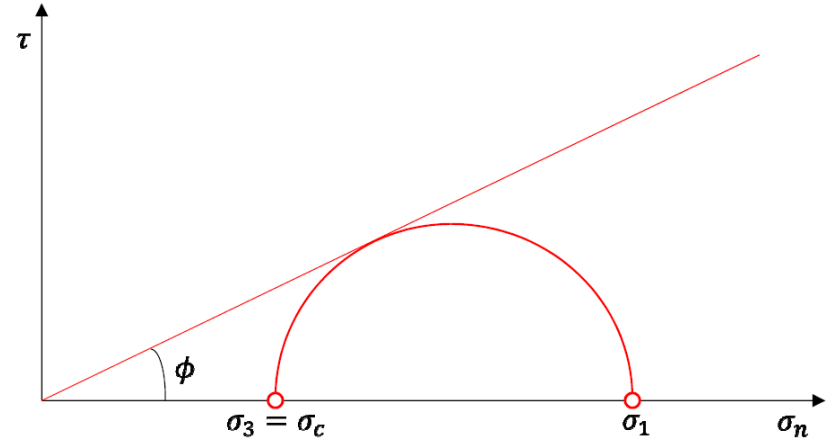
Ensayo S:

- Se obtiene un estado de falla en tensiones efectivas.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi}$$

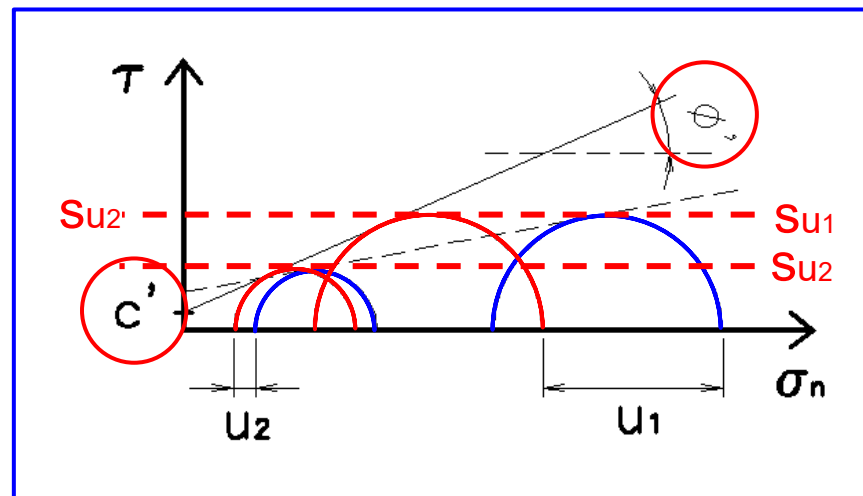
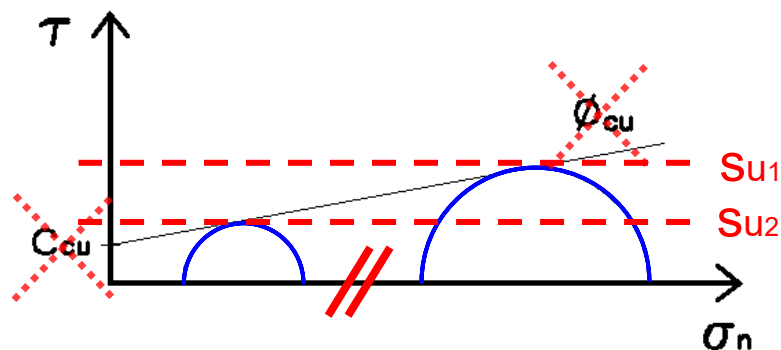
Ensayo Q:

- Se mide S_u
- Se obtiene el diámetro del círculo ($2 S_u$), pero no su posición.
- Si se mide la presión neutra u , se conoce la posición del círculo de falla y se puede calcular ϕ



PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Condiciones drenadas y no drenadas



Muchas veces se encuentran definiciones en libros, apuntes y en informes geotécnicos de los parámetros “ c_{cu} ” y “ ϕ_{cu} ”. Estos valores no existen porque la abscisa tiene un corte. Esto sucede cuando se realizan interpretaciones incorrectas de los ensayos intermedios “R”.

EN TODOS LOS CASOS SE DEBEN ANALIZAR LAS CONDICIONES DRENADAS Y NO DRENADAS DEL TERRENO PARA REALIZAR LOS CÁLCULOS CON LA SITUACIÓN MÁS DESFAVORABLE.

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

Cálculo de la Altura Crítica

Ejemplo numérico 2: $c = 15 \text{ kPa}$ $\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$ $q = 20 \text{ kPa}$ $\phi = 30^\circ$ $\beta = 15^\circ$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y sin sobrecarga:

$$H = \frac{2,67 c \sqrt{N_\phi}}{\gamma} \longrightarrow H = 3,6 \text{ m}$$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y con sobrecarga:

$$H = \frac{2,67 c \sqrt{N_\phi} - 1,33 q}{\gamma} \longrightarrow H = 2,2 \text{ m}$$

Excavación vertical con superficie del terreno horizontal, con sobrecarga y talud inclinado en la excavación:

$$H = \frac{8}{3} \cdot \frac{c - \frac{1}{2} q \left[\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - 2 \operatorname{tg}(\beta) \right]}{\gamma \left[\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{4}{3} \operatorname{tg}(\beta) \right]} \longrightarrow H = 9,3 \text{ m}$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

¿Cálculo de la Altura Crítica?

Distribuciones Triangulares

$$c = 15 \pm 5 \text{ kPa}$$

$$\phi = 30 \pm 3^\circ$$

$$\gamma_s = 19.1 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$$

$$q_s = 20 \text{ kPa}$$

$$\beta = 0^\circ$$

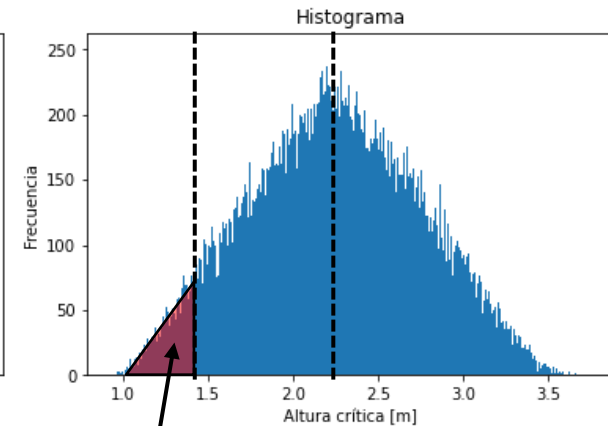
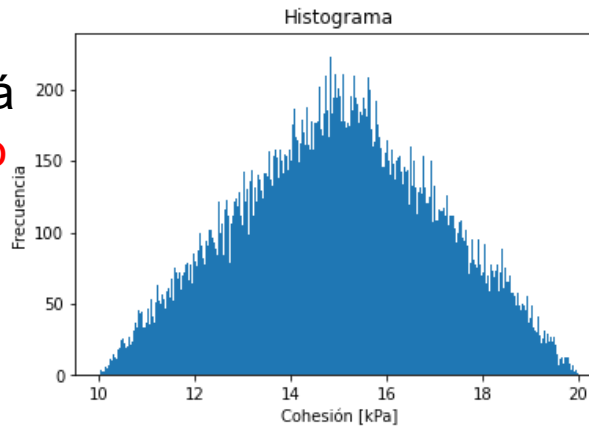
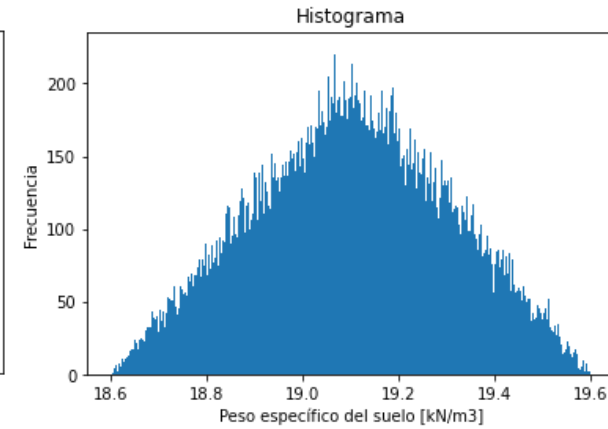
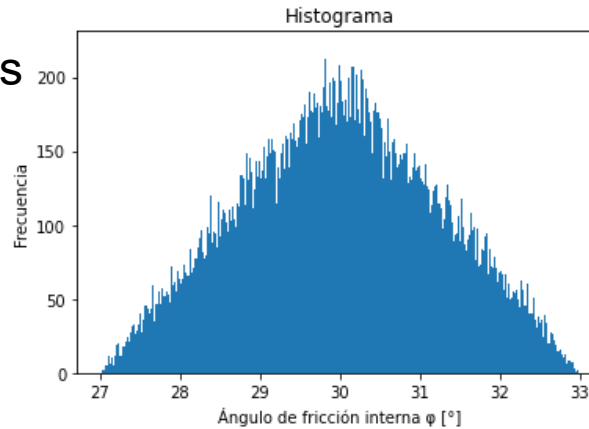
La altura crítica dependerá de la **confiabilidad objetivo** $(1 - P_f)$:

$$P_f = 5\%$$

$$H = 1,4 \text{ m}$$

$$P_f = 1\%$$

$$H = 1,2 \text{ m}$$



$$P_f = 5\%$$

PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

¿Cálculo de la Altura Crítica?

Distribuciones Beta

$$c = 15 \pm 5 \text{ kPa}$$

$$\phi = 30 \pm 3^\circ$$

$$\gamma_s = 19.1 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$$

$$q_s = 20 \text{ kPa}$$

$$\beta = 0^\circ$$

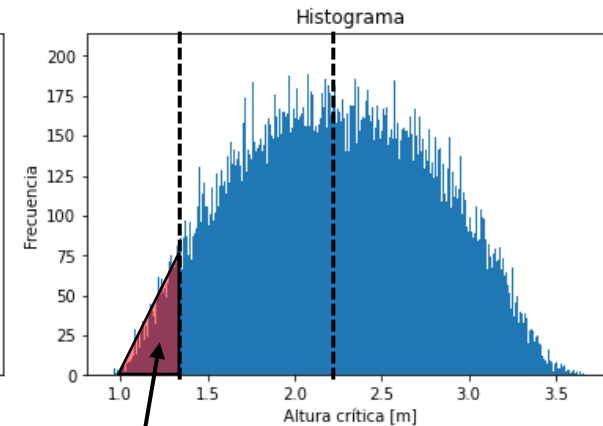
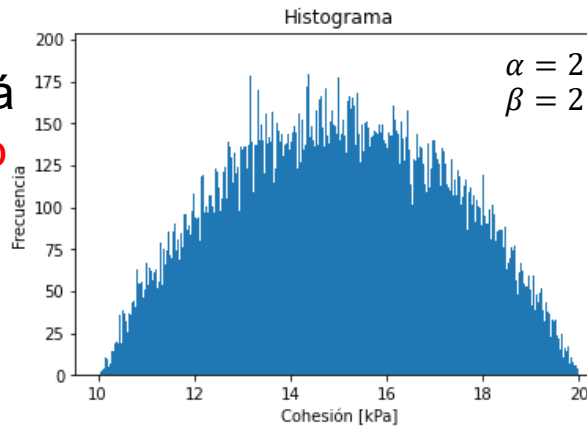
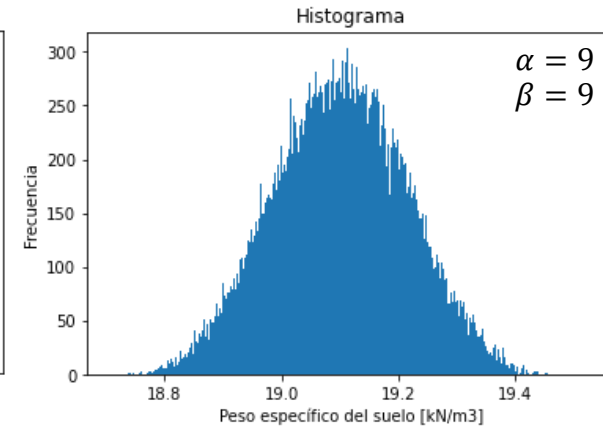
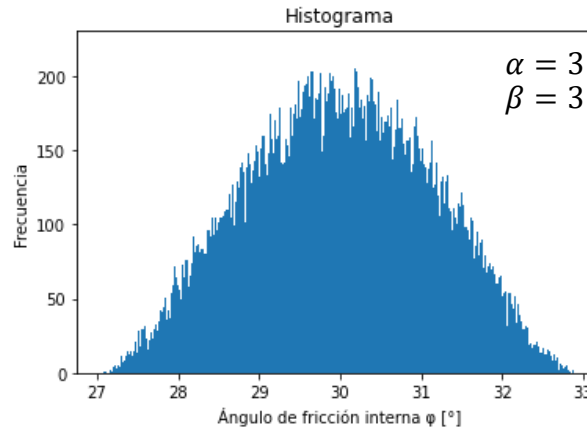
La altura crítica dependerá de la **confiabilidad objetivo** ($1 - P_f$):

$$P_f = 5\%$$

$$H = 1,3 \text{ m}$$

$$P_f = 1\%$$

$$H = 1,2 \text{ m}$$



PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA

¿Cálculo de la Altura Crítica?

Distribuciones **Normales**

$$c = 15 \pm 5 \text{ kPa}$$

$$\phi = 30 \pm 3^\circ$$

$$\gamma_s = 19.1 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$$

$$q_s = 20 \text{ kPa}$$

$$\beta = 0^\circ$$

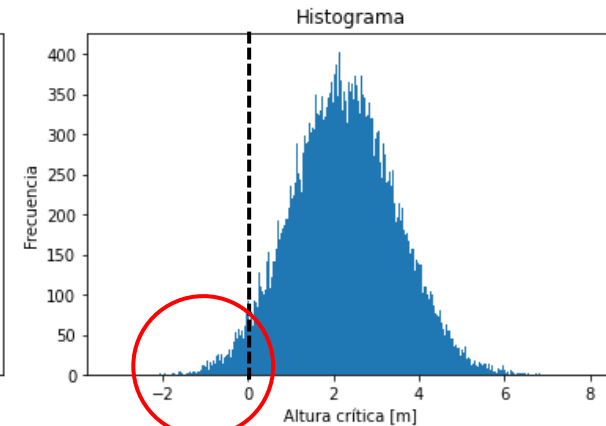
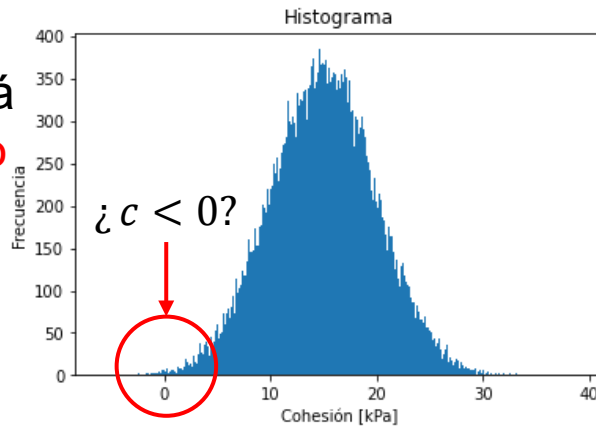
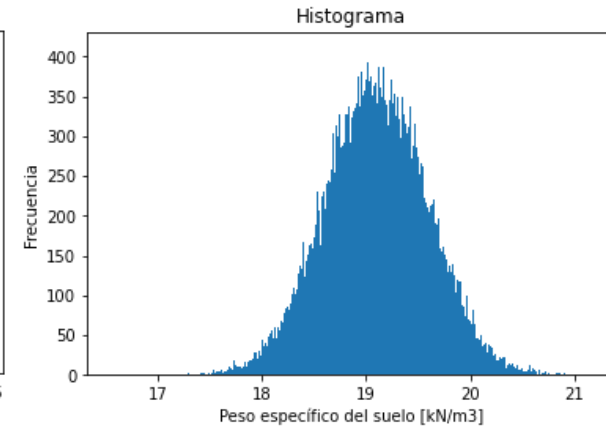
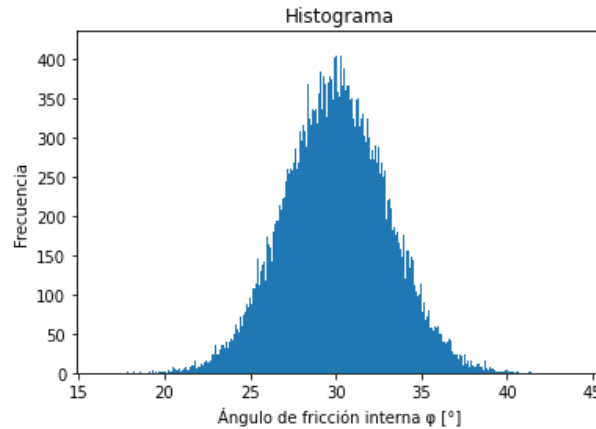
La altura crítica dependerá de la **confiabilidad objetivo** ($1 - P_f$):

$$P_f = 5\%$$

$$H = 0,2 \text{ m}$$

$$P_f = 1\%$$

$$H < 0,0 \text{ m}$$

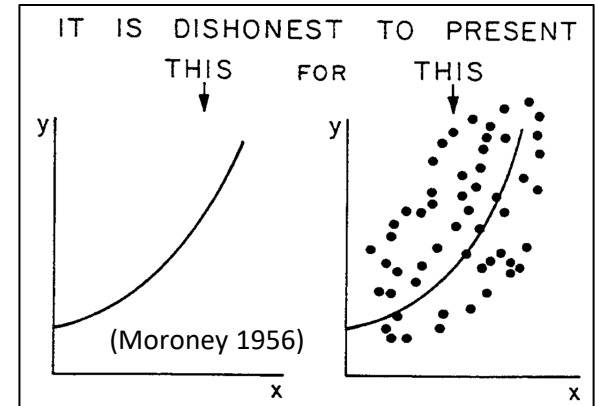
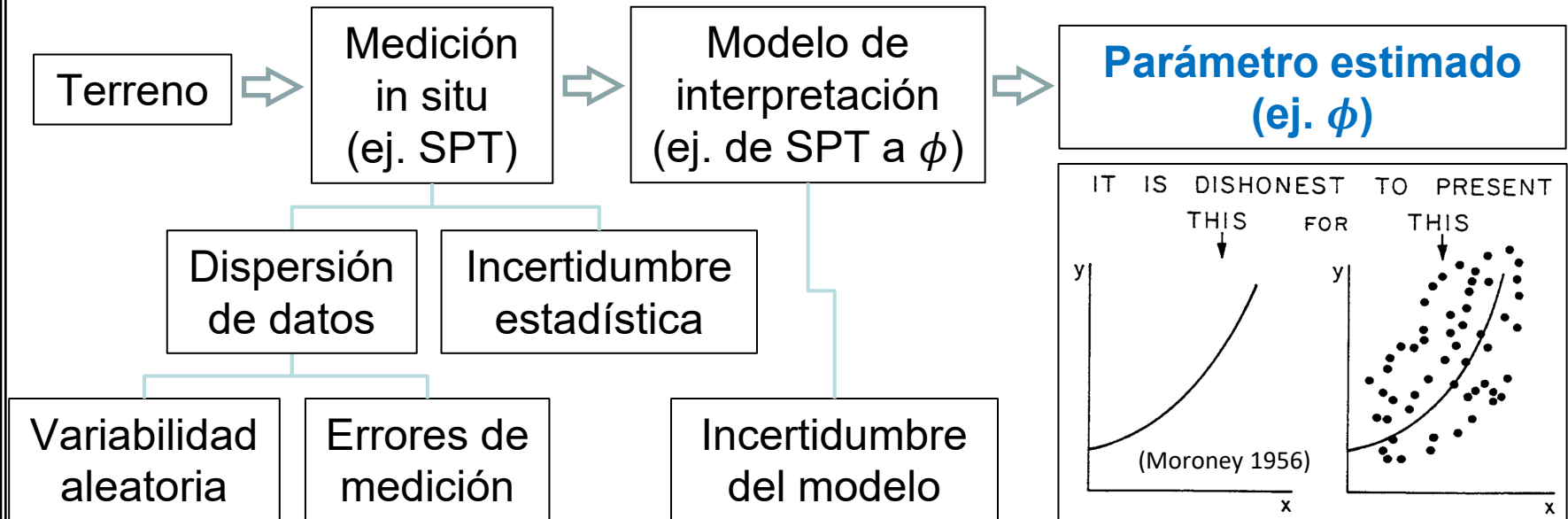


¡¡Cuidado con la función de distribución que se adopta!!

LOS PARÁMETROS DEL TERRENO

- No existen “parámetros del terreno”
- Si existen “parámetros de entrada” en modelos del terreno

**El tipo de campaña (tanto como el terreno)
determina la incertidumbre del resultado**

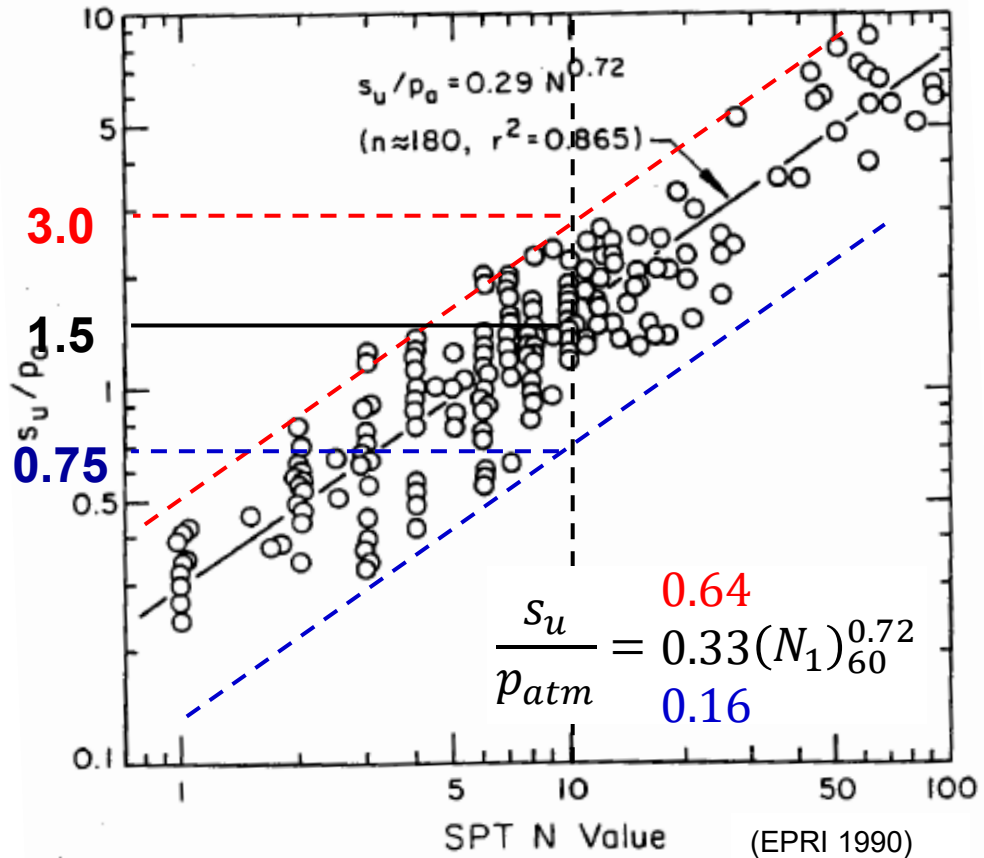


LOS PARÁMETROS DEL TERRENO

Determinación de s_u : no use el SPT

$$s_{u,80\%} = \mu_{s_u} - 0.84 \cdot \sigma_{s_u}$$

- $\mu = 100 \text{ kPa}$
- **SPT** ($COV = 50\%$)
 - $\sigma = 50 \text{ kPa}$
 - $s_{u,80\%} \cong \mathbf{60 \text{ kPa}}$
- **CPT** ($COV = 35\%$)
 - $\sigma = 35 \text{ kPa}$
 - $s_{u,80\%} \cong \mathbf{70 \text{ kPa}}$
- **Triaxial UU** ($COV = 22\%$)
 - $\sigma = 35 \text{ kPa}$
 - $s_{u,80\%} \cong \mathbf{80 \text{ kPa}}$



Las correlaciones entre SPT y s_u deberían ser evitadas

(AASHTO 2017)



Ensayo (terreno)		Terreno	COV	Escala [m]
Resistencia al corte no drenado				
- Correlación con CPT	s_u	C	30 40	
- Correlación con SPT	s_u	C	40 60	
Ángulo de fricción interna				
- Correlación con CPT	ϕ'	S	10 15	
- Correlación con SPT	ϕ'	S	15 20	
Resist. a penet. SPT	N	C, S	25 50	2.4 (v)
Resist. de punta CPT	q_t	C	<20	0.3 (v) 45 (h)
Densidad relativa c/SPT	D_r	S	50 70	

Ensayo (laboratorio)		Terreno	COV	Escala [m]
Humedad natural	ω_n	C, M	8 30	5.7 (v) 170 (h)
Límites Atterberg	ω_L	C, M	6 30	5.2 (v)
Pesos unitarios	γ, γ_d	C, M	<10	1.6 (v)
Densidad relativa	D_r	S	10 40	
Resistencia al corte no drenado				
- Compresión simple	s_u	C	20 55	2.5 (v) 50 (h)
- Triaxial no drenado	s_u	C	10 35	
- TX cons. no drenado	s_u	C	20 45	
Ángulo de fricción (TX)	ϕ'	C, M, S	5 10	

(AASHTO 2017)

FACTOR DE SEGURIDAD

Perspectiva probabilística

Cociente entre la capacidad de carga (nominal) y la carga aplicada (también nominal)

- FoS es un cociente de valores medios (es un criterio de falla)

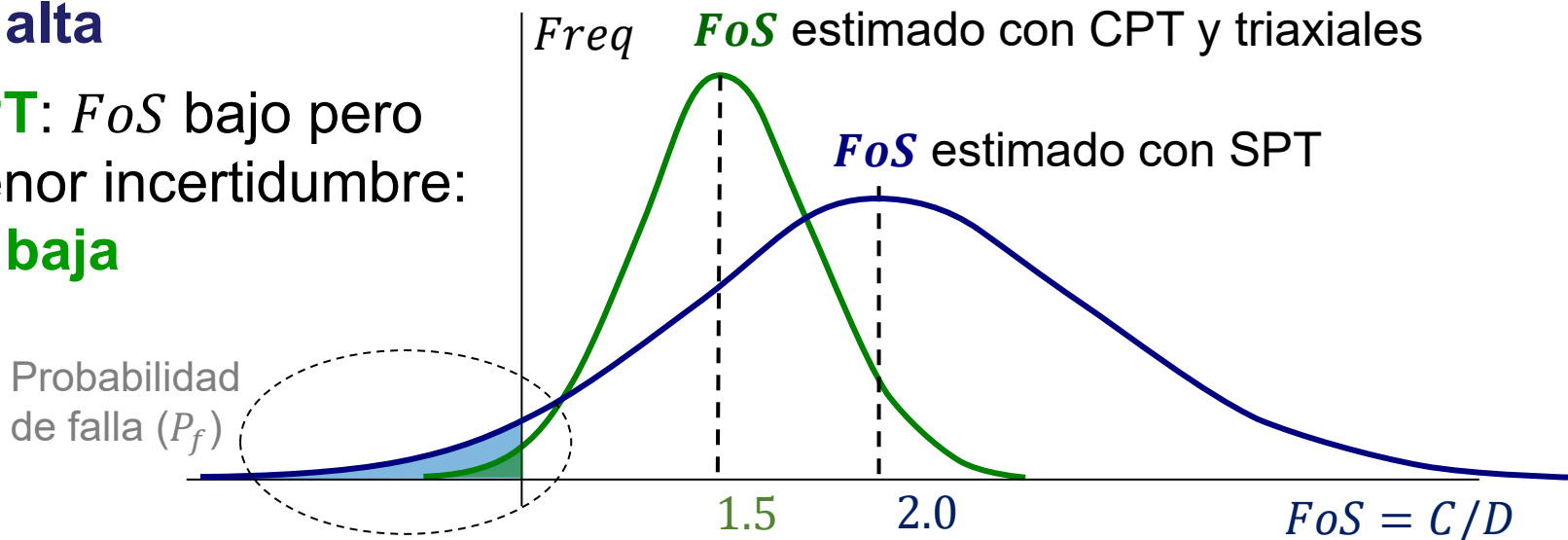
Un mayor FoS no implica una menor P_f

- **SPT:** FoS alto pero mucha incertidumbre:

P_f alta

- **CPT:** FoS bajo pero menor incertidumbre:

P_f baja





PROBABILIDAD DE FALLA (RIESGO TOLERADO) Para taludes

Temporary structures: no potential life loss, low repair cost	0.1
Minimal consequences of failure: high cost to reduce the probability of failure (bench slope or open pit mine)	0.1–0.2
Minimal consequences of failure: repairs can be done when time permits (repair cost is less than cost of reducing probability of failure)	0.01
Existing large cut on interstate highway	0.01–0.02
Large cut on interstate highway to be constructed	<0.01
Lives may be lost when slopes fail	0.001
Acceptable for all slopes	0.0001
Unnecessarily low	<0.00001

(Santamarina 1992 en Salgado 2013)

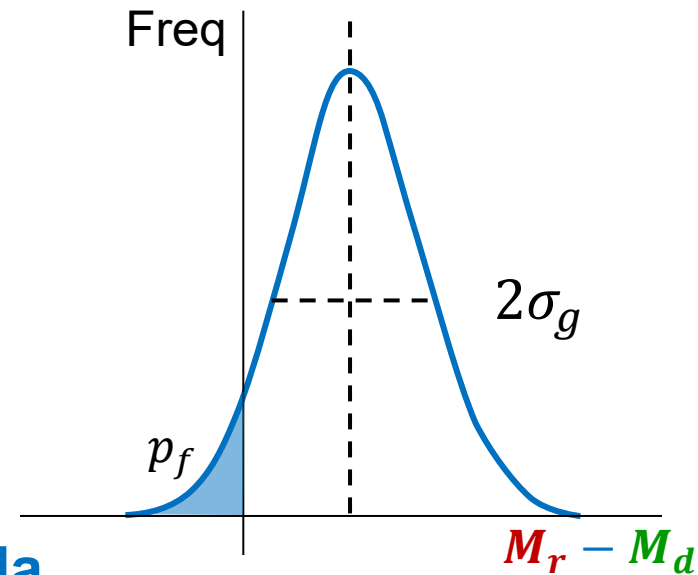
Cálculo de P_f : Método FOSM (First Order Second Moment)

Función de falla: $g = M_r - M_d$

Probabilidad de falla: $P[g < 0]$

Se calcula μ_g y σ_g en función de la media y desvío de variables de entrada

- Se calcula el valor medio μ_g con valores medios de variables
- Se calcula $\alpha_i = \partial g / \partial x_i |_{\mu_i}$
- Se calcula la varianza: $\sigma_g^2 = \sum_n \alpha_i^2 \sigma_i^2$
- Con la función de distribución “elegida” para g y con $\{\mu_g, \sigma_g\}$ se calcula $P_f \cong \Phi[-\mu_g / \sigma_g]$



Ejercicio: Probabilidad de falla de una excavación vertical sin sostenimiento

Datos de entrada (todos con distribución normal)

- Altura: $H = 10.0 \pm 1m$
- Peso unitario: $\gamma = 20 \pm 1kN/m^3$
- Cohesión: $c = 40 \pm 8kPa$
- Ángulo de fricción: $\phi = 30 \pm 2^\circ$



Empuje horizontal (Rankine): $E = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 - 2c\sqrt{K_A}H$

Altura máxima teórica

$$E = 0 \rightarrow H_{max} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} = \frac{4 \cdot 40kPa}{20kN/m^3 \sqrt{1/3}} = 13.9m > 10m$$

¿Usted acepta este diseño? Calcule P_f por el método FOSM

Ejercicio: Probabilidad de falla de una excavación vertical sin sostenimiento

Estamos en problemas

- Función de falla: $g = -E = 2c\sqrt{K_A H} - \frac{1}{2}\gamma K_A H^2$
- Media de la función de falla (con la media de los parámetros):

$$\mu_g = 2 \cdot 40kPa \cdot \sqrt{0.33} \cdot 10m - 0.5 \cdot 20kN/m^3 \cdot 0.33 \cdot (10m)^2 = 129kN/m$$
- Varianza

σ_g^2	γ	c	ϕ	H	$\sigma_g^2 = \Sigma \alpha_i^2 \sigma_i^2$
$\alpha_i = \partial g / \partial x_i$	$-16.7m^2$	$11.6m$	$4.1kN/m^\circ$	$-20.5kN/m^2$	
σ_i	$1kN/m^3$	$8kPa$	2°	$1m$	
$\alpha_i^2 \sigma_i^2$	278	8538	67	415	9298

- Desvío standard: $\sigma_g = 96 kN/m$
- **Probabilidad de falla: $P_f \cong \Phi[-\mu_g/\sigma_g] \cong \Phi[-129/96] = 9\%$**

Ejercicio: Probabilidad de falla de una excavación vertical sin sostenimiento

Más ensayos geotécnicos

- Parecía un diseño seguro ($H_{max} = 13.9m > H = 10m$)
- La probabilidad de falla es intolerablemente alta ($P_f = 9\%$)
- **La mayor incertidumbre la introduce la cohesión**
- Nuevos ensayos producen $c = 35 \pm 2kPa$ **¿una mala noticia?**

σ_g^2	γ	c	ϕ	H	$\sigma_g^2 = \Sigma \alpha_i^2 \sigma_i^2$
$\alpha_i = \partial g / \partial x_i$	$-16.7m^2$	$11.6m$	$4.1kN/m^\circ$	$-20.5kN/m^2$	
σ_i	$1kN/m^3$	$8kPa$	2°	$1m$	
$\alpha_i^2 \sigma_i^2$	278	8538	67	415	9298

Ejercicio: Probabilidad de falla de una excavación vertical sin sostenimiento

Mejor malo conocido...

- Parecía un diseño seguro ($H_{max} = 13.9m > H = 10m$)
- La probabilidad de falla es intolerablemente alta ($P_f = 9\%$)
- **La mayor incertidumbre la introduce la cohesión**
- Nuevos ensayos producen $c = 35 \pm 2kPa$ **una buena noticia**

σ_g^2	γ	c	ϕ	H	$\sigma_g^2 = \Sigma \alpha_i^2 \sigma_i^2$
$\alpha_i = \partial g / \partial x_i$	$-16.7m^2$	$11.6m$	$5.3kN/m^\circ$	$-26.3kN/m^2$	
σ_i	$1kN/m^3$	$2kPa$	2°	$1m$	
$\alpha_i^2 \sigma_i^2$	278	538	112	692	1620

- **Antes:** $c = 40 \pm 8kPa \rightarrow g = 129 \pm 96 kN/m \rightarrow P_f = 9\%$
- **Ahora:** $c = 35 \pm 2kPa \rightarrow g = 70 \pm 40 kN/m \rightarrow P_f = 4\%$



EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. **SOBRECARGAS**
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. BIBLIOGRAFÍA

SOBRECARGAS

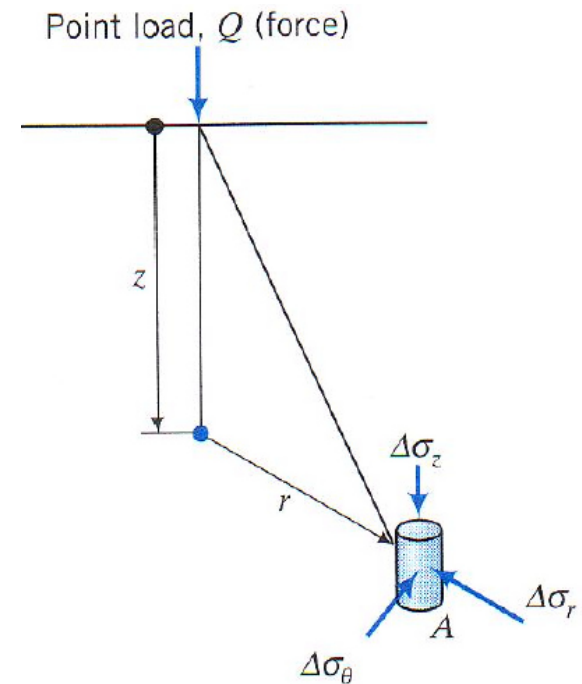
Teoría de Boussinesq para carga puntual

Hipótesis

- El terreno es un sólido elástico tridimensional semi-infinito con parámetros elásticos constantes
- Se aplica una carga concentrada normal a la superficie del terreno

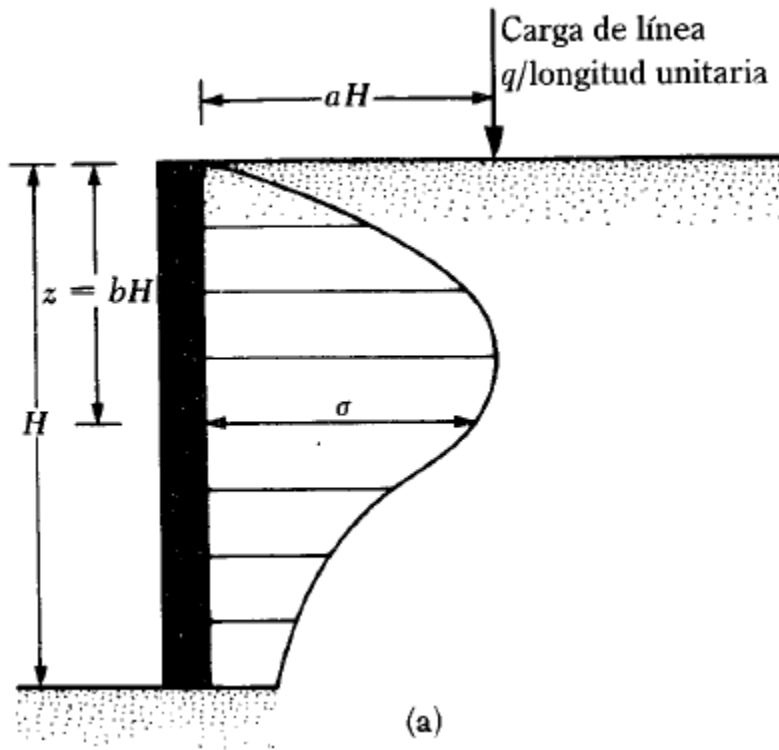
$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{5/2}$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left(\frac{3r^2z}{\sqrt{(r^2 + z^2)^5}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right)$$



SOBRECARGAS

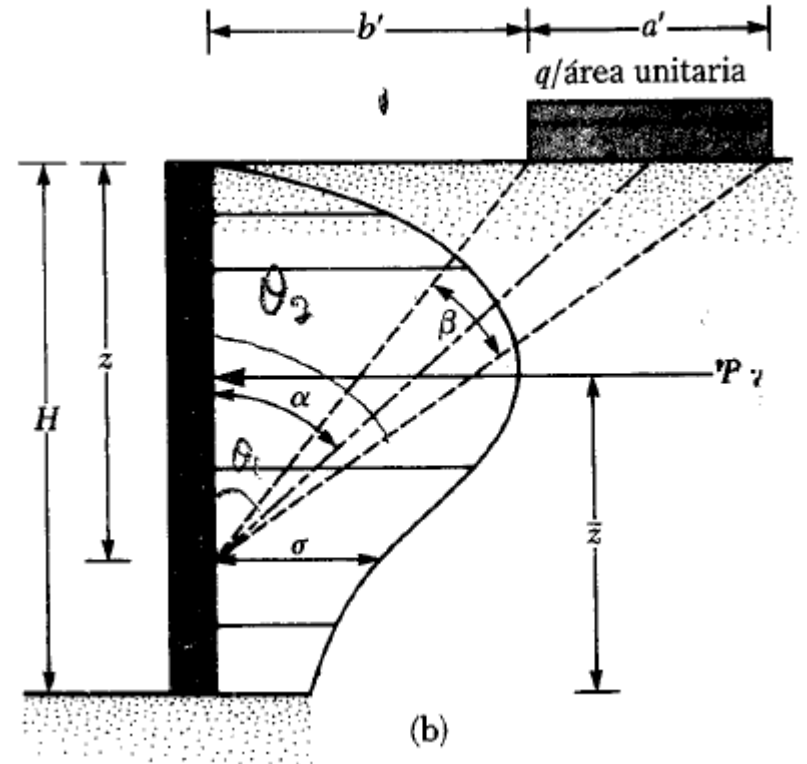
Sobrecargas lineales



$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad \text{para } a > 0,4$$

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0,203 b}{(0,16 + b^2)^2} \quad \text{para } a \leq 0,4$$

Sobrecargas superficiales finitas



$$\sigma = \frac{Fq}{\pi} (\beta - \text{sen}(\beta) \cos(2\alpha))$$

NOTA: El factor "F" debe estar en un rango desde 1 si se considera al muro como flexible hasta 2 si se considera como rígido.



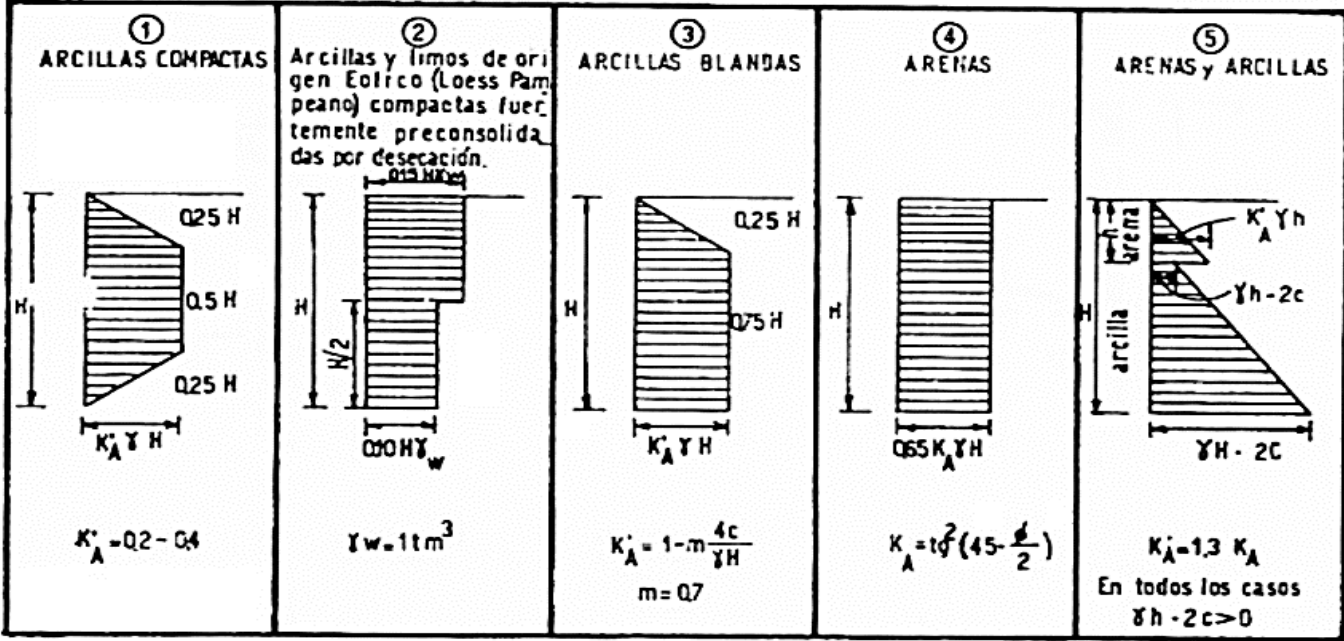
EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. SOBRECARGAS
5. **DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN**
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. BIBLIOGRAFÍA

DIAGRAMAS MÍNIMOS DEL C.E.

DIAGRAMAS DE EMPUJE

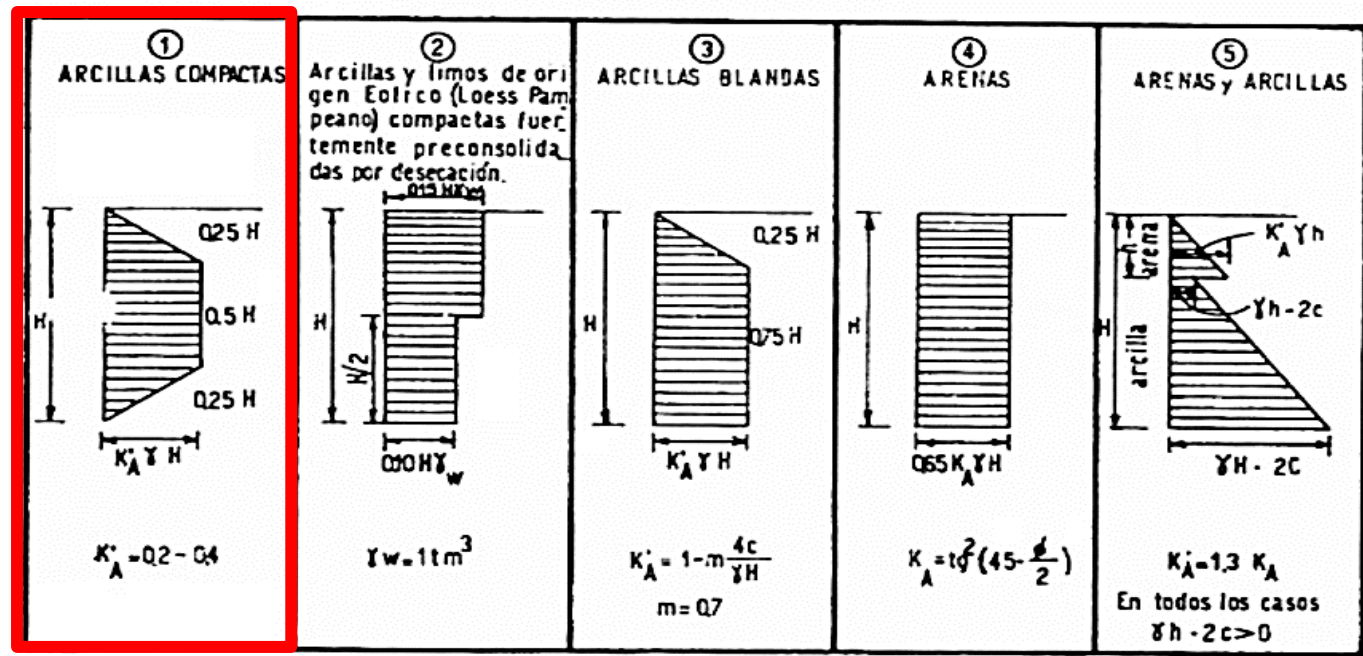


F. 8.1.6 a)

“Para calcular los empujes ejercidos sobre paredes rígidas de sostén impedidas de rotar por su apoyo inferior o desplazarse, se aplicarán los diagramas (1), (2), (3), y (4) de la figura anterior. Cuando por el tipo de vinculación, la estructura de contención permita una rotación por la base o un desplazamiento como en los muros de sostenimiento con coronamiento libre, el empuje se determinará utilizando el diagrama (5). Para los suelos por debajo de la napa freática, deberá considerarse el empuje que ejerza el agua”.

DIAGRAMAS MÍNIMOS DEL C.E.

DIAGRAMAS DE EMPUJE



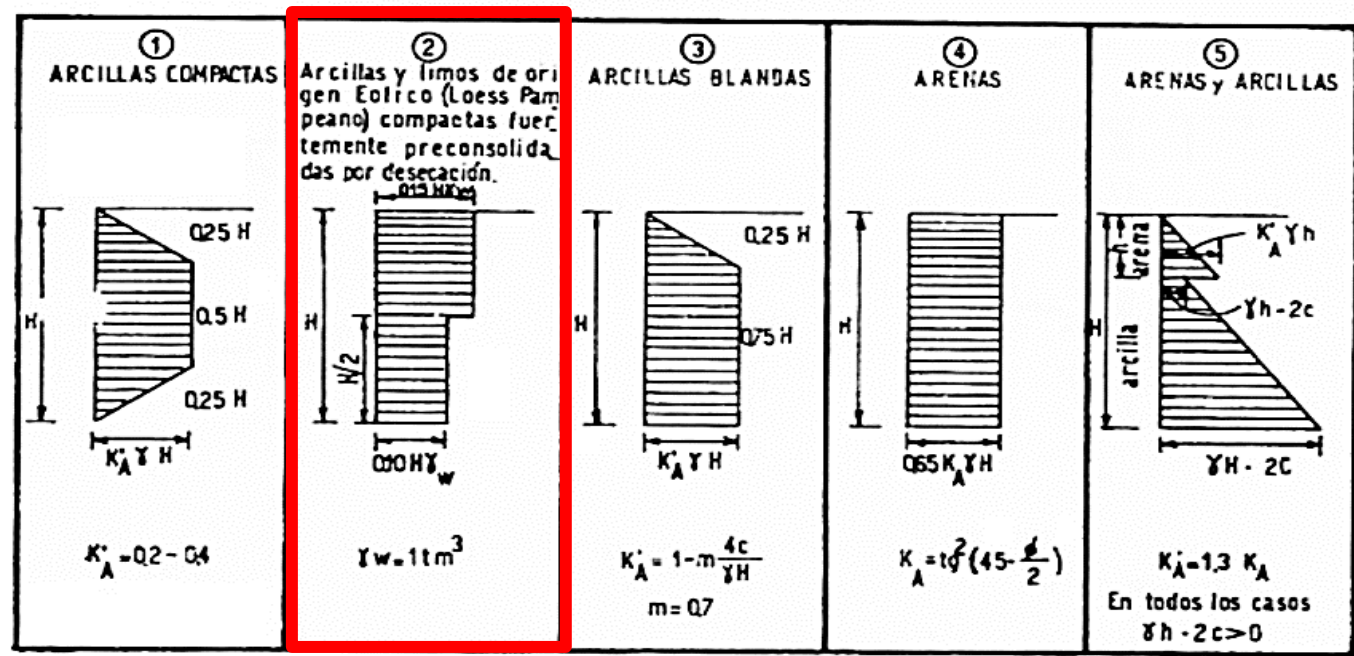
F. 8.1.6 a)

Diagrama 1: Arcillas compactas a muy compactas

Se utiliza cuando los suelos que se intervienen con la excavación son finos (limos y/o arcillas) con un alto grado de compactación. Una arcilla es compacta cuando los valores del SPT (N60) están entre 8 y 30 golpes aproximadamente. Los valores de K_A van desde 0,2 a 0,4 en función de la calidad del entibamiento, tanto en sus materiales como en su ejecución.

DIAGRAMAS MÍNIMOS DEL C.E.

DIAGRAMAS DE EMPUJE



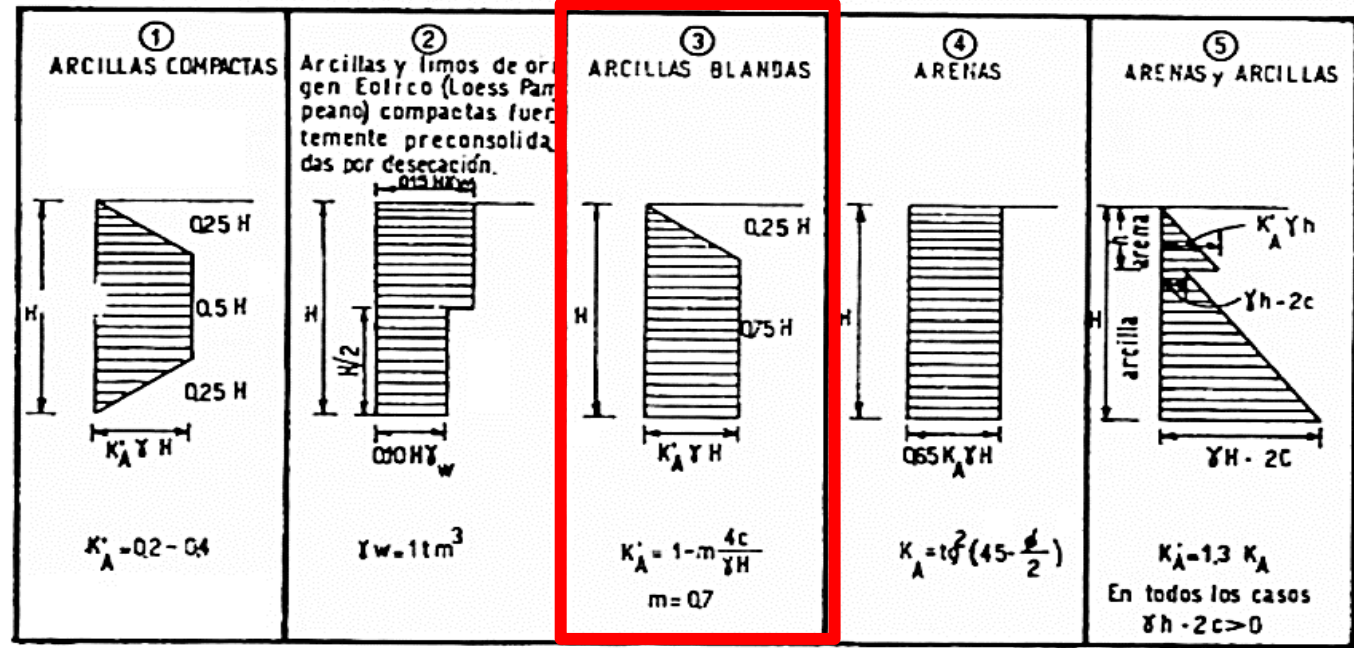
F. 8.1.6 a)

Diagrama 2: Arcillas duras fuertemente preconsolidadas por desecación

Se utiliza cuando se tienen suelos fuertemente preconsolidados. Las arcillas duras son aquellas con valores de SPT (N60) superiores a 30 golpes. Se construye a partir de considerar una fisura que alcanza la mitad de la altura de la excavación y que se encuentra llena de agua, de manera que se produce un empuje hidrostático. La resultante de ese diagrama se descompone en los dos diagramas rectangulares.

DIAGRAMAS MÍNIMOS DEL C.E.

DIAGRAMAS DE EMPUJE



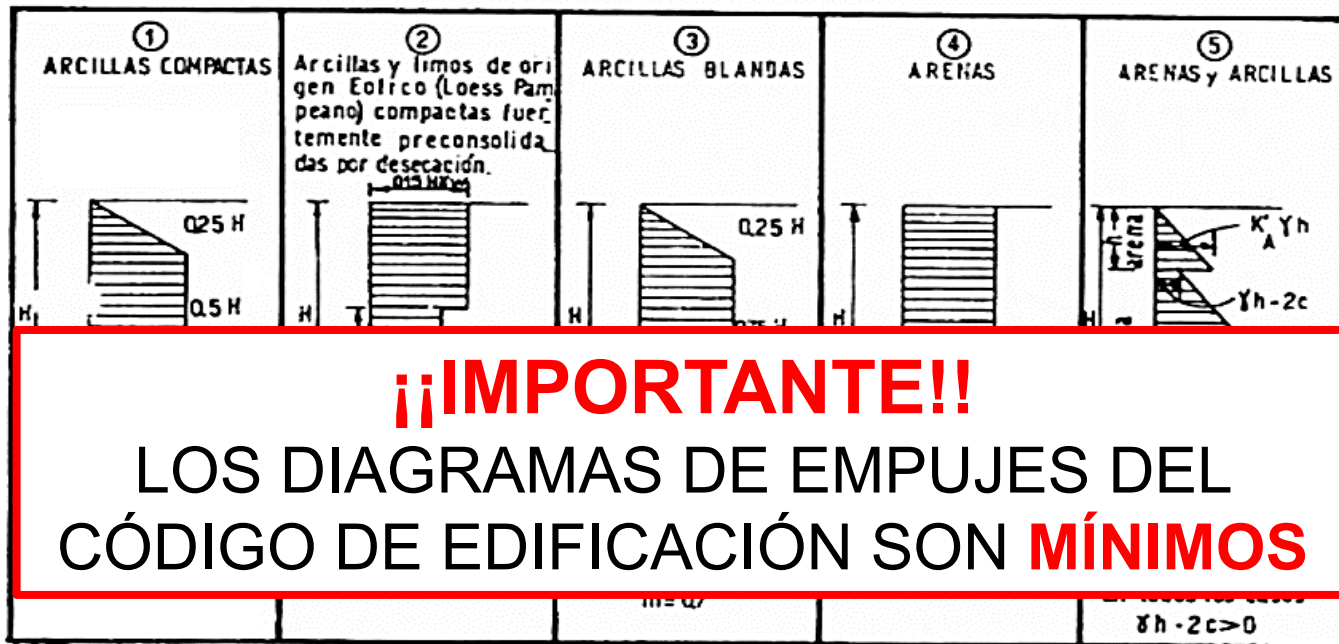
F. 8.1.6 a)

Diagrama 3: Arcillas blandas a medianamente compactas

Se utiliza cuando los suelos intervenidos por la excavación son finos blandos o “medianamente compactos”. Suelen tener muy bajos valores de SPT. Por lo general se encuentran saturados y se puede inferir que el ángulo de fricción interna es nulo. Se obtiene una expresión con una reducción del valor de la cohesión, teniendo en cuenta la posibilidad de que por debajo de los niveles de la excavación puede continuar el nivel de suelos arcillosos blandos y podría producirse una falla por levantamiento del fondo.

DIAGRAMAS MÍNIMOS DEL C.E.

DIAGRAMAS DE EMPUJE

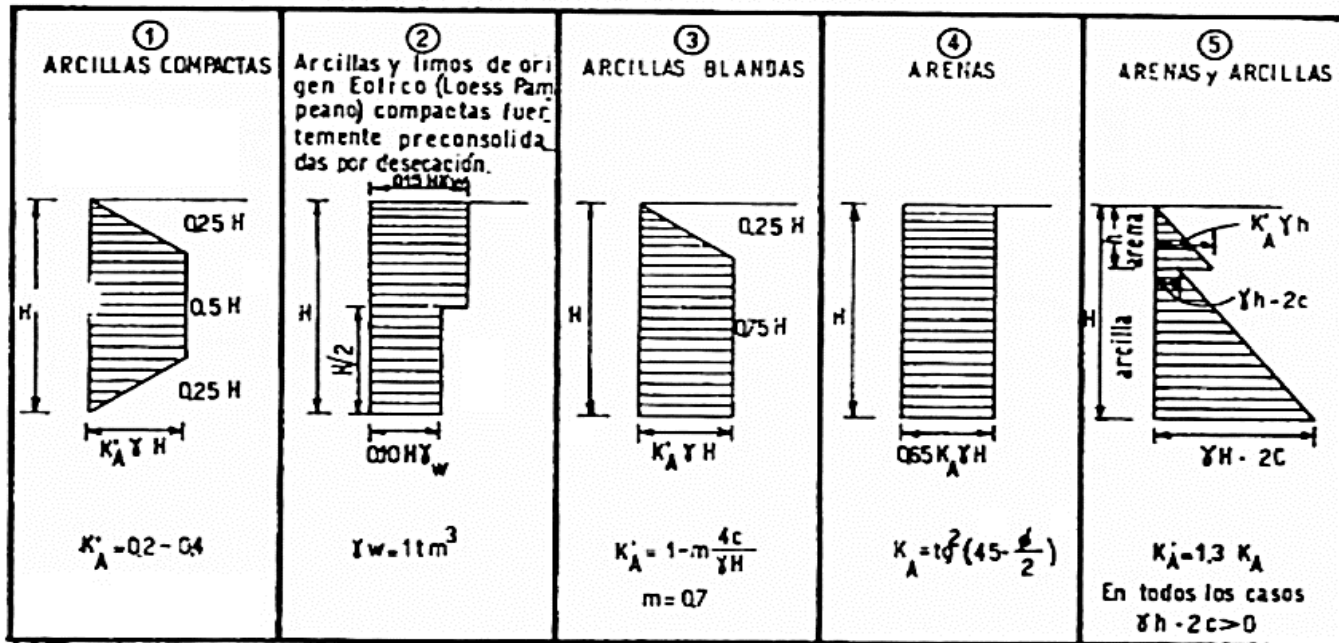


F. 8.1.6 a)

“Para calcular los empujes ejercidos sobre paredes rígidas de sostén impedidas de rotar por su apoyo inferior o desplazarse, se aplicarán los diagramas (1), (2), (3), y (4) de la figura anterior. Cuando por el tipo de vinculación, la estructura de contención permita una rotación por la base o un desplazamiento como en los muros de sostenimiento con coronamiento libre, el empuje se determinará utilizando el diagrama (5). Para los suelos por debajo de la napa freática, deberá considerarse el empuje que ejerza el agua”.

DIAGRAMAS MÍNIMOS DEL C.E.

DIAGRAMAS DE EMPUJE



F. 8.1.6 a)

Solución simplificada del problema de interacción suelo –estructura para estructuras apuntaladas o ancladas:

Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes.

- Se calcula el empuje en función del procedimiento constructivo.
- Se compara con el empuje mínimo reglamentario.
- Se diseña con el mayor de ambos.

Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

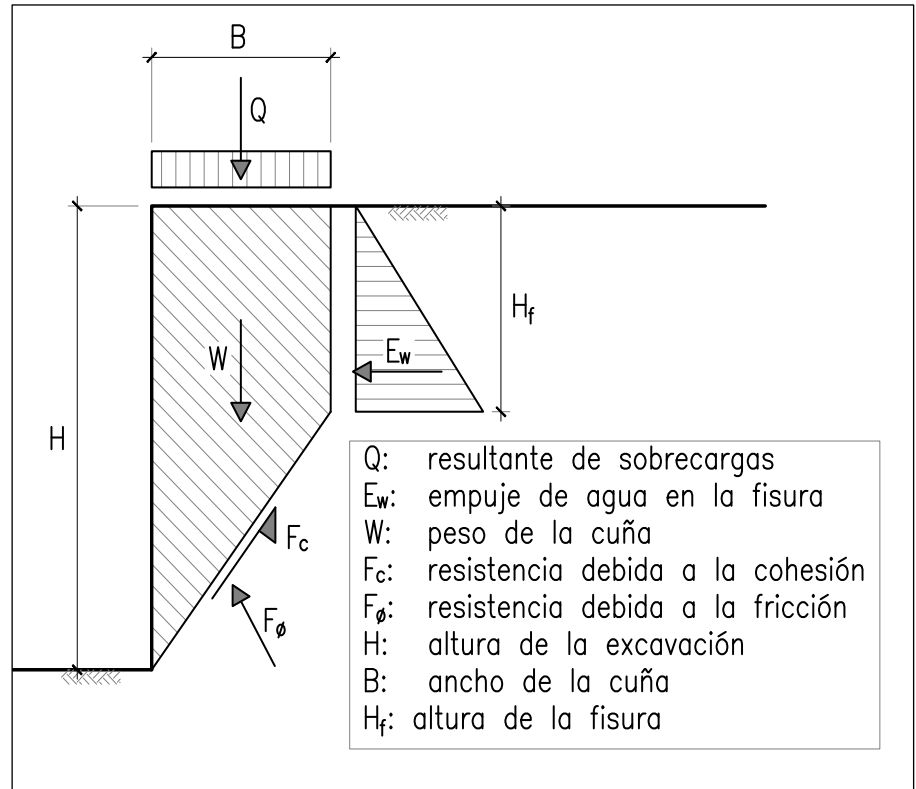
- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid Mov = 100\%$$

$$H = 5 \text{ m} \mid 7 \text{ m} \mid 10 \text{ m} \mid 12 \text{ m}$$

Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

- Ancho mínimo de la cuña
 $B \geq H/5$;
- Profundidad de fisura
 $0 \leq H_f \leq H_{f,max} \leq H/2$;
- Se considera una fisura de profundidad H_f que puede estar – o no – llena con agua;
- Se considera una sobrecarga uniforme en superficie q que actúa en todo el ancho de la cuña.



Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid Mov = 100\%$$

$$H = 5 \text{ m} \mid 7 \text{ m} \mid 10 \text{ m} \mid 12 \text{ m}$$

Cálculo	5 m	7 m	10 m	12 m
Coulomb	16kN/m	57kN/m	167kN/m	272kN/m
Emp. Mínimo (2)	31kN/m	61kN/m	125kN/m	180kN/m
Rankine	–	34 kN/m	143kN/m	248 kN/m

Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid H = 7 \text{ m} \mid K_0 = 0.50$$

$$Mov = 50\% \mid 75\% \mid 100\%$$

Cálculo	50%	75%	100%
Coulomb	130 <i>kN/m</i>	90 <i>kN/m</i>	58 <i>kN/m</i>
Emp. Mínimo (2)	61 <i>kN/m</i>	61 <i>kN/m</i>	61 <i>kN/m</i>
Rankine	34 <i>kN/m</i>	34 <i>kN/m</i>	34 <i>kN/m</i>



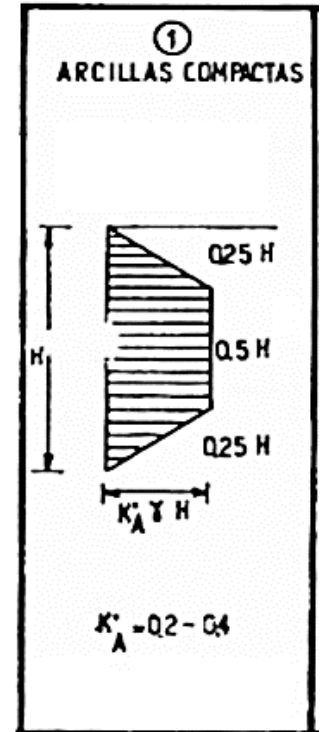
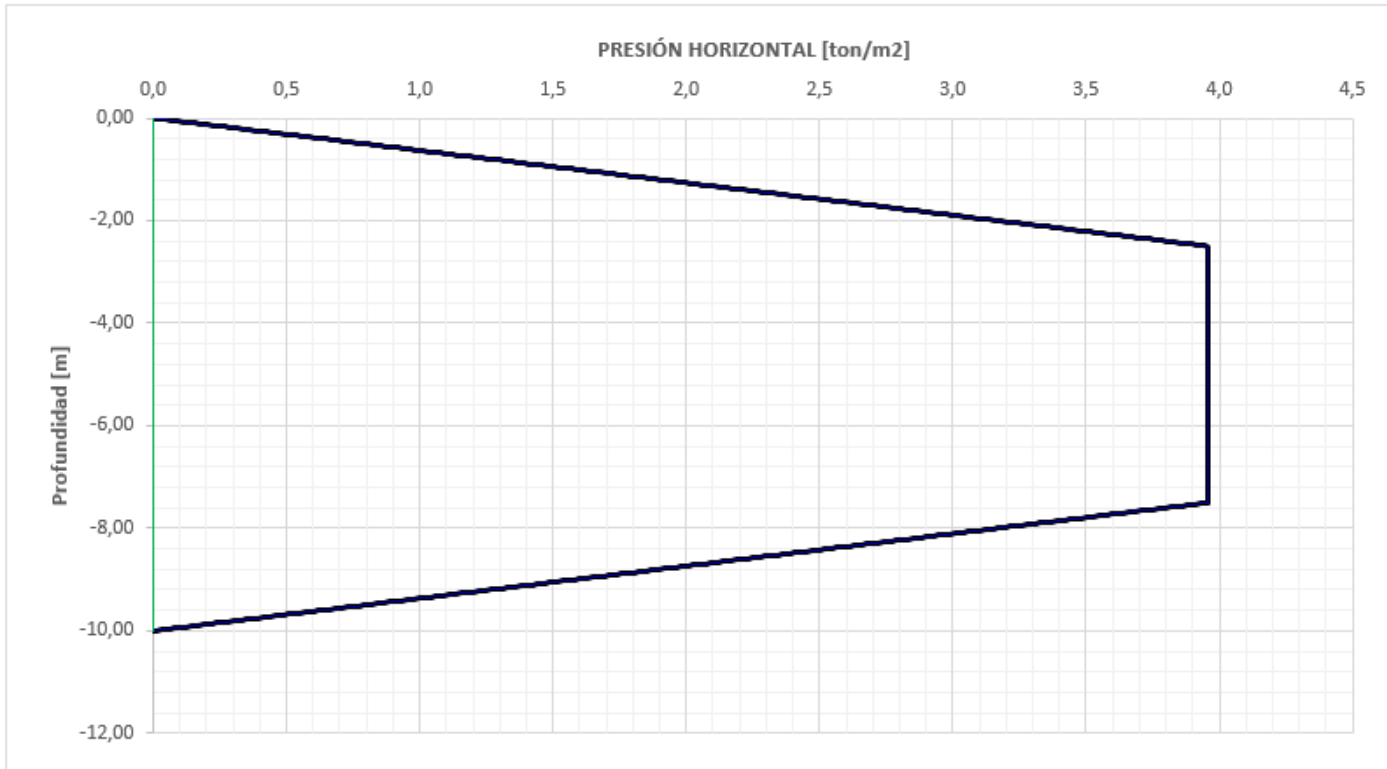
EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. SOBRECARGAS
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
- 6. EJEMPLOS NUMÉRICOS**
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. BIBLIOGRAFÍA

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



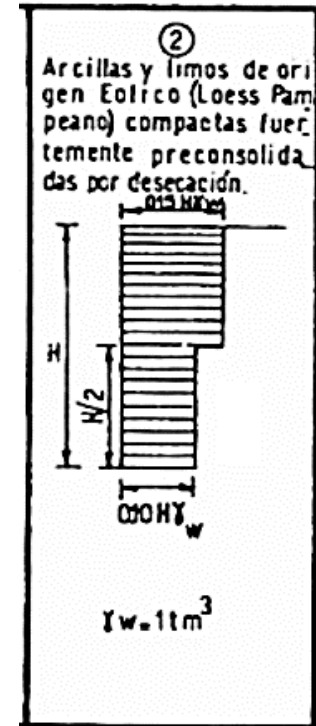
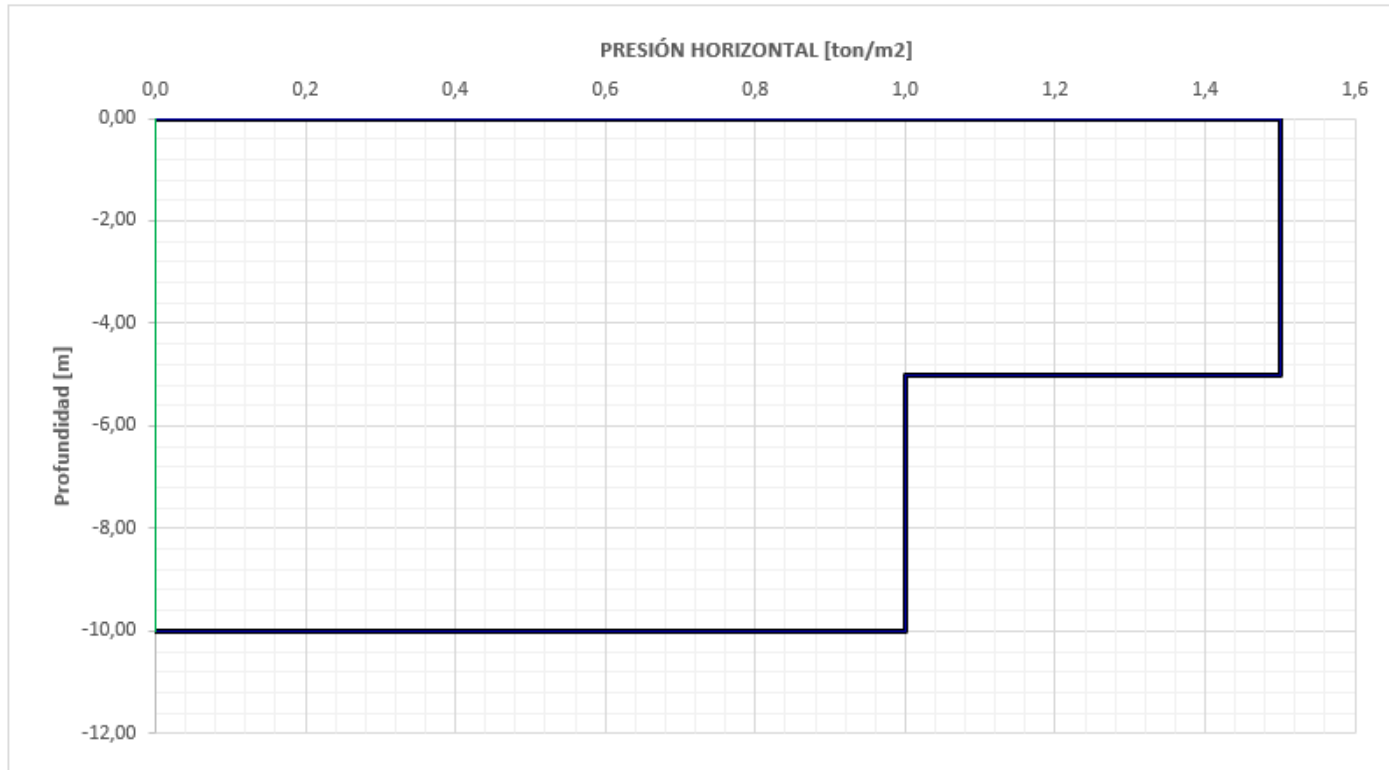
$$H = 10,00 \text{ m}$$

$$K_A = 0,22$$

$$\gamma = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

EJEMPLOS NUMÉRICOS

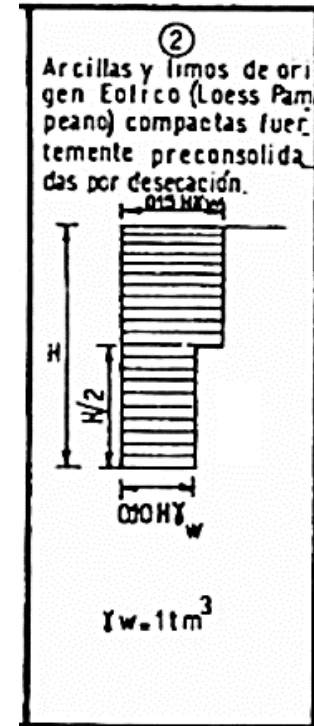
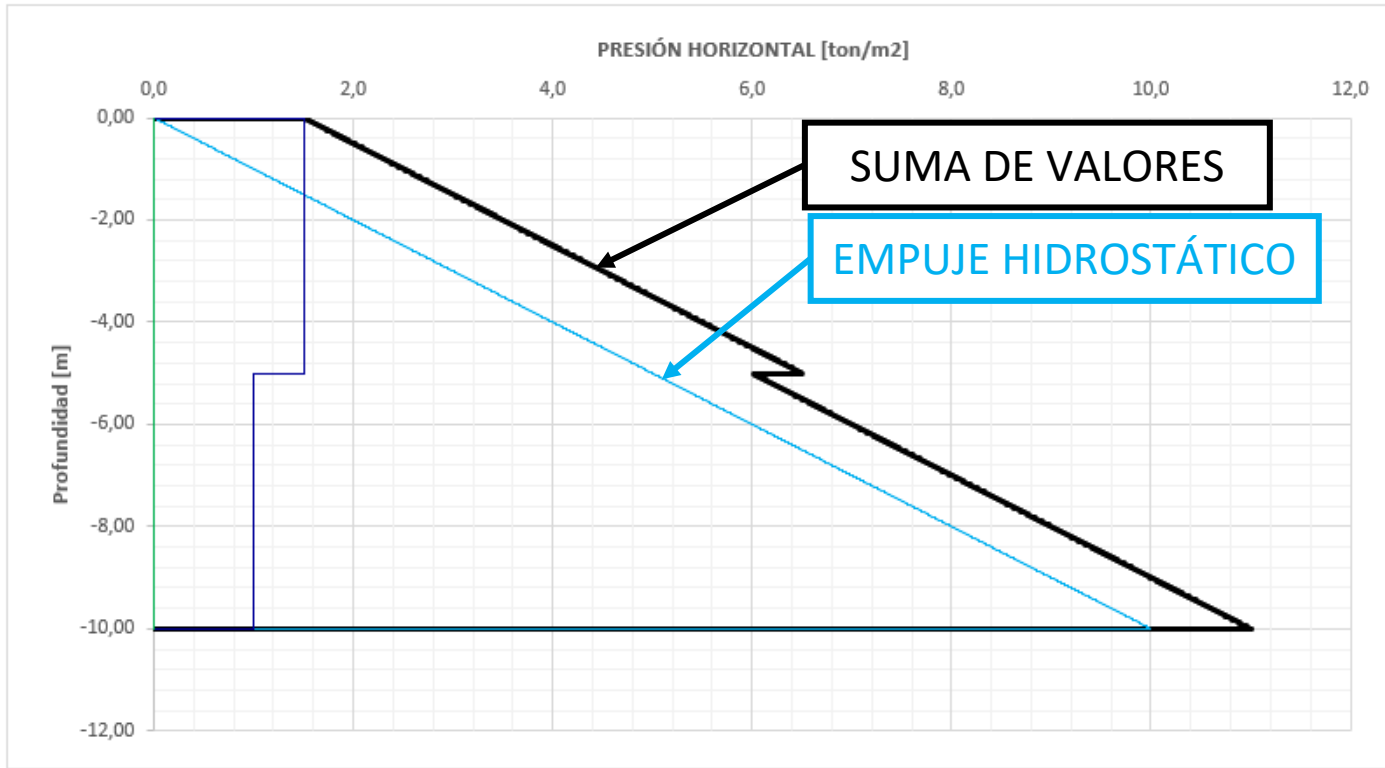
DIAGRAMAS DE EMPUJES



$H = 10,00 \text{ m}$

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES

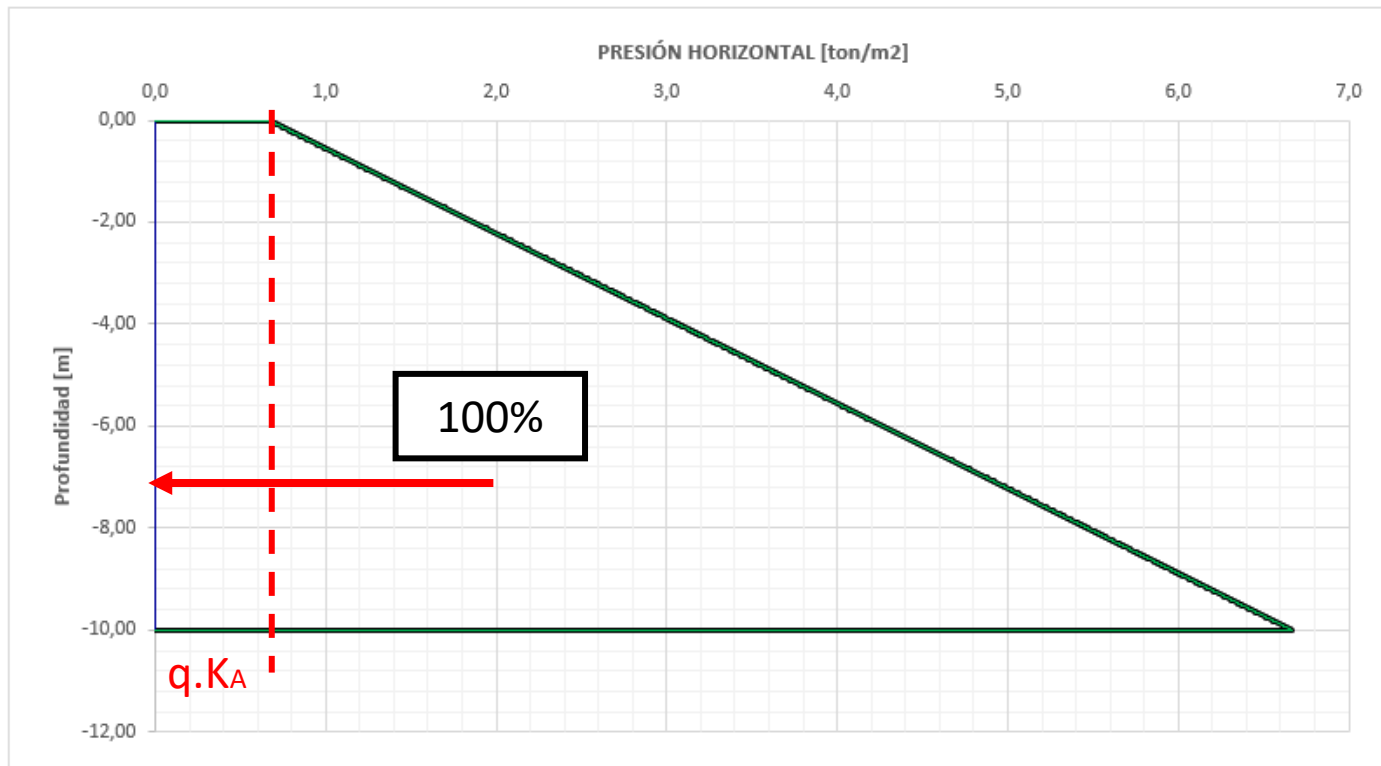


$H = 10,00 \text{ m}$

$H_w = 0,00 \text{ m}$

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES

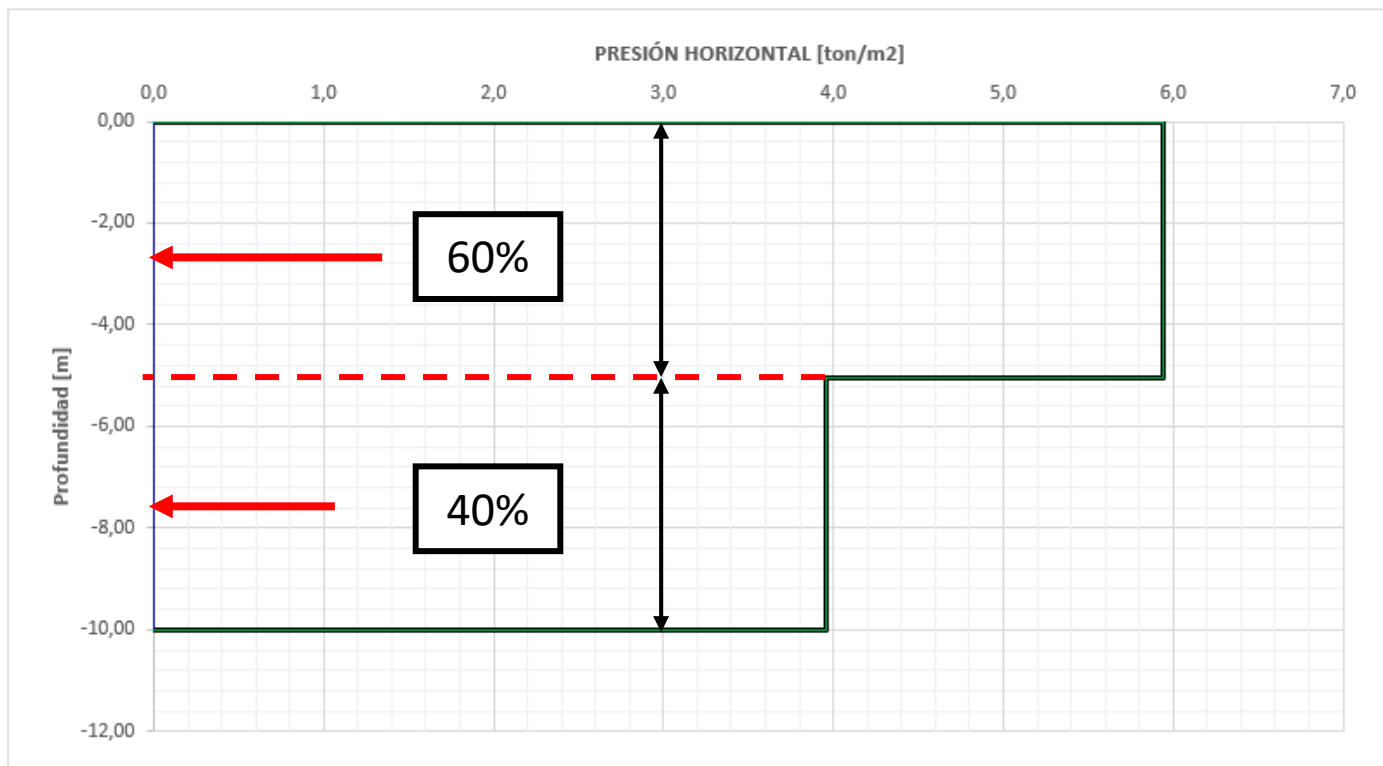


$H = 10,00$ m
 $H_w = -15,00$ m
 $\gamma = 1,80$ ton/m³
 $\phi = 30^\circ$
 $K_A = 0,33$
 $q = 2,00$ ton/m²
 $c = 0,00$ ton/m²

Importante: “q” es una carga superficial de ancho “infinito”.

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



$$H = 10,00 \text{ m}$$

$$H_w = -15,00 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,80 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_o = 0,50$$

$$q = 2,00 \text{ ton/m}^2$$

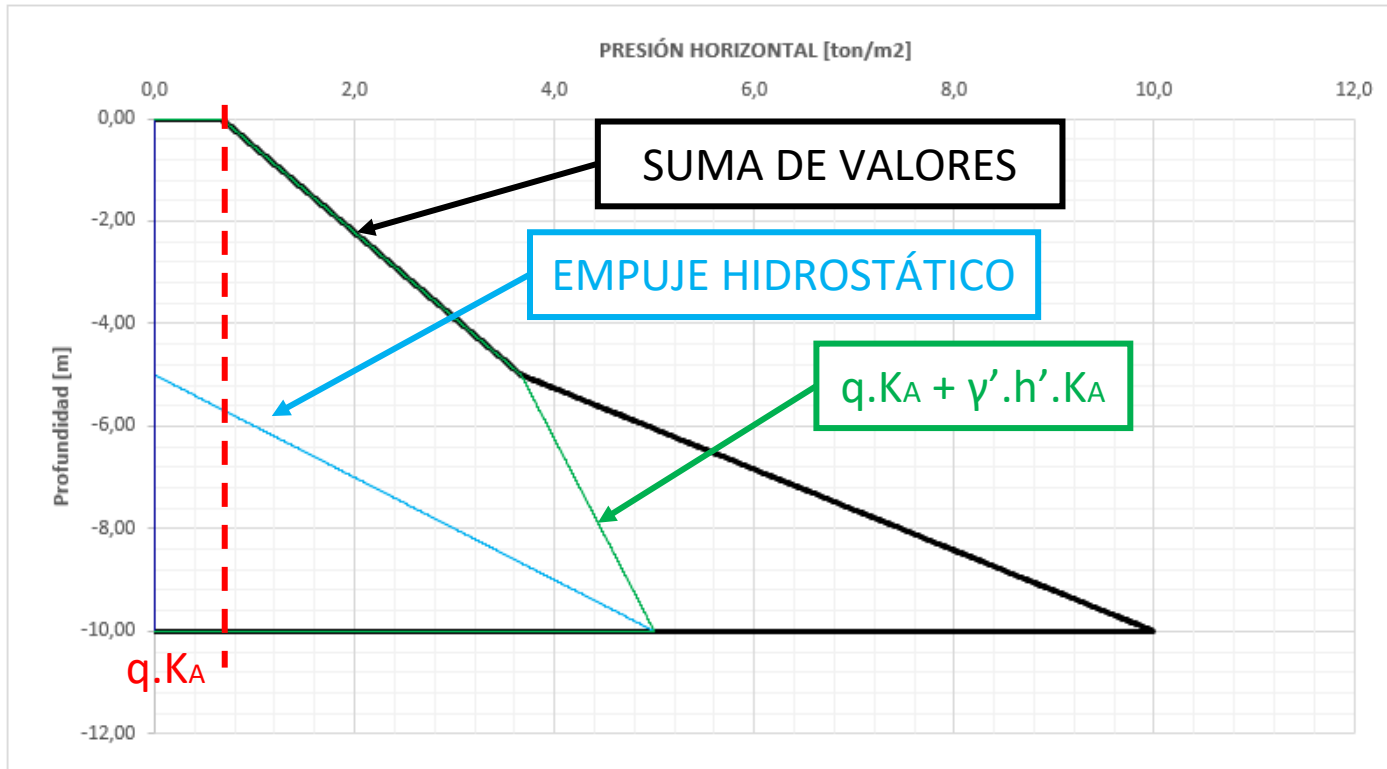
$$c = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

Diagrama distribuido tomando la misma resultante de Rankine:

1. Cálculo de Rankine “triangular” (presión vertical proporcional a la profundidad)
2. Cálculo de la resultante horizontal y distribución según porcentajes
3. Distribución de las resultantes en la profundidad sobre la que actúan

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



$H = 10,00$ m

$H_w = -5,00$ m

$\gamma = 1,80$ ton/m^3

$\phi = 30^\circ$

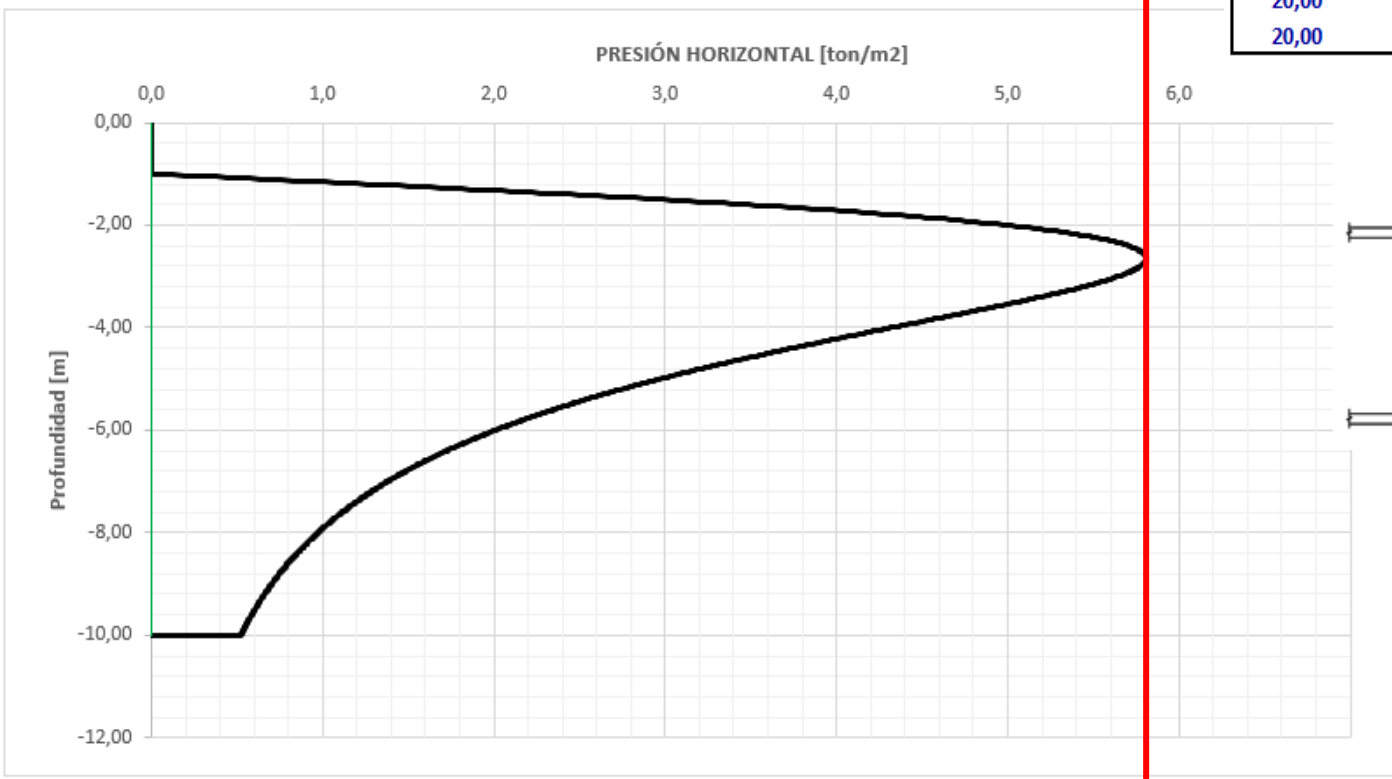
$K_A = 0,33$

$q = 2,00$ ton/m^2

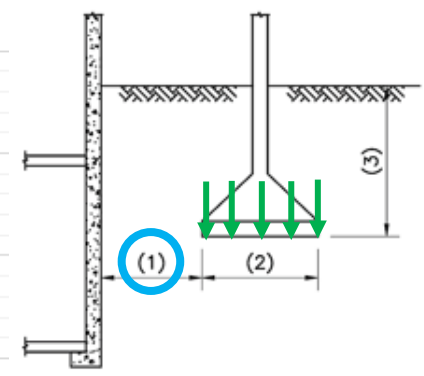
$c = 0,00$ ton/m^2

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



Carga [ton/m ²]	Distancia a tabique (1) [m]	Ancho de la carga (2) [m]	Profundidad de la carga (3) [m]
0,00	0,00	2,00	-1,00
20,00	2,00	2,00	-1,00
20,00	5,00	2,00	-1,00
20,00	10,00	2,00	-1,00

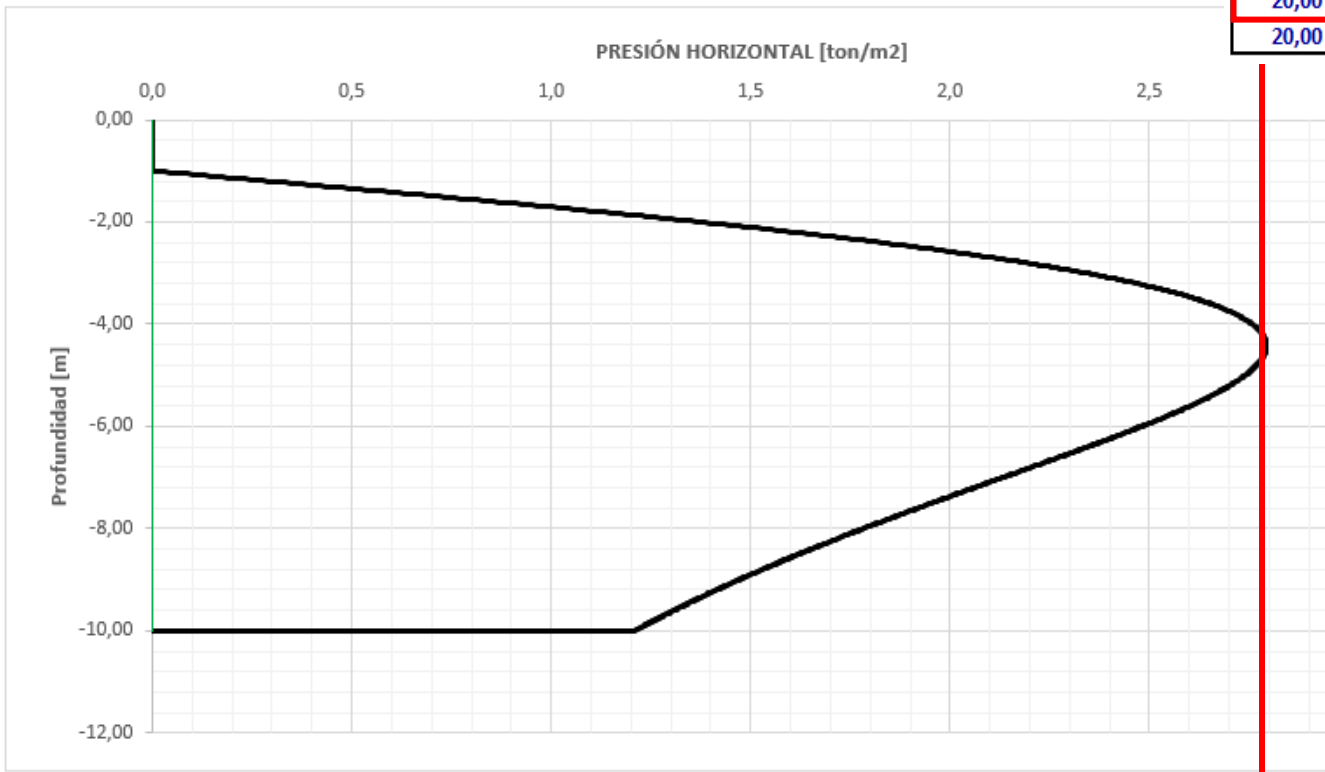


Valor Máximo = 5,80 ton/m²

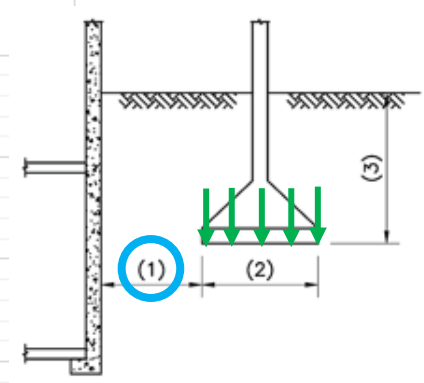


EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



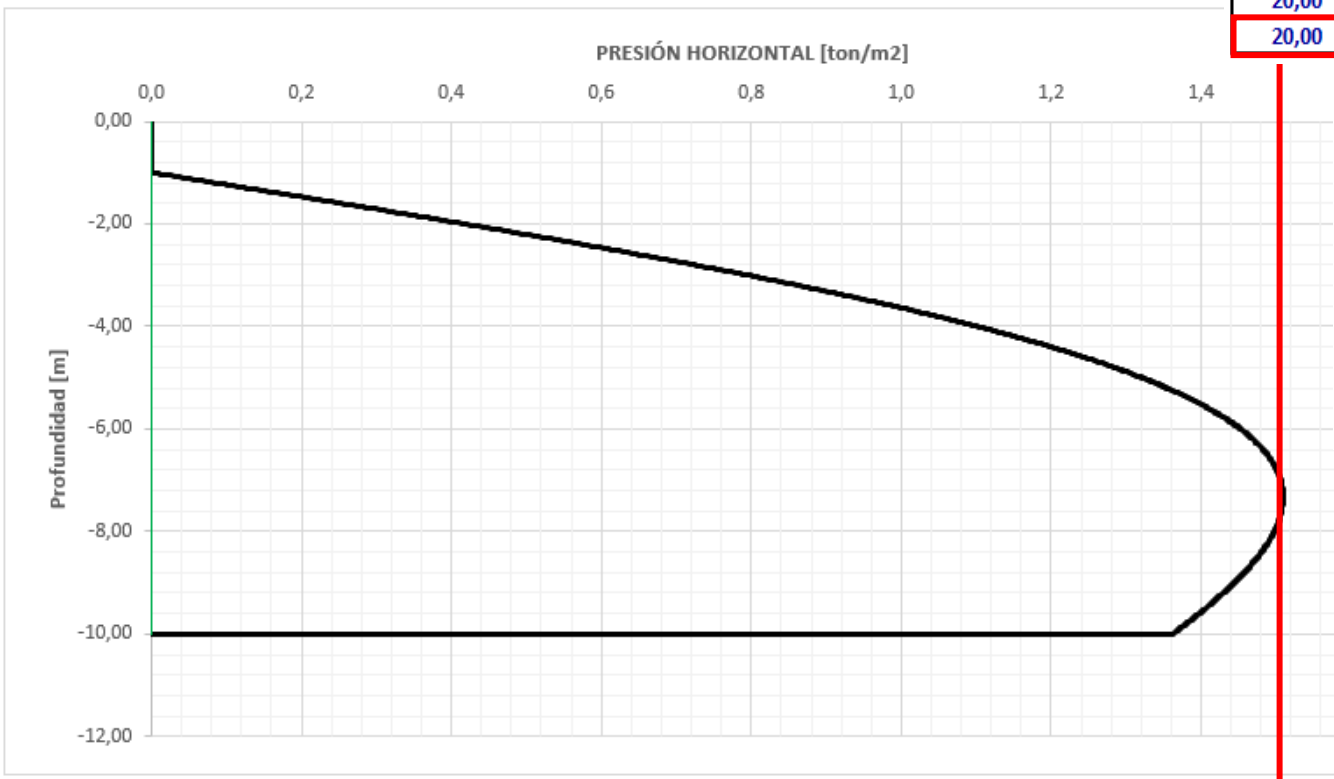
Carga [ton/m ²]	Distancia a tabique (1) [m]	Ancho de la carga (2) [m]	Profundidad de la carga (3) [m]
0,00	0,00	2,00	-1,00
20,00	2,00	2,00	-1,00
20,00	5,00	2,00	-1,00
20,00	10,00	2,00	-1,00



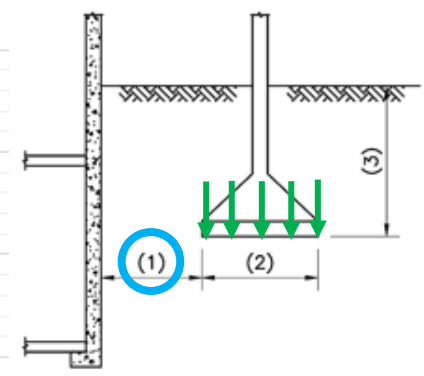
Valor Máximo = 2,80 ton/m²

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



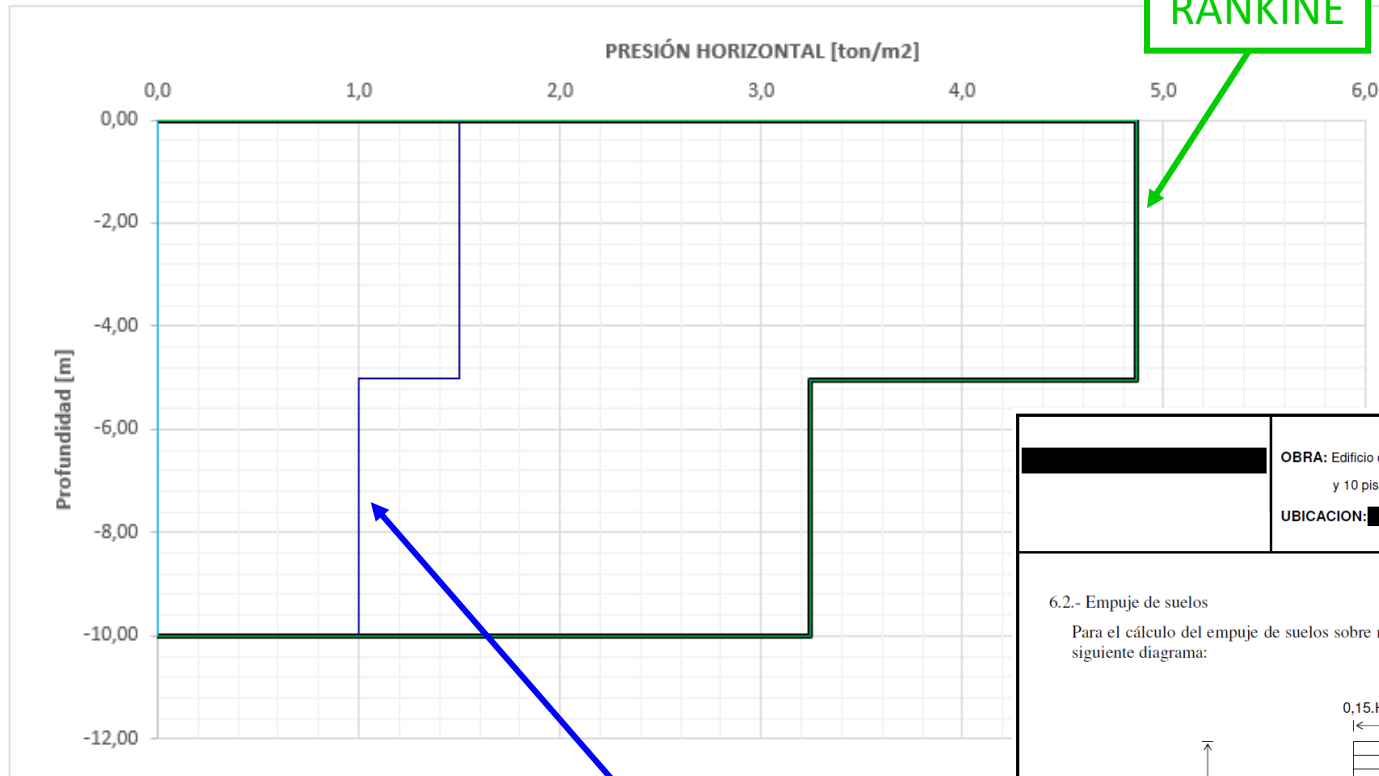
Carga	Distancia a tabique	Ancho de la carga	Profundidad de la carga
[ton/m ²]	(1) [m]	(2) [m]	(3) [m]
0,00	0,00	2,00	-1,00
20,00	2,00	2,00	-1,00
20,00	5,00	2,00	-1,00
20,00	10,00	2,00	-1,00



Valor Máximo = 1,58 ton/m²

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



$H = 10,00 \text{ m}$

~~$H_w = 4,00 \text{ m}$~~

$\gamma = 1,80 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 30^\circ$

$K_o = 0,50$

$q = 0,00 \text{ ton/m}^2$

$c = 0,00 \text{ ton/m}^2$

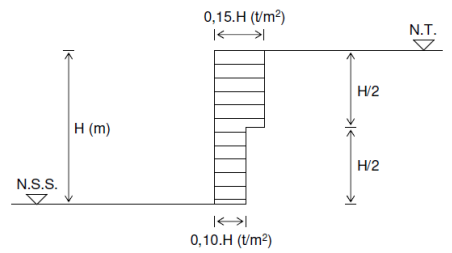
ESTUDIO DE SUELOS

RANKINE

	OBRA: Edificio de 3 ó 4 subsuelos, planta baja y 10 pisos	Hoja 5 de 11 hojas
	UBICACION: [REDACTED]	Informe N° [REDACTED]

6.2.- Empuje de suelos

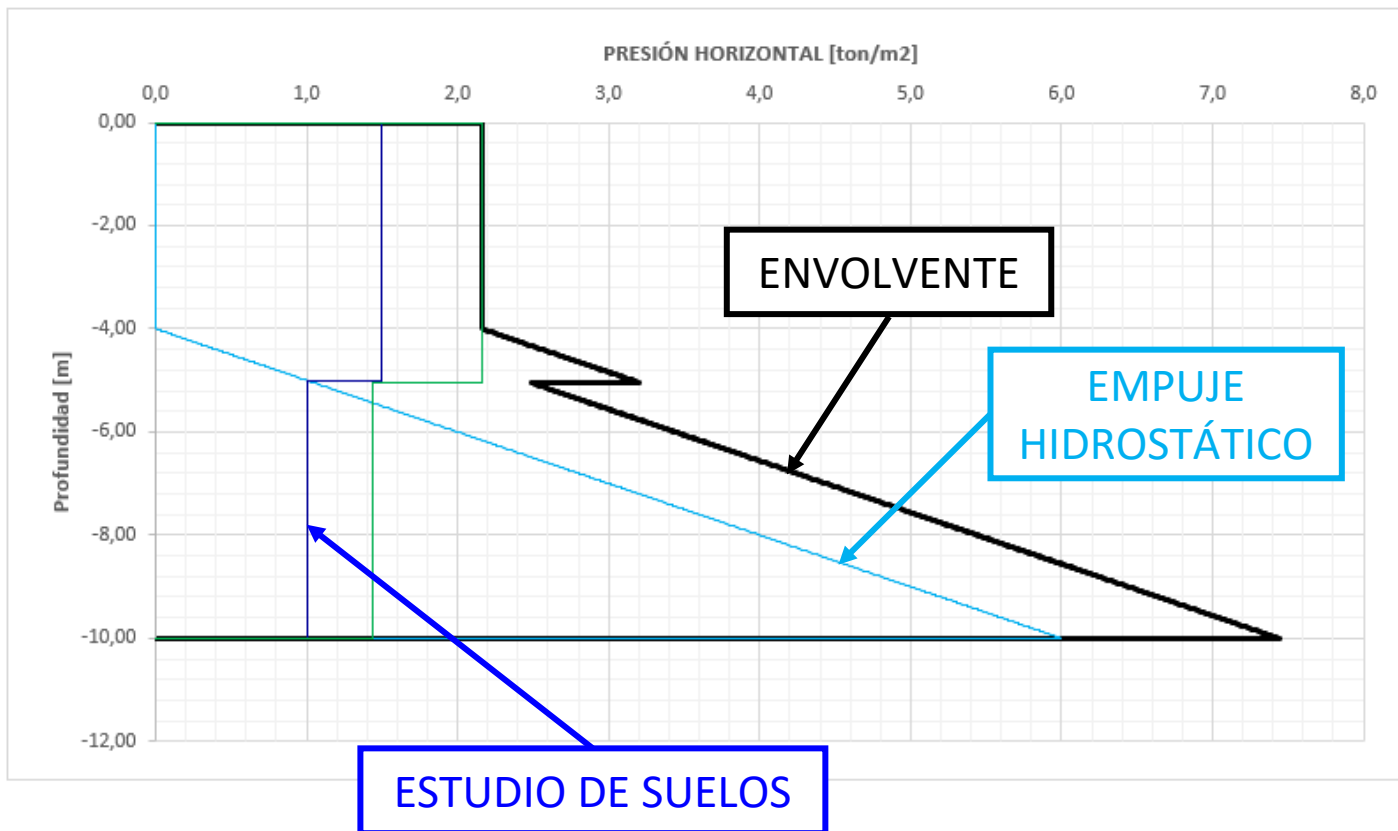
Para el cálculo del empuje de suelos sobre muros laterales en subsuelos, se podrá utilizar el siguiente diagrama:



Al cual se adicionará el correspondiente empuje hidrostático.-

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



$H = 10,00 \text{ m}$

$H_w = -4,00 \text{ m}$

$\gamma = 1,80 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 30^\circ$

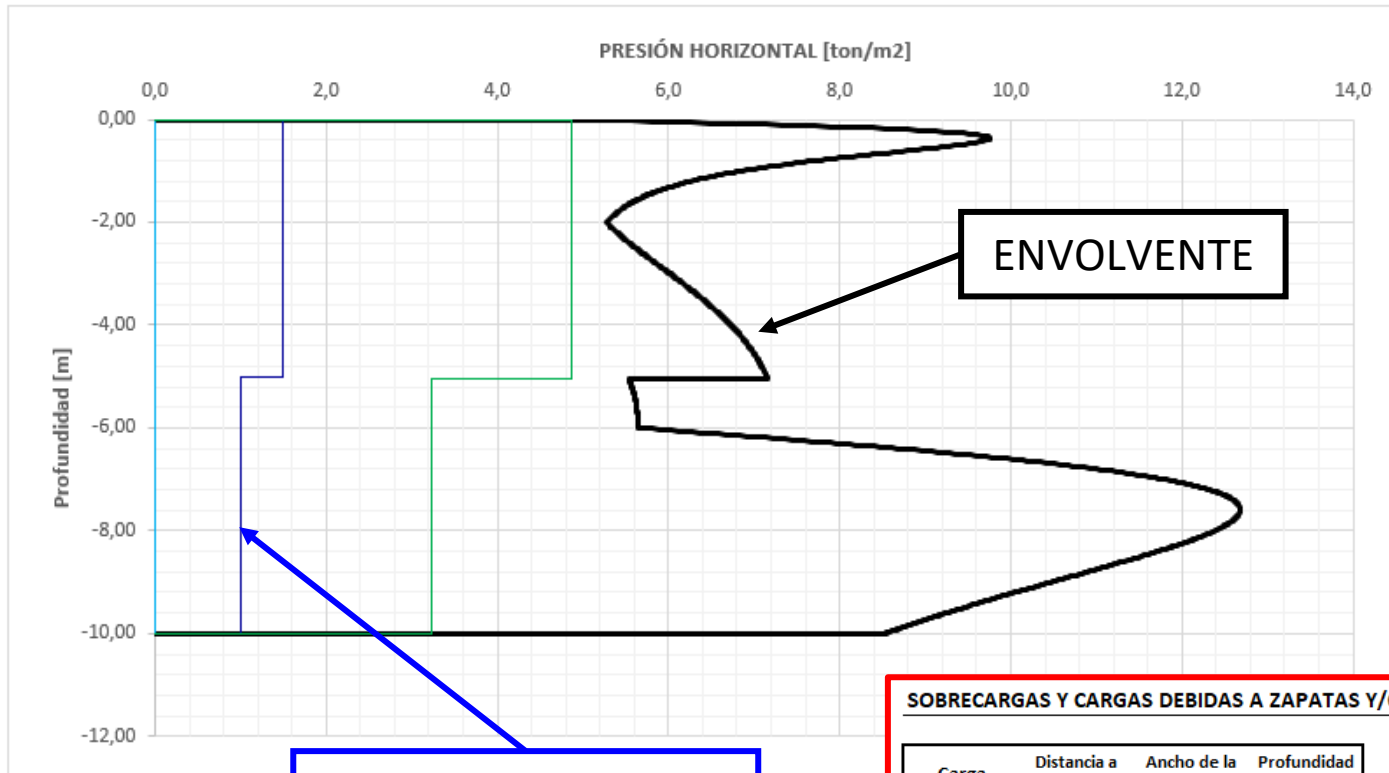
$K_o = 0,50$

$q = 0,00 \text{ ton/m}^2$

$c = 0,00 \text{ ton/m}^2$

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



ESTUDIO DE SUELOS

$H = 10,00 \text{ m}$

~~$H_w = 4,00 \text{ m}$~~

$\gamma = 1,80 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 30^\circ$

$K_o = 0,50$

$q = 0,00 \text{ ton/m}^2$

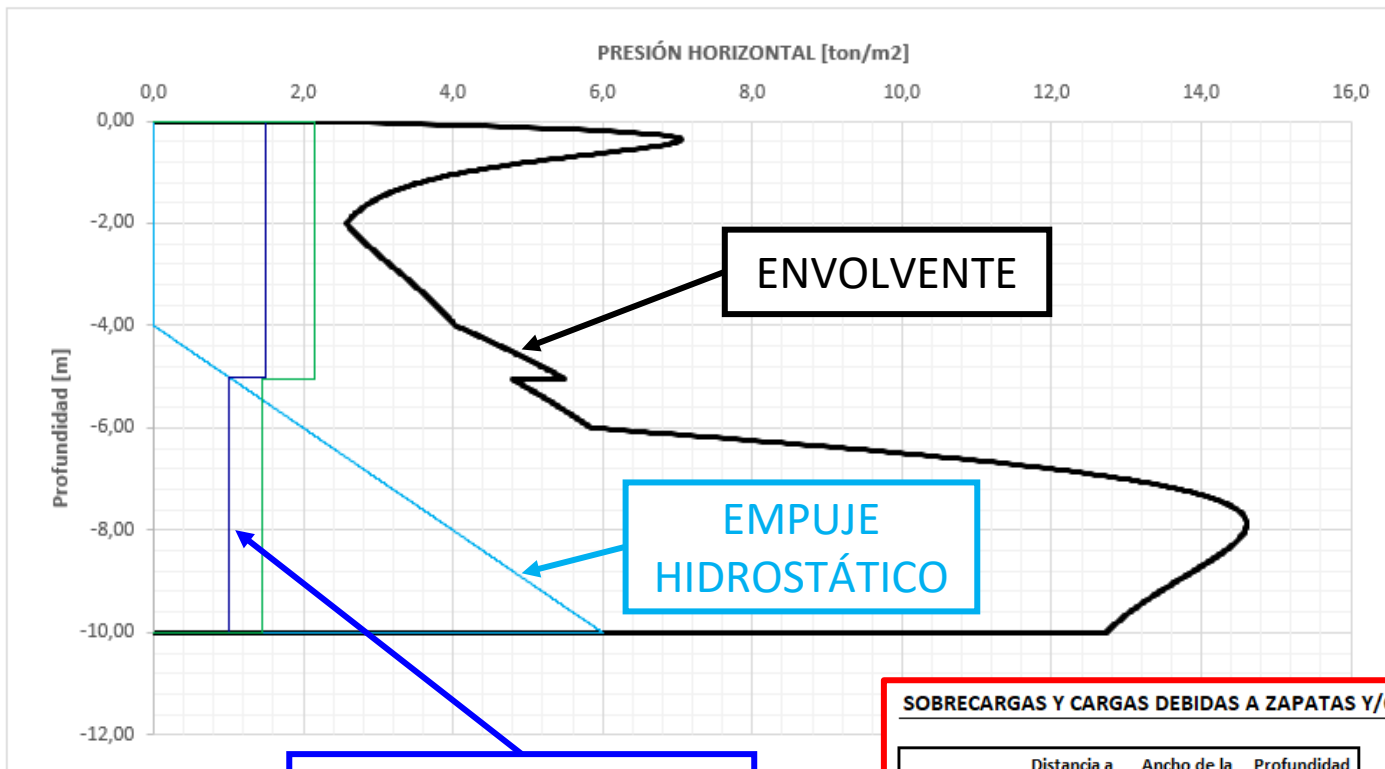
$c = 0,00 \text{ ton/m}^2$

SOBRECARGAS Y CARGAS DEBIDAS A ZAPATAS Y/O BASES VECINAS

Carga [ton/m ²]	Distancia a tabique (1) [m]	Ancho de la carga (2) [m]	Profundidad de la carga (3) [m]
25,00	0,50	0,30	0,00
25,00	2,00	2,00	-6,00
20,00	6,00	2,00	-2,00
0,00	0,00	0,00	0,00

EJEMPLOS NUMÉRICOS

DIAGRAMAS DE EMPUJES



$H = 10,00 \text{ m}$

$H_w = -4,00 \text{ m}$

$\gamma = 1,80 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 30^\circ$

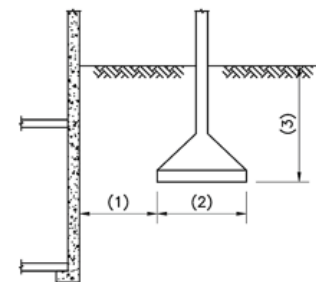
$K_o = 0,50$

$q = 0,00 \text{ ton/m}^2$

$c = 0,00 \text{ ton/m}^2$

SOBRECARGAS Y CARGAS DEBIDAS A ZAPATAS Y/O BASES VECINAS

Carga [ton/m ²]	Distancia a tabique (1) [m]	Ancho de la carga (2) [m]	Profundidad de la carga (3) [m]
25,00	0,50	0,30	0,00
25,00	2,00	2,00	-6,00
20,00	6,00	2,00	-2,00
0,00	0,00	0,00	0,00



ESTUDIO DE SUELOS

ENVOLVENTE

EMPUJE
HIDROSTÁTICO



EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. SOBRECARGAS
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. **TRABAJO PRÁCTICO N°3**
8. BIBLIOGRAFÍA

TRABAJO PRÁCTICO N°3

MURO CANTILEVER

Desnivel total 6,00m

- Empuje de Rankine

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_0 = 0,50$$

$$K_A = 0,33$$

$$K_P = 3,00$$

$$\gamma = 1,90 \text{ ton}/\text{m}^3$$

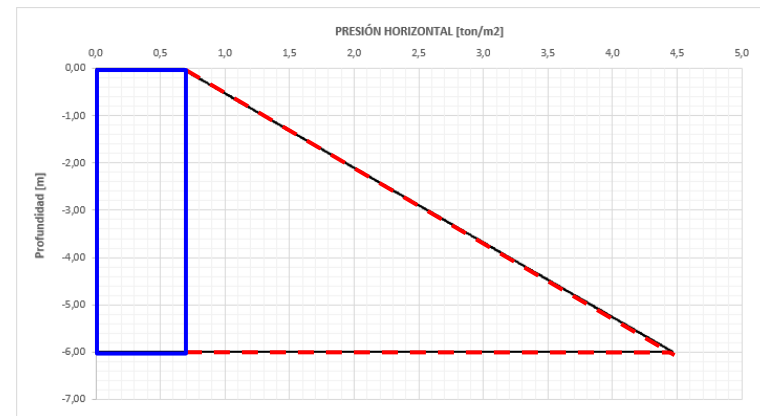
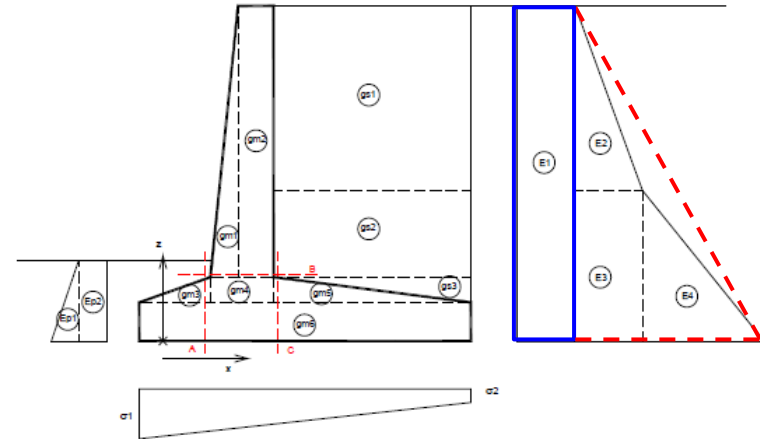
$$c' = 1,00 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$q = 2,00 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Distribución triangular

- Napa

Abatida



TRABAJO PRÁCTICO N°3

MURO DE SOSTENIMIENTO CON ANCLAJES

Primera etapa de excavación. Profundidad -3,00m

- **Diagrama 2 CE**

$$H = 3,00 \text{ m}$$

- **Empuje de Rankine**

$$H = 3,00 \text{ m}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_0 = 0,50$$

$$\gamma = 1,90 \text{ ton/m}^3$$

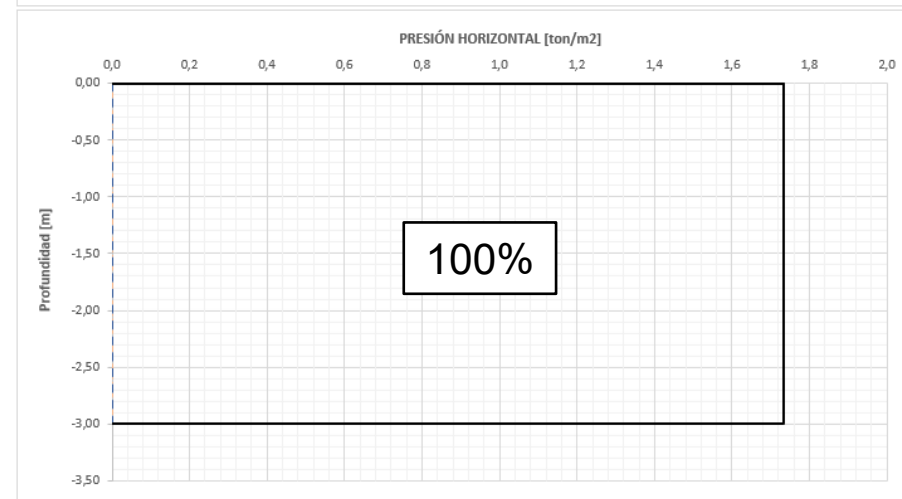
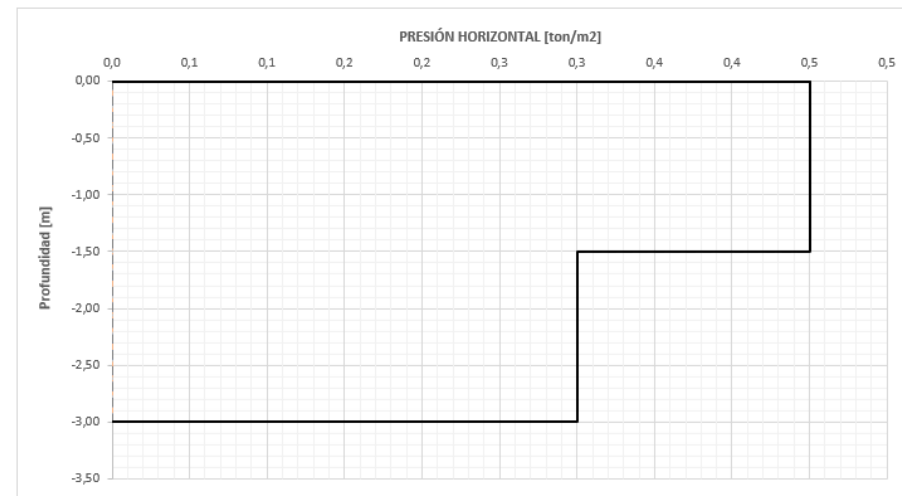
$$c' = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 1,00 \text{ ton/m}^2$$

Distribución uniforme

- **Napa**

Abatida



TRABAJO PRÁCTICO N°3

MURO DE SOSTENIMIENTO CON ANCLAJES

Segunda etapa de excavación. Profundidad -6,00m

- **Diagrama 2 CE**

$$H = 6,00 \text{ m}$$

- **Empuje de Rankine**

$$H = 6,00 \text{ m}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_0 = 0,50$$

$$\gamma = 1,90 \text{ ton/m}^3$$

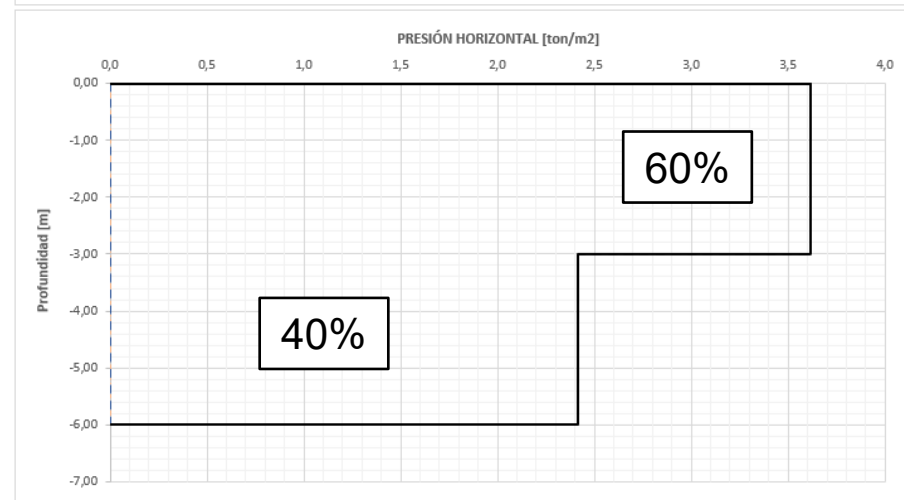
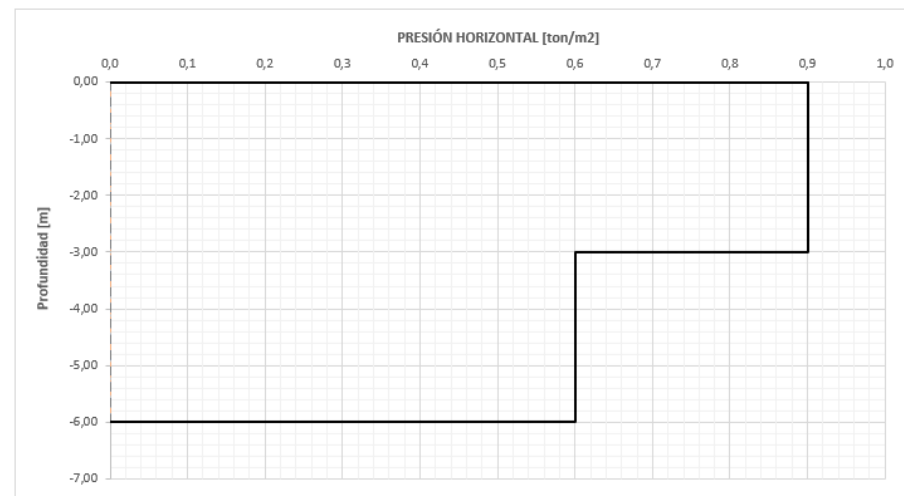
$$c' = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 1,00 \text{ ton/m}^2$$

Distribución birrectangular

- **Napa**

Abatida



TRABAJO PRÁCTICO N°3

MURO DE SOSTENIMIENTO CON ANCLAJES

Etapa definitiva. Profundidad -6,00m

- **Diagrama 2 CE**

$$H = 6,00 \text{ m}$$

- **Empuje de Rankine**

$$H = 6,00 \text{ m}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_0 = 0,50$$

$$\gamma = 1,90 \text{ ton/m}^3$$

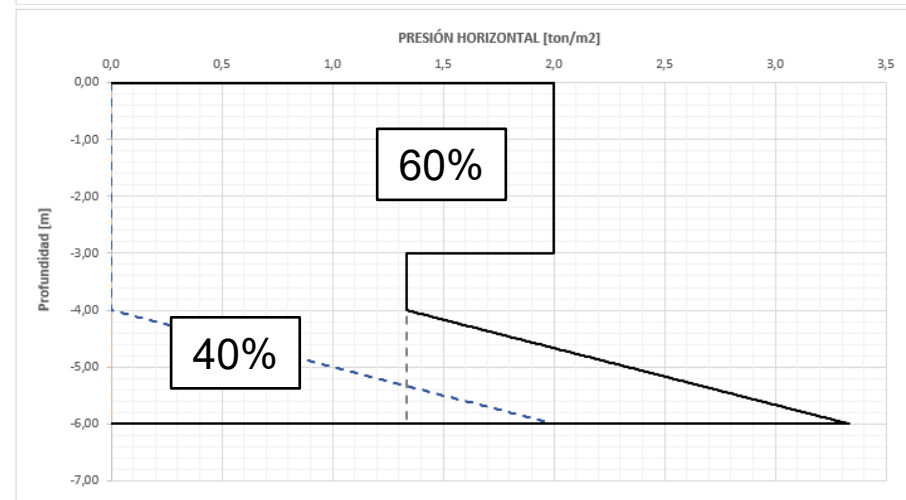
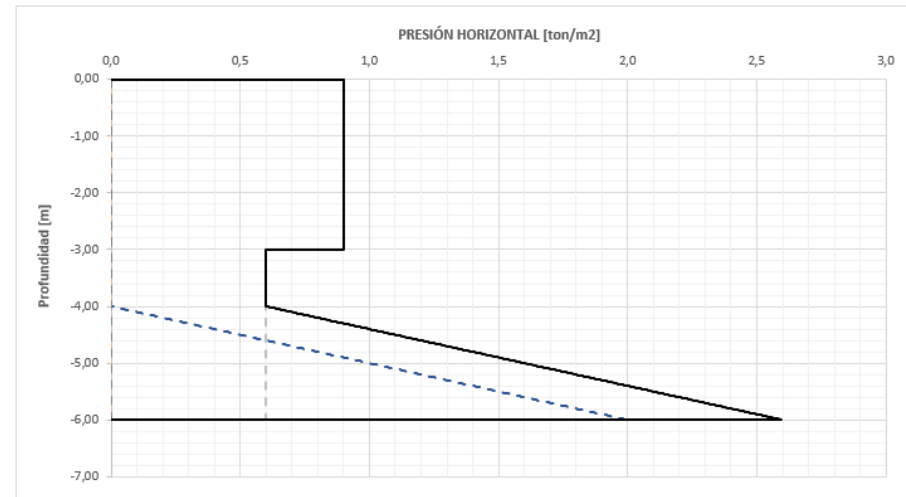
$$c' = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 1,00 \text{ ton/m}^2$$

Distribución birrectangular

- **Napa**

$$H_w = -4,00 \text{ m}$$



TRABAJO PRÁCTICO N°3

MURO DE SOSTENIMIENTO CON ANCLAJES

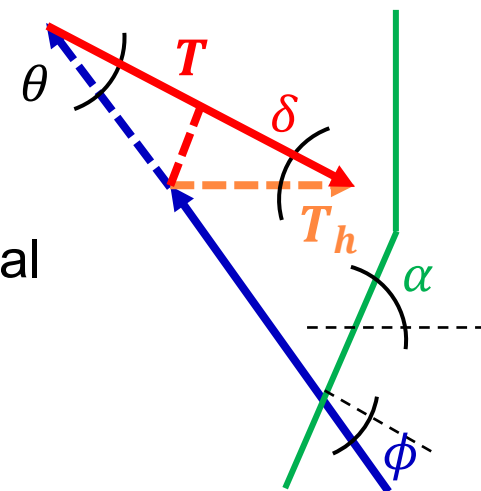
Procedimiento de cálculo

1. **Calcular** resultante del **empuje triangular** de Rankine;
2. **Distribuir la resultante** según corresponda en cada etapa;
3. **Comparar** el diagrama resultante con el **mínimo del C.E.**;
4. **Obtener los tiros horizontales** de los anclajes (T_h) mediante un modelo estructural;
5. **Obtener el tiro total en el anclaje** mediante la siguiente expresión:

$$T = T_h \cdot \left(\cos(\delta) + \frac{\text{sen}(\delta)}{\text{tg}(\theta)} \right)$$

Donde:

- α : Ángulo de la cuña respecto de la horizontal
- δ : Ángulo de inclinación del anclaje
- ϕ : Ángulo de fricción interna
- $\theta = 90^\circ - \alpha - \delta + \phi$





EMPUJES DE SUELO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN
2. MÉTODOS DE RANKINE Y COULOMB
3. PARÁMETROS DEL SUELO Y ALTURA CRÍTICA
4. SOBRECARGAS
5. DIAGRAMAS DE EMPUJES DEL CÓDIGO DE EDIFICACIÓN
6. EJEMPLOS NUMÉRICOS
7. TRABAJO PRÁCTICO N°3
8. **BIBLIOGRAFÍA**

BIBLIOGRAFÍA

- Jimenez Salas et al. Geotecnia y Cimientos. Rueda
- Powrie. Soil Mechanics, Concepts and Applications. Spon Press
- Bowles. Foundation analysis and design. McGraw-Hill.
- Poulos & Davis. Elastic solutions for soil and rock mechanics. CGR Sidney
- Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones
- USACE. Retaining and flood walls
- USACE. Slope Stability
- FHWA. Ground anchors and anchored systems
- FIUBA. Mecánica de suelos
- CPIC. Anclajes de tracción



FIN

GRACIAS POR SU ATENCION !!!