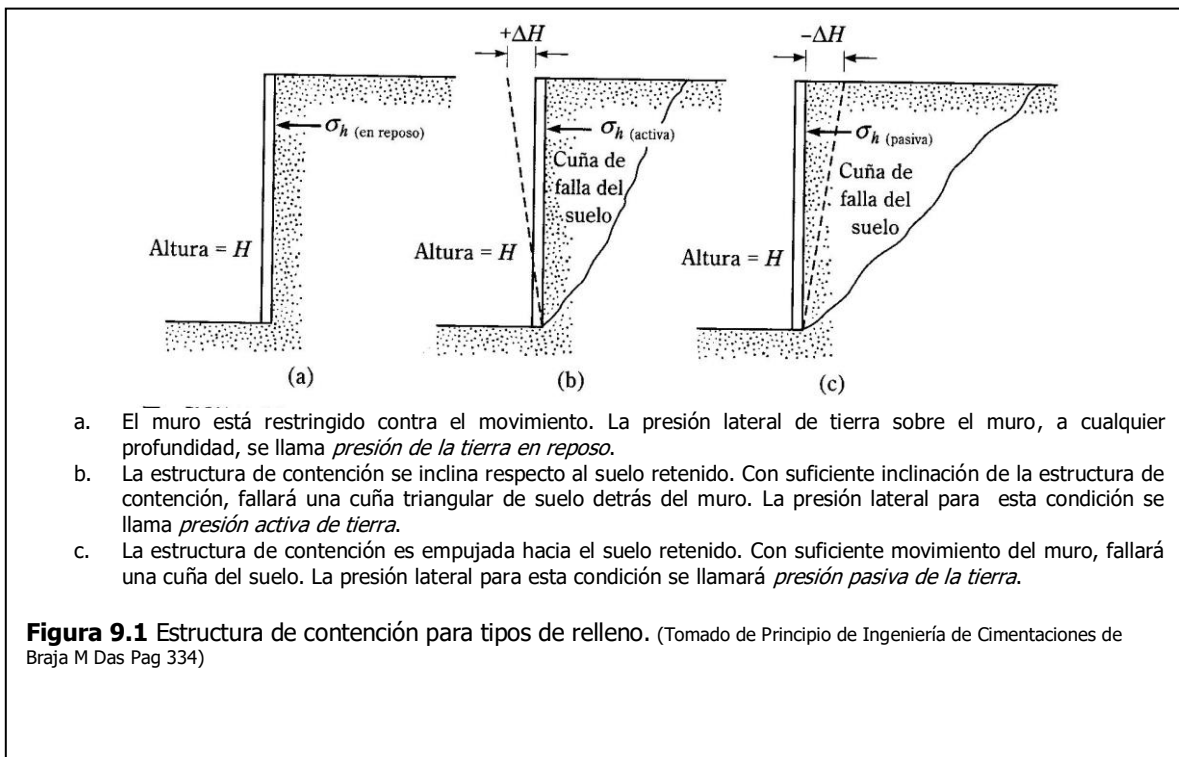


9- ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

9.1 PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS.

Un muro de contención, es una estructura lineal y vertical construida a modo de pared como elemento rígido, para el soporte de taludes escarpados de masas de suelo y rocas en macizos fracturados, o de arrumes de materiales heterogéneos, entre otras soluciones donde estructurales, como tablestacas y cortes apuntalados. En este aparte veremos el diseño de muros de contención, vistos como una estructura que requiere determinar la presión lateral de la masa de tierra, la cual es función de factores como el tipo y magnitud de los movimiento dinámicos y de presiones estáticas que debe soportar el muro, de los parámetros de resistencia al cote en los materiales del relleno, del peso unitario del material que se contiene y de las condiciones de drenaje en el relleno.

La figura 9.1 presenta una estructura de contención de altura H . Para tipos similares de relleno:



9.1.1 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO.

La estructura de contención de altura H , presentada en la figura 9.2, tomada de Braja M. Das, retiene un suelo con peso unitario γ . Allí, la sobrecarga carga uniformemente distribuida sobre la corona del muro, está dada por q /área unitaria. De conformidad con la Ley Moor Coulomb, que describe la respuesta de materiales frágiles como la masa de suelo, la resistencia cortante " s ", dada por sus parámetros de cohesión y fricción, es:

$$s = c + \sigma' \tan \phi \quad (9.1)$$

En donde

- C Cohesión
- ϕ Ángulo de fricción
- σ' Esfuerzo normal efectivo

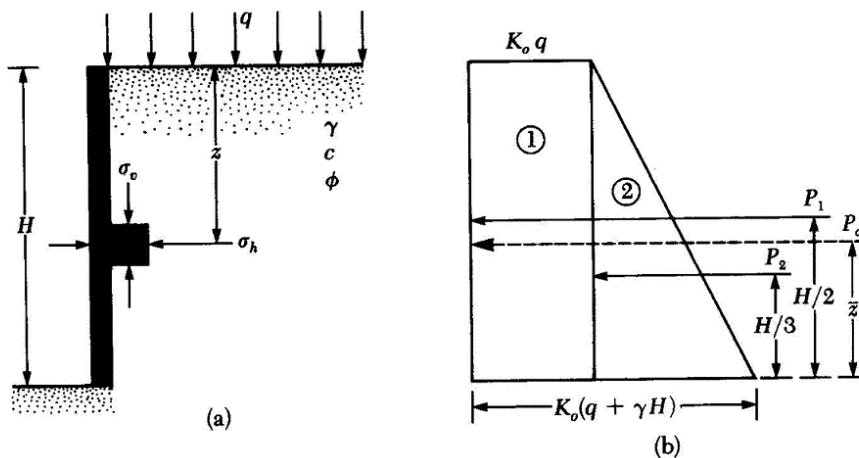


Figura 9.2 Presión de tierra en reposo. (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das; Pag 335)

Ahora, el esfuerzo a cualquier profundidad " z " por debajo de la superficie del terreno de la corona del muro, el esfuerzo vertical es

$$\sigma_z = q + \gamma \times z \quad (9.2)$$

Si se define la "Presión lateral de un suelo", como la presión que la masa de suelo y roca ejerce en el plano horizontal, y como K la relación entre la presión lateral de tipo horizontal y el esfuerzo vertical anterior, entonces, para la presión en reposo, representadas por K_0 , que es la presión horizontal del terreno cuando la masa está en reposo, es decir, el estado que supone la consolidación de la masa asociada a la formación del depósito horizontal de suelo, con deformación vertical y sin deformación horizontal. Así, cuando la deformación horizontal es nula y existe agua saturando el suelo, la presión lateral a cualquier profundidad " z ", estaría dada dos componentes, según la fórmula 9.3

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u \quad (9.3)$$

En donde

U Presión de poro del agua

K₀ Coeficiente de presión de la tierra en reposo

Cuando el suelo está normalmente consolidado, la relación para K₀ (Jaky, 1944) es una aproximación empírica, que está determinada por la fórmula 9.4

$$K_0 \approx 1 - \text{sen}\phi \quad (9.4)$$

Cuando las arcillas son normalmente consolidadas, el coeficiente de presión de tierra en reposo se aproxima (Broker y Ireland, 1965) por medio de la fórmula 9.5.a y suelos finogranulares, normalmente consolidados, Massarsch 1979) propone la expresión 9.5.b

$$K_0 \approx 0,95 - \text{sen}\phi \quad (9.5.a)$$

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \left[\frac{IP\%}{100} \right] \quad (9.5.b)$$

Con un valor seleccionado aproximado del coeficiente de presión de tierra en reposo, la ecuación (9.2) se utiliza para determinar la variación de la presión lateral de la tierra con una profundidad z. La figura 9.2b presenta la variación de σ_h con la profundidad para el muro presentado en la figura 9.2a. Si la sobrecarga q = 0 y la presión de poro u = 0, el diagrama de presión será triangular. La fuerza total, P₀, por unidad de longitud del muro presentado en la figura 9.2a, se obtiene del área del diagrama de presión dado en la figura 9.2b.

$$P_0 = P_1 + P_2 = qK_0H + \frac{1}{2}\gamma \times H^2 K_0 \quad (9.6)$$

En donde P₁ Área del rectángulo 1

P₂ Área del triángulo 2

La localización de la línea de acción de la fuerza resultante, P₀, se logra tomando momentos respecto a la base del muro. Entonces,

$$\bar{z} = \frac{P_1 \times \frac{H}{2} + P_2 \times \frac{H}{3}}{P_0} \quad (9.7)$$

Si el nivel freático está a una inferior a la altura del muro, profundidad z < H, el diagrama de presión en reposo mostrado en la figura 9.2b, tendrá que ser modificado como muestra la figura 9.4. Si el peso unitario sumergido del suelo debajo del nivel freático es γ' ,

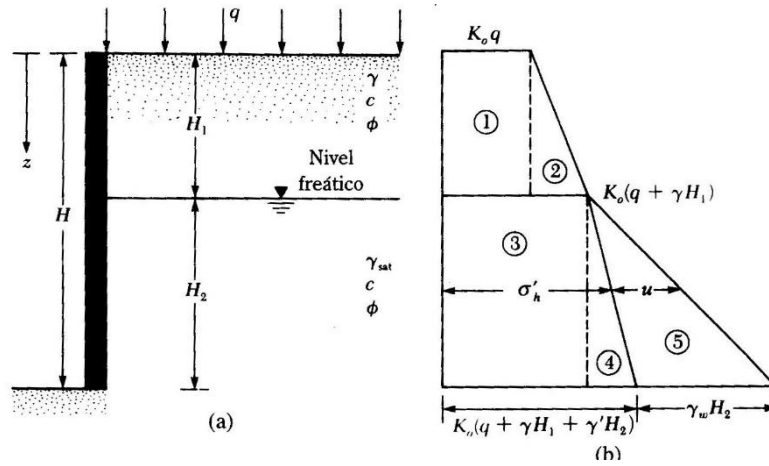


Figura 9.4 Presión de tierra en reposo con la presencia de nivel freático. (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 338)

$$\text{En } z=0, \quad \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 q$$

$$\text{En } z=H_1, \quad \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (q + \gamma H_1)$$

$$\text{En } z=H_2, \quad \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$$

Nótese que en estas ecuaciones, σ'_h y σ'_v son las presiones efectivas horizontal y vertical. La determinación de la distribución de presión total sobre el muro requiere añadir la presión hidrostática "u". La presión hidrostática, u, es cero en $z=0$ a $z=H_1$; en $z=H_2$, $u=H_2\gamma_w$. La variación de σ'_h y u con la profundidad se presenta en la figura 9.4b. Por lo tanto, la fuerza total por longitud unitaria del muro se determina del área del diagrama de presión. Se obtiene entonces

$$P_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

Donde A = área de diagrama de presión.

Entonces,

$$P_0 = K_0 q H_1 + \frac{1}{2} K_0 \gamma H_1^2 + K_0 (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_0 \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} K_0 \gamma_w H_2^2 \quad (9.8)$$

9.1.2 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE.

El estado activo del suelo, ocurre cuando existe una relajación en la masa que le permite moverse hacia fuera del espacio confinado, por ejemplo cuando un muro de tierra se rompe, y el suelo falla al extenderse. Ésta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa. Al contrario el estado pasivo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento.

Según Das, si un muro falla desplazándose su corona horizontalmente una distancia Δx , como muestra la figura 9.5a, la presión del suelo sobre el muro decrecerá con la profundidad, y en consecuencia, para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal, σ_h a una profundidad z será igual a $K_0\sigma_v$ ($=K_0\gamma z$) cuando Δx es cero. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ_h será menor que $K_0\sigma_v$.

Los círculos de Mohr correspondientes a desplazamientos del muro de $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$ se muestran en los círculos a y b, respectivamente, de la figura 9.5b. Si el desplazamiento del muro, Δx , continúa creciendo, el correspondiente círculo de Mohr tocará la envolvente de falla Mohr-Coulomb definida por la ecuación

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

El círculo marcado con c en la figura 9.5b representa la condición de falla en la masa del suelo; el esfuerzo horizontal es igual entonces a σ_a y se denomina presión activa de

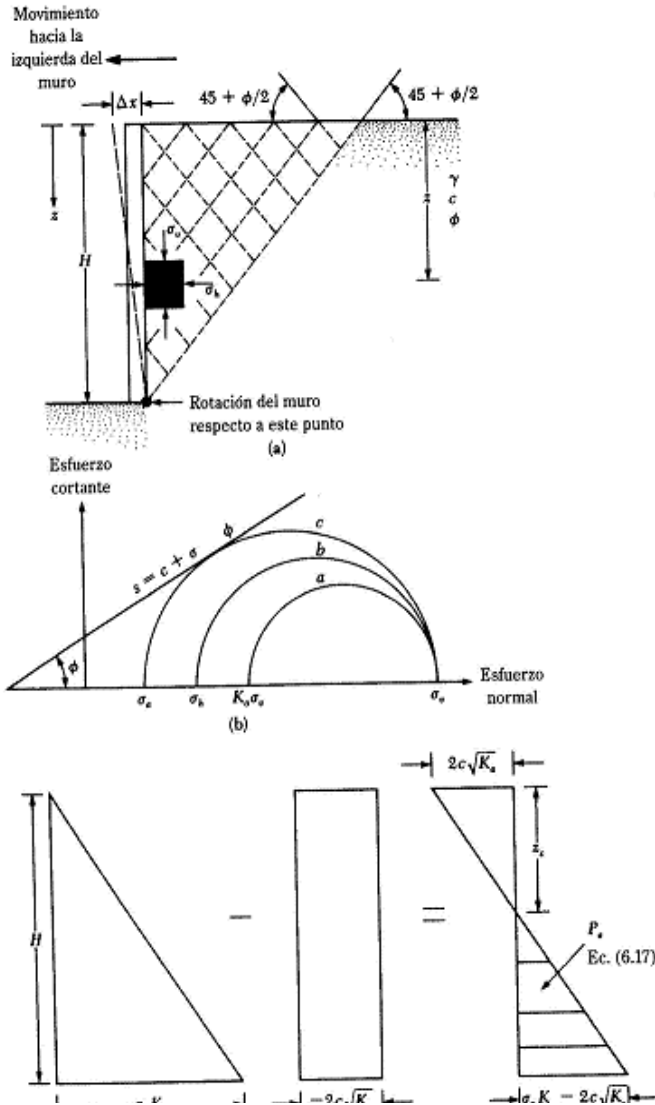


Figura 9.5 Presión activa de Rankine. (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 340)

Rankine. Las líneas de desplazamiento (planos de falla) en el suelo forman ángulos de $\pm(45 + \phi/2)$ con la horizontal como lo presenta la figura 9.5a.

A partir de la fórmula que relaciona los esfuerzos principales en un círculo de Mohr que toca la envolvente de falla Mohr-Coulomb

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Para el círculo de Mohr c en la figura 6.7b, el esfuerzo principal mayor, $\sigma_1 = \sigma_v$ y el esfuerzo principal menor, $\sigma_3 = \sigma_a$, entonces

$$\sigma_v = \sigma_a \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{2c}{\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

Ordenando los términos se llega a

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \sigma_a K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (9.9)$$

Donde $K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ (coeficiente de presión activa de Rankine).

La variación de la presión activa con la profundidad para el muro mostrado en la figura 9.5a se da en la figura 9.5c. Observe que $\sigma_v = 0$ en $z=0$ y $\sigma_v = \gamma H$ en $z=H$. La distribución de presión muestra que en $z = 0$, la presión activa es igual a $-2c\sqrt{K_a}$, que indica un esfuerzo de tensión, el cual decrece con la profundidad y es cero a la profundidad $z=z_c$, o

$$\gamma z_c K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0$$

y

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (9.10)$$

La profundidad z_c se denomina profundidad de la grieta de tensión, porque el esfuerzo de tensión causará eventualmente una grieta a lo largo de la interfaz suelo muro.

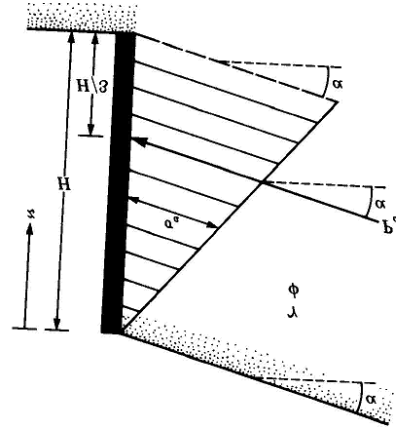


Figura 9.6 Convención para la presión activa
(Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 348)

9.1.3 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE PARA TERRAPLÉN INCLINADO.

Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular ($c = 0$) y se eleva con un ángulo α con respecto a la horizontal (figura 9.6), el coeficiente de presión activa de la tierra, K_a , se expresa de la forma

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (9.11)$$

Donde ϕ = ángulo de fricción del suelo. A cualquier profundidad z , la presión activa de Rankine se expresa como

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (9.12)$$

La fuerza total por unidad de longitud del muro es

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (9.13)$$

Note que en este caso, la dirección de la fuerza resultante, P_a , está inclinada un ángulo α con la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro.

9.1.4 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA PARA CONDICIONES SÍSMICAS.

La teoría de presión activa de Coulomb se puede extender para considerar las cargas generadas por un sismo. La figura 9.7 presenta una condición de presión activa con un relleno granular ($c=0$). Se presenta una adición de $k_h W$ y $k_v W$ en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente; k_h y k_v se definen como

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad (9.14)$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad (9.15)$$

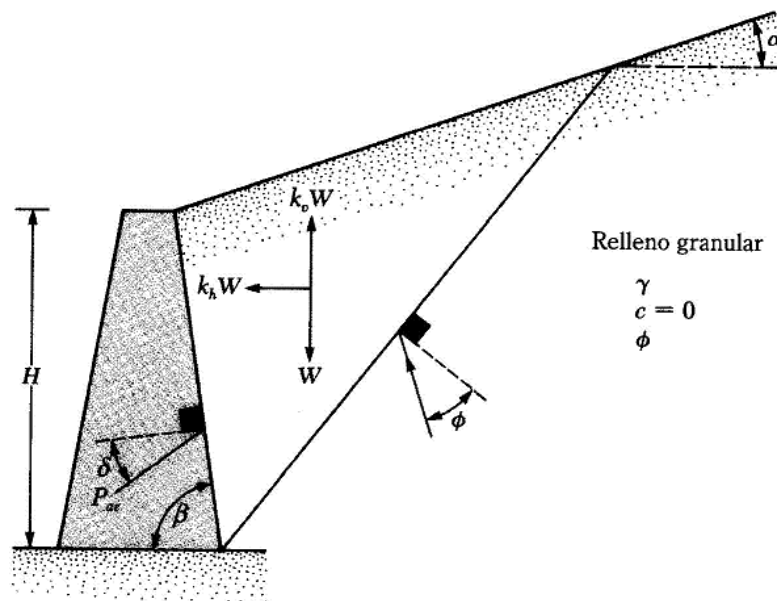


Figura 9.7 Presión de tierra para condición sísmica. (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 358)

La relación para estimar los esfuerzos activos por unidad de longitud de muro (P_{ae}) se puede determinar como

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (9.16)$$

Donde

K_{ae} = Coeficiente de presión activa de tierra

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \phi')}{\cos \phi' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \phi' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \phi' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \phi') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (9.17)$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (9.18)$$

9.1.5 CEDENCIA EN MUROS.

Hacia 1776, Charles-Augustin de Coulomb quien observó que en los muros reventados, el trasdós se derrumbaba siguiendo siempre una forma inclinada más bien plana propuso un modelo de empujes activos del terreno (empujes activos para plantear el equilibrio de la masa con cuña de rotura en el trasdós de forma triangular. Ahora, al evaluar los factores de seguridad al volcamiento y contra deslizamiento, al igual que la presión sobre el suelo en la punta y en el talón, al estimar las fuerzas que actúan en dirección horizontal y vertical, dependiendo de la clase de suelo, tanto la ficción como la cohesión y la adherencia de la cuña con el plano de falla y sobre el muro, entran en juego.

Pero en Rankine propone otro método más elaborado desde un punto de vista matemático, que el de Coulomb, en el que obtiene los empujes del terreno partiendo de un estado de equilibrio en rotura, donde la estructura de contención no produce perturbaciones y en el que todos los puntos del suelo están en situación de rotura (plastificados), como si en cada punto el círculo de Mohr correspondiente a su estado tensional fuese tangente a la línea de resistencia.

Aunque se requiere un movimiento suficiente en magnitud, para que un muro alcance el estado de equilibrio plástico, la forma en que un muro cede, influye en la distribución de esfuerzos laterales sobre la estructura. Sin fricción, cuando un muro gira rotando respecto al talón o pie hacia la Izquierda, varía la presión lateral de tierra, apareciendo el efecto de

una masa triangular de suelo que alcanza el estado activo de Rankine, definida por los planos de deslizamiento de $(45^\circ + \phi/2)$. Ver Fig 9.7.a Izq.

Contrariamente, si el giro del muro fuese una rotación contraía desplazando la corona hacia la Derecha, el suelo alcanza el estado activo de Rankine, definido otros planos de deslizamiento de $(45^\circ - \phi/2)$ de menor pendiente, Ver Fig 9.7.a. Der. En ambos casos, cada punto del suelo en la cuña triangular delimitada por los planos de falla, sufre la misma deformación unitaria en la dirección horizontal.

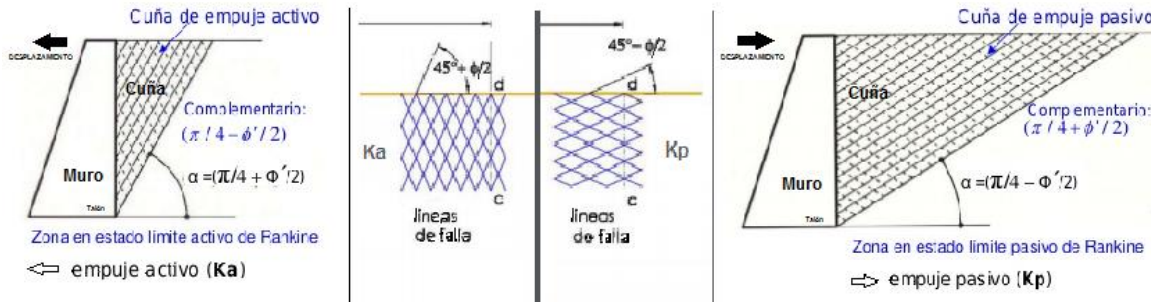


Figura 97.a.

Ahora, según Braja M. Das, los alores típicos para el desplazamiento lateral DL en cada uno expresados en función de la altura H del Muro de los dos estados de Rankine, son:

Tabla 9.7.1 Valores típicos del desplazamiento del muro en la Corona, para los dos estados de Rankine. Tomada de Braha M. Das.

Material	Deta L_a/H	Delta L_p/H
Arena suelta	0,001 a 0,002	0,01
Arena densa	0,0005 a 0,001	0,005
Arcilla blanda	0,02	0,04
Arcilla dura	0,01	0,02

Tabla 9.7.2 Valores de K_p

ϕ / ϕ	ϕ				
	5°	15°	20°	30°	40°

0	1.19	1.70	2.04	3.00	6.60
1/4	1.22	1.82	2.26	3.62	6.26
1/2	1.23	1.92	2.43	4.13	7.08
3/4	1.24	1.98	2.55	4.52	9.18
1	1.26	2.06	2.70	5.03	11.03

9.2 MUROS DE RETENCIÓN MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS.

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de retención mecánicamente estabilizado se divide en dos:

- El cumplimiento de los requisitos que permiten la estabilidad interna
- La revisión de la estabilidad externa del muro.

La verificación de la estabilidad interna incluye determinar la resistencia a la tensión y por zafadura de los elementos de refuerzo así como la integridad de los elementos frontales. Las verificaciones de la estabilidad externa incluyen el volcamiento, el deslizamiento y la capacidad de carga.

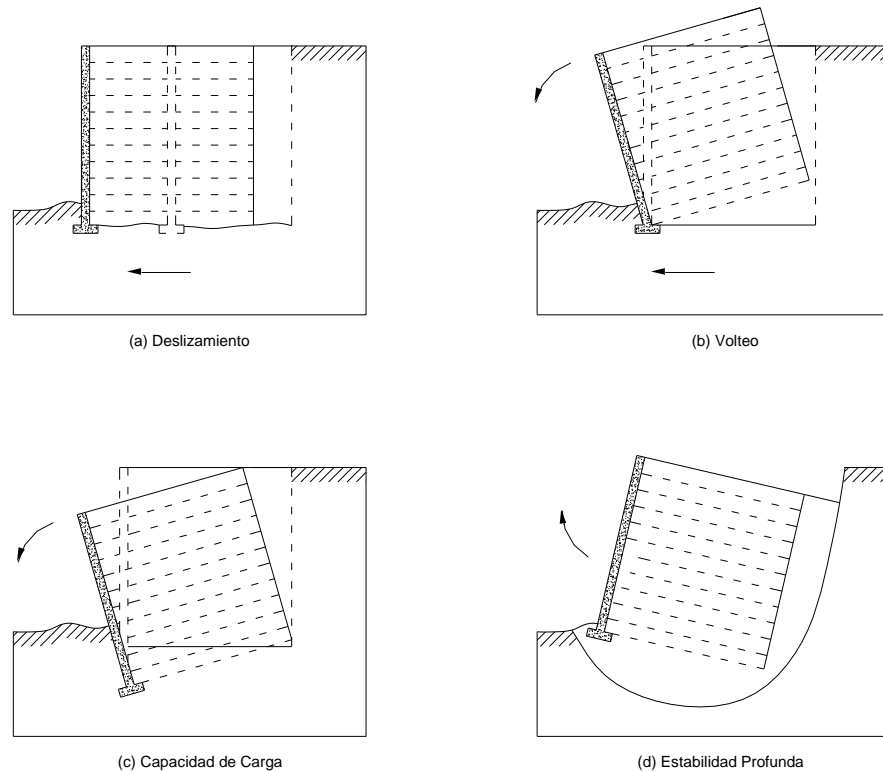


Figura 9.8 Revisiones de la estabilidad externa (según el Transportation Research Board, 1995) (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 424)

Aunque por tradición, se solía utilizar muros de gravedad como estructuras de contención para absorber presiones horizontales, hacia la década de 1960 surge como una alternativa ideada por el ingeniero francés Henry Vidal, la inclusión de tiras metálicas amarradas a elementos externos en la cara del muro, que al penetrar hasta una determinada longitud dentro del relleno podían conformar una masa de contención. El sistema empleado con relativo éxito en la actualidad y que se denomina "tierra armada", pese a su buen desempeño, por quedar expuesto a la corrosión está limitado a la duración del refuerzo metálico dentro del suelo.

Si bien existen diferentes métodos para resolver el diseño de muros en suelo reforzado, la diferencia entre unos y otros radica principalmente en la manera de enfocar las distribuciones de esfuerzos, la superficie de falla y los valores de los factores de seguridad involucrados. No obstante, se recomienda evaluar la alternativa más viable, mediante una comparación entre una estructura de concreto reforzado o un muro de gravedad, según el caso y otra en suelo reforzado con geotextil o tiras metálicas, por ejemplo.

Finalmente, en virtud del desarrollo de nuevos materiales con mejores competencias ambientales frente a las condiciones de humedad, acidez o alcalinidad de los suelos según el caso, se ha implementado el uso de mantos sintéticos durables como los geotextiles,

con determinadas características mecánicas de resistencia a la tensión y deformabilidad, y de permeabilidad según el caso, que de paso ofrecen economías en costos totales entre un 30 y 60%, respecto a la alternativa de un muro de suelo reforzado.

9.2.1 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE TIRAS METÁLICAS.

Los muros de tierra reforzados son muros flexibles. Sus componentes principales son:

1. El *relleno*, que está conformado, por lo general, por suelo granular.
2. Las *tiras de refuerzo*, que son franjas delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares
3. Un *recubrimiento* sobre la cara frontal, al que se le llama *escama*.

La figura 9.9 presenta un diagrama de un muro reforzado. Nótese que a cualquier profundidad, las tiras o tirantes de refuerzo están colocadas con un espaciamiento horizontal centro a centro de S_H ; el espaciamiento vertical de las tiras o tirantes es de S_V centro a centro. La escama se construye con secciones de material delgado relativamente flexible. Lee y otros (1973) mostraron que con un diseño conservador, una escama de acero galvanizado de 0.2 pulgadas de espesor (≈ 5 mm) será suficiente para sostener un muro de aproximadamente 40 o 50 pies (14-15 m) de altura. En la mayoría de los casos también se usan losetas de concreto como escamas. Las placas son ranuradas para ajustarlas entre sí, de modo que el suelo no pueda fluir entre las juntas. Cuando se usan escamas metálicas se atornillan entre sí y las tiras de refuerzo se colocan entre las escamas.

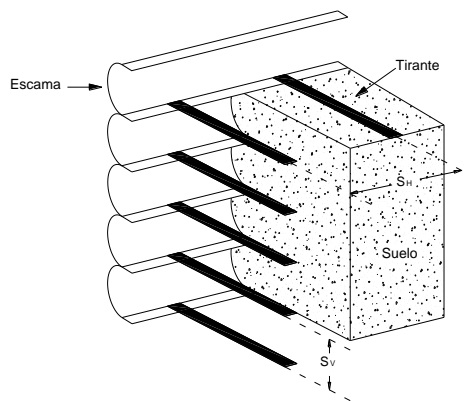


Figura 9.9. Muro de retención de tierra reforzado (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 425)

El sistema más simple y común para el diseño de tirantes es el *método de Rankine*. A continuación se presenta un análisis detallado de este procedimiento.

Cálculo de las presiones activas horizontal y vertical

La figura 9.10a muestra un muro de retención con relleno granular con peso unitario γ_1 y ángulo de fricción ϕ_1 . Debajo de la base del muro de retención, el suelo *in situ* ha sido excavado y compactado con suelo granular usado como relleno. Debajo del relleno, el suelo *in situ* tiene un peso unitario γ_2 , un ángulo de fricción ϕ_2 y una cohesión c_2 . Una sobrecarga con intensidad q por área unitaria se encuentra sobre el muro de retención. El muro tiene tirantes de refuerzo a las profundidades $z = 0, S_V, 2S_V, \dots, nS_V$. La altura del muro es $nS_V = H$.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine,

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (9.19)$$

Donde σ_a = presión activa de Rankine a cualquier profundidad z

Para suelos granulares sin sobrecarga en su parte superior, $c = 0$, $\sigma_v = \gamma_1 z$ y $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi_1/2)$. Entonces

$$\sigma_{a(1)} = \gamma_1 z K_a \quad (9.20)$$

Cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, como se muestra en la figura 9.10,

$$\begin{array}{ccc} \sigma_v = \sigma_{v(1)} & + & \sigma_{v(2)} \\ \uparrow & & \uparrow \\ = \gamma_1 z & & \text{Debido a la} \\ \text{Debido} & & \text{sobrecarga} \\ \text{únicamente al} & & \\ \text{suelo} & & \end{array}$$

La magnitud de $\sigma_{v(2)}$ se calcula usando el método 2:1 de distribución de esfuerzos descrito en la figura 9.11. De acuerdo con Laba y Kennedy (1986),

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a'+z} \quad (\text{para } z \leq 2b') \quad (9.21)$$

y

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{para } z > 2b') \quad (9.22)$$

También, cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, la presión lateral a cualquier profundidad es

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)} && \mathbf{(9.22)} \\ &\uparrow \qquad \qquad \uparrow \\ &= K_a \gamma_1 Z && \text{Debido a la} \\ & && \text{sobrecarga} \\ &\text{Debido únicamente} && \\ &\text{al suelo} && \end{aligned}$$

La magnitud de $\sigma_{v(2)}$ se calcula usando el método 2:1 de distribución de esfuerzos descrito en la figura 9.11. De acuerdo con Laba y Kennedy (1986),

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a'+z} \quad (\text{para } z \leq 2b') \quad \mathbf{(9.23)}$$

y

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{para } z > 2b') \quad \mathbf{(9.24)}$$

También, cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, la presión lateral a cualquier profundidad es

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)} && \mathbf{(9.25)} \\ &\uparrow \qquad \qquad \uparrow \\ &= K_a \gamma_1 Z && \text{Debido a la} \\ & && \text{sobrecarga} \\ &\text{Debido únicamente al} && \\ &\text{suelo} && \end{aligned}$$

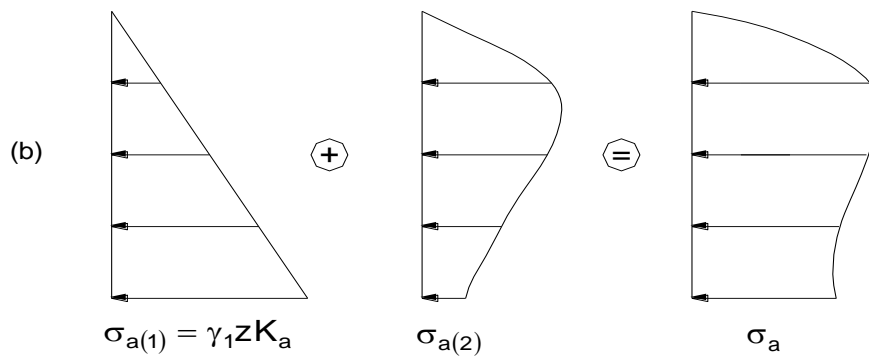
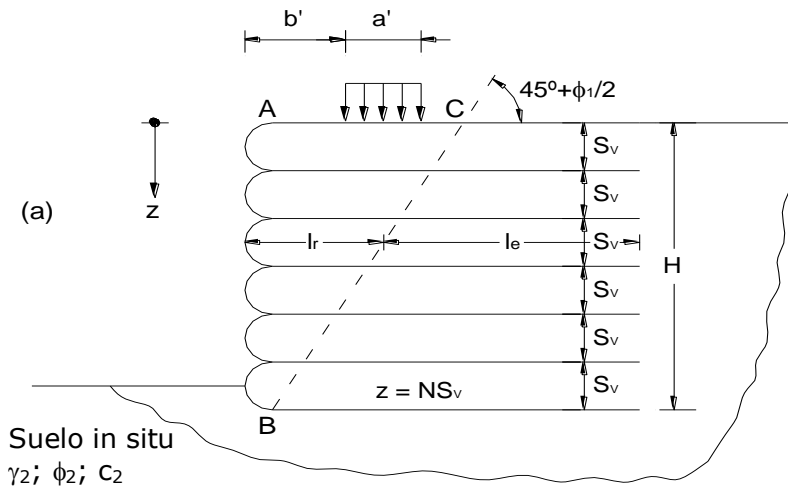


Figura 9.10. Análisis de un muro de retención de tierra reforzado (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 429)

De acuerdo con Laba y Kennedy (1986), $\sigma_{a(2)}$ se expresa (figura 9.11b) como:

$$\sigma_{a(2)} = M \left(\frac{2q}{\pi} \right) (\beta - \text{sen} \beta \cos 2\alpha) \tag{9.26}$$

↑
(En radianes)

Donde:

$$M = 1.4 - \frac{0.4b'}{0.14H} \geq 1 \quad (9.27)$$

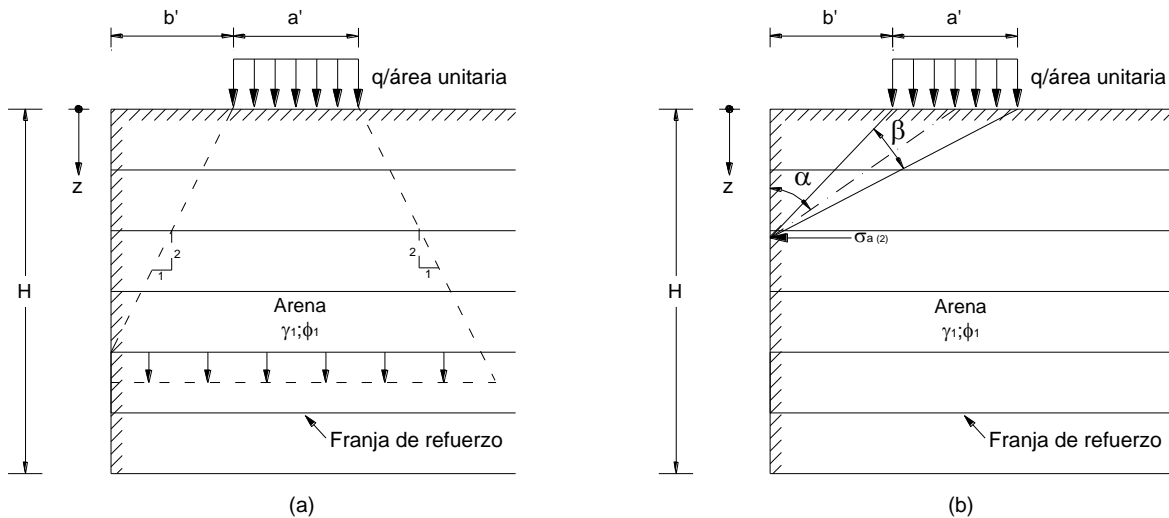


Figura 9.11. (a) Notación para la relación de $\sigma_v(z)$; ecuaciones 6 y 7 (b) Notación para la relación de $\sigma_a(z)$; ecuaciones 9 y 10 (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 430)

La distribución de presión (lateral) neta activa sobre el muro de retención calculada usando las ecuaciones 9.23, 9.24 y 9.25 se muestra en la figura 9.10b.

Fuerza en el tirante

Refiérase de nuevo a la figura 9.10. La fuerza en el tirante *por longitud unitaria del muro* desarrollada a cualquier profundidad z es:

$$T = \text{presión activa de la tierra a la profundidad } z \times \text{área del muro por ser soportada por el tirante} = (\sigma_a) (S_V S_H) \quad (9.28)$$

Factor de seguridad contra falla del tirante

Los tirantes de refuerzo en cada nivel y por consiguiente los muros, llegan a fallar por:

- a. Ruptura
- b. Zafadura

El factor de seguridad contra *ruptura del tirante* se determina como:

$$FS_{(B)} = \frac{\text{resistencia por fluencia o ruptura de cada tirante}}{\text{fuerza máxima en cualquier tirante}} \quad (9.28)$$

$$FS_{(B)} = \frac{wtf_y}{\sigma_a S_V S_H}$$

Donde w = ancho de cada tirante

t = espesor de cada tirante

f_y = resistencia por fluencia o ruptura del material del tirante

Un factor de seguridad de entre 2.5 y 3 es generalmente recomendado para los tirantes a todos los niveles.

Los tirantes de refuerzo a cualquier profundidad, z , fallarán por zafadura si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de sus superficies es menor que la fuerza a la que están sometidos los tirantes. La *longitud efectiva* de los tirantes a lo largo de la cual se desarrolla la resistencia por fricción se toma conservadoramente como la longitud que se extiende *más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine*, que es la zona ABC en la figura 9.10. La línea BC forma un ángulo de $45 + \phi/2$ con la horizontal. Ahora, la fuerza F_R máxima de fricción que se desarrolla en un tirante a la profundidad es:

$$F_R = 2l_e w \sigma_v \tan \phi_\mu \quad (9.29)$$

Donde l_e = longitud efectiva

σ_v = presión vertical efectiva a una profundidad z

ϕ_μ = ángulo de fricción entre el suelo y tirante

El factor de seguridad contra *zafadura del tirante* a cualquier profundidad z es:

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} \quad (9.30)$$

Donde $FS_{(P)}$ = Factor de seguridad contra zafadura del tirante

Sustituyendo las ecuaciones 11 y 13 en la ecuación 14 se obtiene:

$$FS_{(P)} = \frac{2l_e w \sigma_v \tan \phi_\mu}{\sigma_a S_V S_H} \quad (9.31)$$

Longitud total del tirante

La longitud total de los tirantes a cualquier profanidad es:

$$L = l_r + l_e \quad (9.32)$$

Donde l_r = longitud dentro de la zona de falla de Rankine

l_e = longitud efectiva

Para un $FS_{(p)}$, de la ecuación 15,

$$I_e = \frac{FS_{(p)}\sigma_a S_v S_H}{2w\sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (9.33)$$

De nuevo, en cualquier profundidad z ,

$$I_r = \frac{(H-z)}{\tan\left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad (9.34)$$

Entonces, combinando las ecuaciones 9.17, 9.18 y 9.19 se obtiene:

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(p)}\sigma_a S_v S_H}{2w\sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (9.35)$$

9.2.2 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO GEOTEXTIL

La figura 9.12 muestra un muro de retención en el que las capas de geotextil se usan como refuerzo. Igual que en la figura 9.11, el relleno está conformado por suelo granular. En estos muros de contención, la fachada del muro se forma traslapando las telas como se presenta, con una longitud de traslape de I_r . Cuando se termina la construcción del muro, la cara expuesta de éste debe recubrirse con un material o con elementos que protejan el geotextil de la exposición a la luz ultravioleta. Una *emulsión bituminosa* o *Gunita* se rocía sobre el geotextil para mantener el recubrimiento sobre la fachada del muro.

El diseño de este tipo de muro de contención es similar al de los muros con refuerzo de tiras metálicas. A continuación se presenta un procedimiento, paso a paso, de diseño basado en las recomendaciones de Bell y otros (1975) y Koerner (1990).

Estabilidad interna:

1. Determine la distribución de la presión activa sobre el muro con

$$\sigma_a = K_a \sigma_v = K_a \gamma_1 Z \quad (9.36)$$

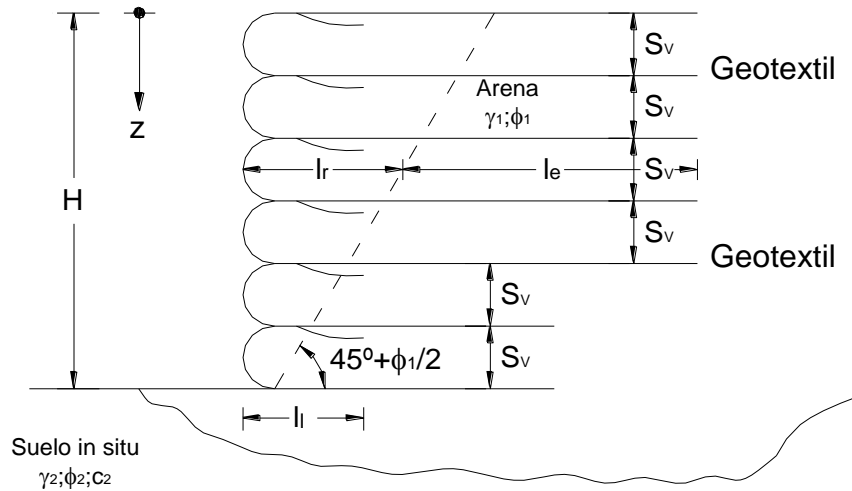


Figura 9.12. Muro de retención con refuerzo geotextil (Tomado de Principio de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M Das Pag 439)

Donde K_a = coeficiente de presión de tierra de Rankine = $\tan^2 (45^\circ - \phi_1/2)$

γ_1 = peso específico del relleno granular

ϕ_1 = ángulo de fricción del relleno granular

2. Se selecciona un geotextil que tenga una resistencia permisible de σ_G (lb/pie o kN/m)
3. Se determina el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z con

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\sigma_a FS_{(B)}} = \frac{\sigma_G}{(\gamma_1 z K_a) (FS_{(B)})} \quad (9.37)$$

Note que la ecuación 9.22 es similar a la 9.29. La magnitud de $FS_{(B)}$ es generalmente entre 1.3 y 1.5.

4. Determine la longitud de cada capa del geotextil con

$$L = l_r + l_e \quad (9.38)$$

Donde:

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad (9.39)$$

y

$$l_e = \frac{S_v \sigma_a (FS_{(P)})}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad (9.40)$$

$$\sigma_a = \gamma_1 z K_a$$

$$\sigma_v = \gamma_1 z$$

$FS_{(P)} = 1.3$ a 1.5

$\phi_F =$ ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz del suelo

$$\phi_f = \frac{2}{3} \phi_1$$

Note que las ecuaciones 9.23, 9.24 y 9.25 son similares a las 9.18, 9.19 y 9.20 respectivamente.

Con base en los resultados publicados, la hipótesis de que $\frac{\phi_F}{\phi_1} \approx \frac{2}{3}$ es razonable y conservadora. Martín y otros (1984) presentaron la siguiente prueba de laboratorio para ϕ_F/ϕ_1 entre varios tipos de geotextiles y arena.

Tipo	$\frac{\phi_F}{\phi_1}$
Tejido; monofilamento/arena de concreto	0.87
Tejido; película de limo/concreto arena	0.80
Tejido; película de limo/arena redondeada	0.86
Tejido; película de limo/arena limosa	0.92
No tejido; adherido pro fusión/arena de concreto	0.87
No tejido; punzonado con aguja/arena de concreto	1.00
No tejido; punzonado con aguja/arena redondeada	0.93
No tejido; punzonado con aguja/arena limosa	0.91

5. Determine la longitud de traslape, l_t , con

$$l_t = \frac{S_v \sigma_a FS_{(P)}}{4\sigma_v \tan \phi_F} \quad (9.41)$$

La longitud mínima de traslape debe ser de 3 pies (1m)

Estabilidad externa:

6. Revise los factores de seguridad contra el volcamiento, el deslizamiento y la capacidad portante del suelo.

9.2.3 MUROS ANCLADOS.

Las soluciones de contención en ingeniería se aplican cada día, con mayor frecuencia el concepto de masas de suelos ancladas, mediante la utilización de elementos pretensados, lográndose un campo de aplicación muy amplio como sótanos, pasos a desnivel, la contención de rellenos en laderas, y ha permitido su ejecución en forma exitosa. El desarrollo de la tecnología constituye un campo para garantizar la estabilidad de estructuras diversas, contrarrestando los momentos de vuelco así como el efecto de las presiones hidrostáticas por las fuerzas de filtración.

Los muros anclados se pueden construir después de finalizada una excavación, o a medida que se lleva a cabo la excavación, y se pueden instalar con anterioridad, previo a realizar una excavación (Muzas et al).

9.2.3.1 Métodos de cálculo.

El procedimiento de cálculo para el diseño de los muros anclados se basa en la técnica propuesta por Kranz, tal como lo menciona Ranke y Ostermayer, donde los autores se fundamentan en los métodos para el diseño muros con un solo anclaje y ampliado a tirantes anclados en varios niveles.

Kanz analiza la rotura producida a lo largo de un plano de deslizamiento profundo, tomando en cuenta el equilibrio de una cuña limitada por el muro, la superficie exterior, la superficie de deslizamiento y una pantalla ficticia.

La pared de anclaje ficticia está enmarcada por la superficie exterior del terreno y el plano de deslizamiento profundo, que atraviesa el centro de transmisión de los esfuerzos de anclaje al terreno. El centro de la transmisión de tensiones se considera el punto medio de

la longitud media de empotramiento calculada. La línea de deslizamiento (superficie de rotura interna) se toma recta y está limitada por el pie del muro, en caso de apoyo libre, o por el punto al que corresponde el momento de empotramiento máximo para el caso de muro empotrado en su base.

Al calcular el equilibrio de una cuña de la masa del suelo entre el muro y la pantalla ficticia, se obtiene un polígono de fuerzas, del cual se puede deducir el valor máximo posible de la fuerza del anclaje A , tal como se indica en la figura 9.13.

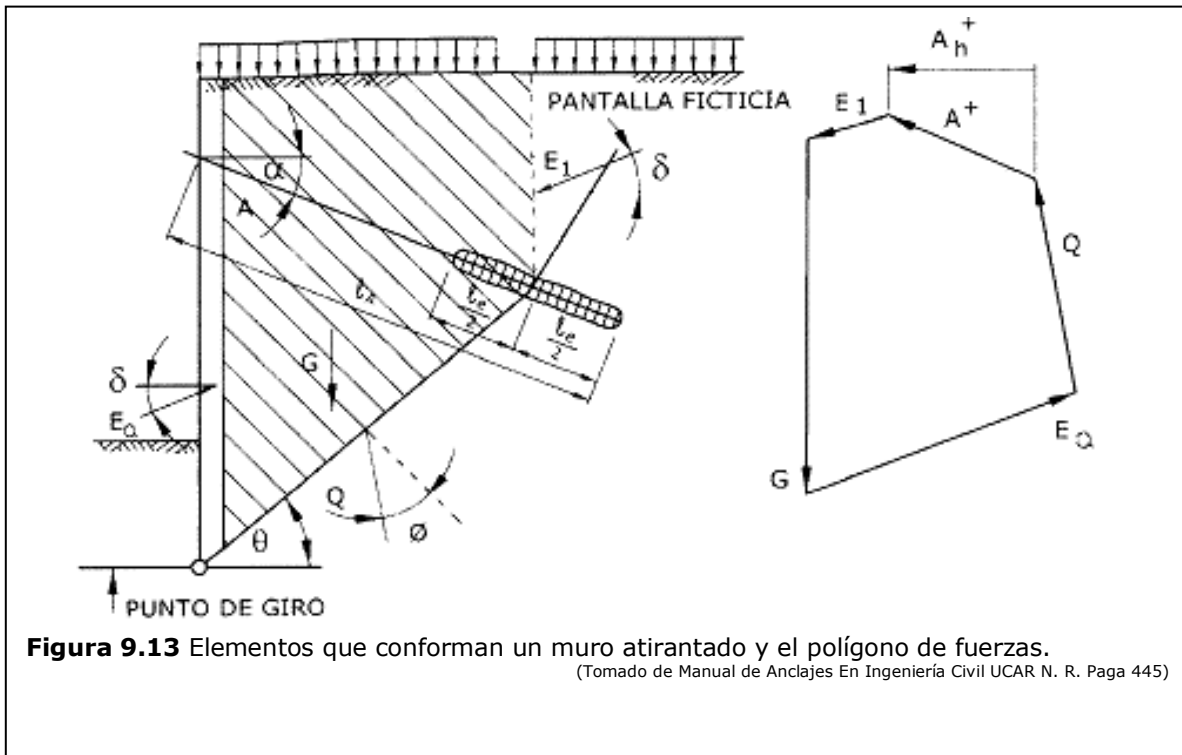


Figura 9.13 Elementos que conforman un muro atirantado y el polígono de fuerzas.

(Tomado de Manual de Anclajes En Ingeniería Civil UCAR N. R. Paga 445)

El factor de seguridad se define, de acuerdo a Kanz por el cociente entre la fuerza máxima del tirante anclado y la movilizada, es decir:

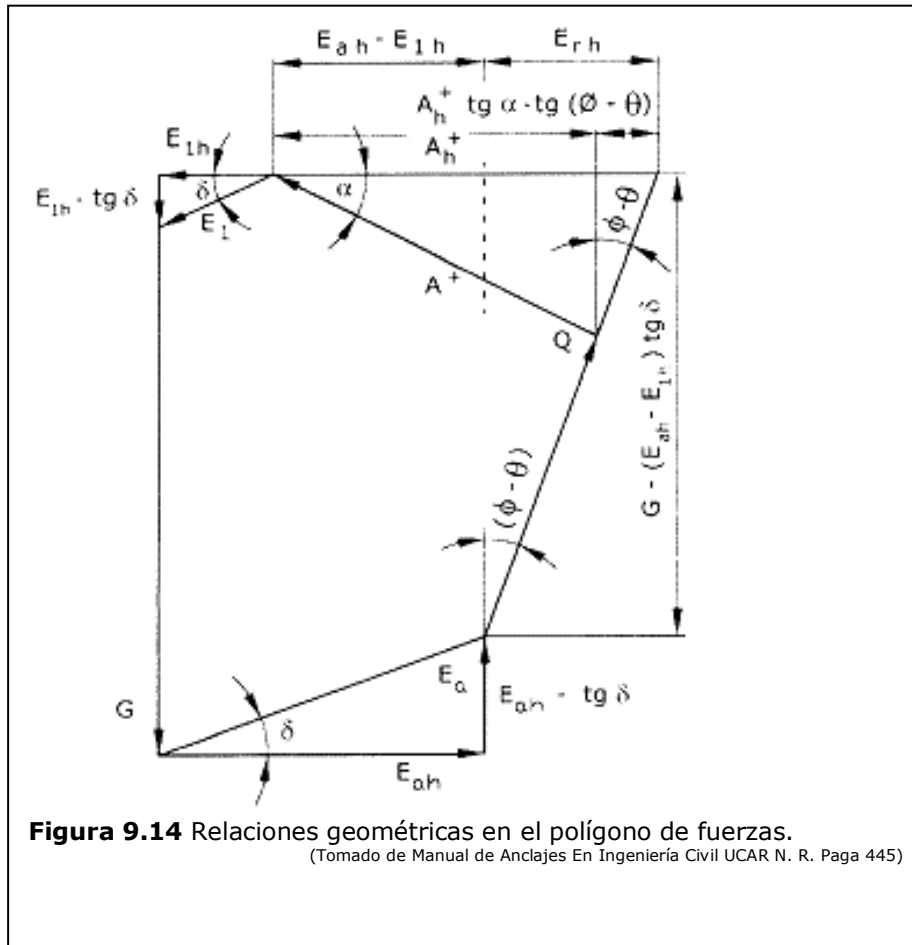


Figura 9.14 Relaciones geométricas en el polígono de fuerzas.
 (Tomado de Manual de Anclajes En Ingeniería Civil UCAR N. R. Paga 445)

$$FS = \frac{A_h^+}{A_h} \quad (9.42)$$

En la figura se encuentra un polígono de fuerzas donde se igualan las horizontales y las verticales:

$$E_{rh} = [G - (E_{ah} - E_{1h}) \tan \delta] \tan(\phi - \theta) \quad (9.43)$$

$$f_A = \frac{1}{1 + \tan \alpha \times \tan(\phi - \theta)} \quad (9.44)$$

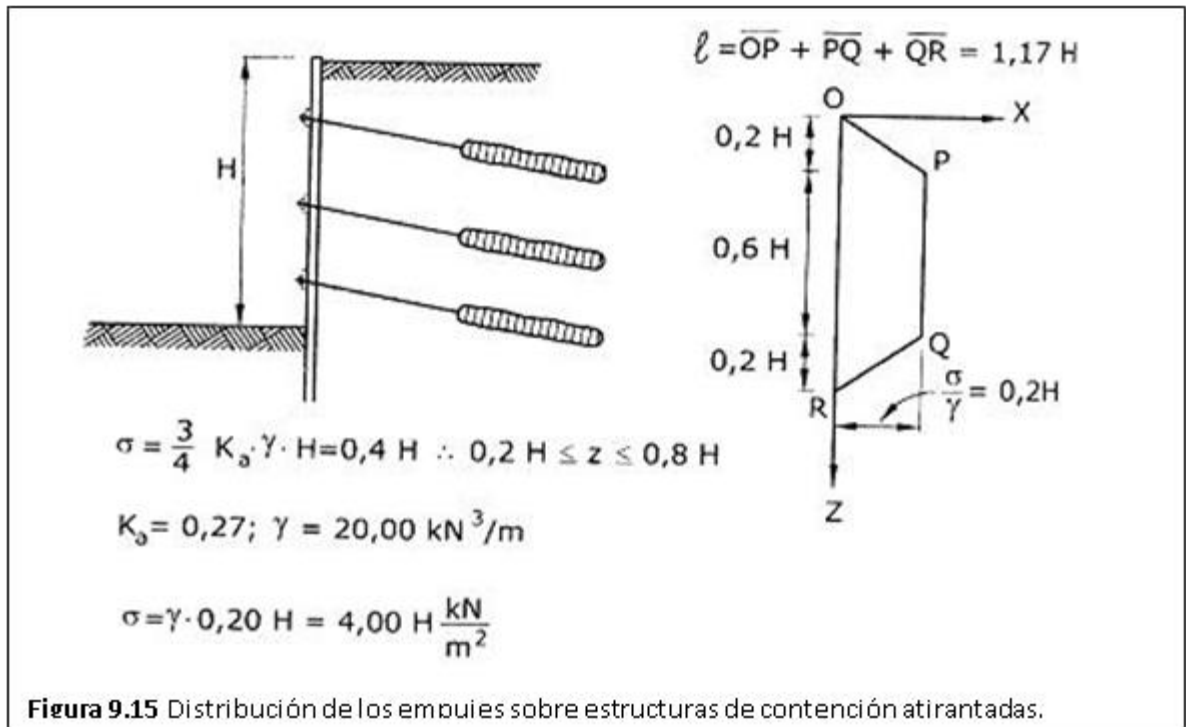
$$A_h^+ = f_A \times (E_{ah} - E_{1h} + E_{rh}) \quad (9.45)$$

En donde:

G= Peso de la masa de suelo situada sobre la superficie de falla

- E_{ah} = Empuje activo (sin presión de agua) actuando sobre la pantalla desde la corona hasta el punto de giro.
- E_{1h} = Empuje activo sobre la pantalla ficticia
- ϕ = Ángulo de rozamiento interno del suelo
- θ = Ángulo de inclinación de la superficie de rotura
- δ = Ángulo de rozamiento con la pantalla

- α = Ángulo de inclinación del tirante anclado con la horizontal.



Estimación de los empujes sobre la estructura.

Cuando los suelos presentan parámetros promedios, Schnabel estima razonable el máximo empuje en muros de contención lateralmente de altura H con la siguiente expresión:

$$P = \left[\frac{0,60 \times H + H}{2} \right] \times 0,20 \times \gamma \times H \quad (9.46)$$

Terzaghi y Peck en arenas consideran:

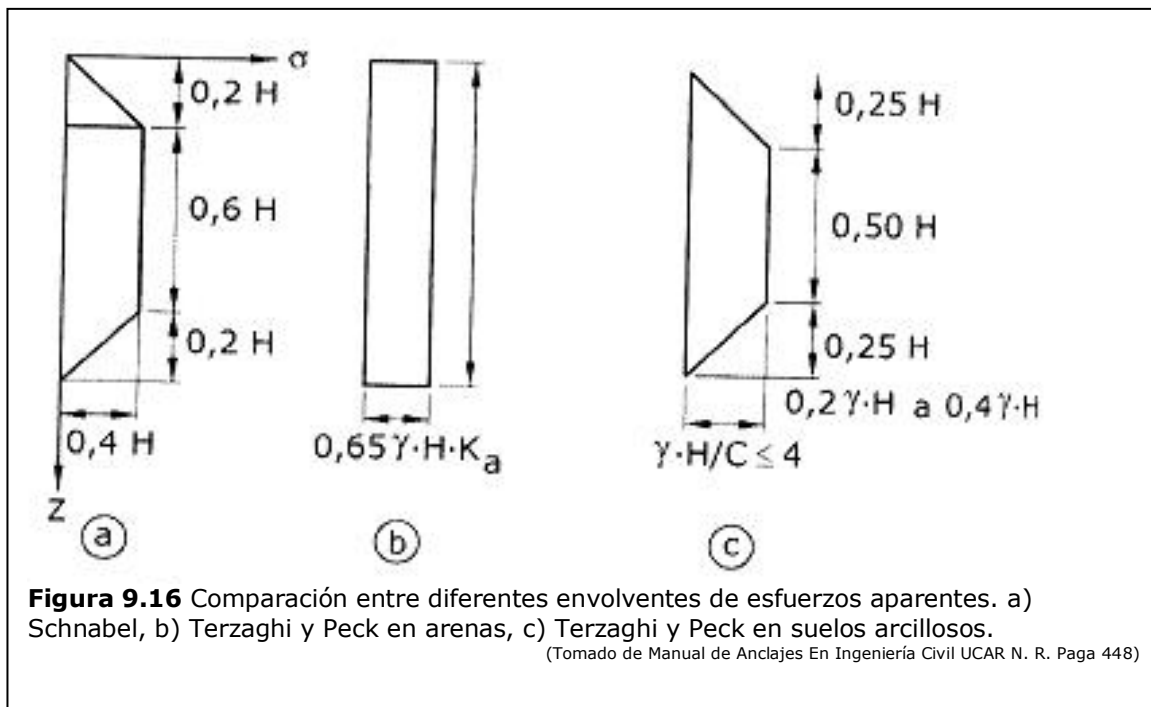
$$\sigma = 0,65 \times \gamma \times K_a \times H \quad (9.47)$$

$$P = 0,65 \times \gamma \times K_a \times H^2 \quad (9.48)$$

La envolvente de presiones en suelos arcillosos, según los autores es:

$$\sigma = 0,20 \times \gamma \times H \quad (9.49)$$

$$P = \left[\frac{0,50 \times H + H}{2} \right] \times 0,20 \times \gamma \times H \quad (9.50)$$



Ejemplo 1.

Dimensionar una pantalla de contención con anclajes de tres niveles para una excavación de 6,00 metros de altura, para la adecuación de un área. El suelo es un limo arenoso con las siguientes características.

$\phi =$	Ángulo de fricción	25°
$\gamma =$	Peso unitario del suelo	1,7 Ton/m ³ , (16,7 KN/m ³)
$\delta =$	Ángulo de rozamiento del suelo con el muro (2/3 ϕ)	17°
$K_a =$	Coefficiente activo de presión de tierras.	0,40

$K_p =$	Coficiente pasivo de presión de tierras.	2,50
$q =$	Sobrecarga	1,00 Ton/m ³ , (10 KN/m ³)
$H =$	Altura del muro	6,00 m

Cálculo de los esfuerzos en el muro.

La presión en profundidad $z=H$, en la base de la excavación:

$$\sigma_h = q \times Ka + \gamma \times H \times Ka$$

$$(\sigma_h)_{z=6,00} = \left(10 \frac{KN}{m^3} + 16,7 \frac{KN}{m^3} \times 6,00m\right) \times 0,40 = 44,08 \frac{KN}{m^2}$$

El empuje total por el suelo es:

$$E_{ah} = \left[\left(\frac{q}{H} \right) + \frac{\gamma}{2} \right] \times K_a \times H^2$$

$$E_{ah} = \left[\left(\frac{10 \frac{KN}{m^3}}{6m} \right) + \frac{16,7 \frac{KN}{m^3}}{2} \right] \times 0,40 \times (6,00m)^2 = 144,24 \frac{KN}{m^2}$$

La presión horizontal promedio en el muro, para una distribución horizontal es:

$$\frac{E_{ah}}{H} = 24,04 \frac{KN}{m^2}$$

Los niveles de anclaje se han escogido, situando los anclajes en las cotas -1,00, -3,00 y -5,00 m, tal como se presenta en la figura 9.10, lográndose una solución acertada, con momentos máximos en los tramos muy iguales y próximos al momento obtenido en el nivel de anclaje superior.

Determinación aproximada de la fuerza de anclaje.

Suponiendo los momentos flectores sobre el muro, nulos al nivel de los anclajes, a excepción del nivel superior y el de la excavación, permite determinar los valores aproximados de las fuerzas de anclajes, al considerar el muro de franja unitaria.

$$A_{1h} \times (3-1)m = \left[24,04 \frac{KN}{m^2} \times 3,00m \right] \times \left(\frac{3}{2}m \right)$$

$$A_{1h} = 54,09 \frac{KN}{m} \text{ de longitud de muro}$$

$$A_{1h} \times (5,0 - 1,0)m + A_{2h} \times (5,0 - 3,0)m = \left[24,04 \frac{KN}{m^2} \times 5,0m \right] \times \left(\frac{5,0}{2} m \right)$$

$$A_{2h} = 42,01 \frac{KN}{m} \text{ de longitud de muro}$$

$$A_{3h} \times (6,0 - 5,0)m + A_{2h} (6,0 - 3)m + A_{1h} (6,0 - 1,0)m = \left[24,04 \frac{KN}{m^2} \times 6,00m \right] \times \left(\frac{6,0}{2} m \right)$$

$$A_{3h} = 36,24 \frac{KN}{m} \text{ de longitud de muro}$$

El esfuerzo E al nivel de la excavación es, al considerar la condición de equilibrio, el siguiente:

$$A_{1h} + A_{2h} + A_{3h} + E = (\sigma_h)_{promedio} \times H$$

$$E = 11,9 \text{ KN/m.}$$

Dicha fuerza es adoptada por el empuje pasivo, por lo tanto la profundidad de hincado h, necesaria es la siguiente:

$$E = \frac{K_p}{2} \times \gamma \times h^2 - \left[K_a (q + \gamma \times H) + K_a \frac{\gamma \times H}{2} \right] \times h$$

Al resolver la ecuación de segundo grado se obtiene $h = 3,25$ m. Se adopta una profundidad de hinca de $h_t = 3,50$ m.

Fuerza de anclaje considerando el muro como una viga continua.

La viga se considera apoyada en los puntos de anclaje y el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas que actúan sobre el pie del hincado del muro. Con la profundidad de hinca de 3,00 metros, la resultante E quedará localizada a una profundidad de $(2/3) h_t = 2,00$ m por debajo del nivel de excavación. Además se asume el apoyo correspondiente a ese punto con articulación libre.

El sistema de ecuaciones que representa al sistema estático considerado, supone nulos los desplazamientos o corrimientos de los apoyos. El valor del momento en el primer apoyo es:

$$M_1 = \left(24,04 \frac{KN}{m^2} \times 1,00m \right) \times \frac{1,00}{2} m = -12,02 \frac{KN}{m}$$

Con la ayuda de la ecuación de los tres momentos, la cual puede ser adoptada una vez para cada apoyo intermedio de la viga continua, es posible calcular los demás momentos, tal como lo indica Timoshenko y Young¹

$$M_{n-1} \times l_n + 2 \times M_n (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \times l_{n+1} = -\frac{6A_n a_n}{l_n} - \frac{6A_{n+1} \times b_{n+1}}{l_{n+1}}$$

Siendo.

M_n y M_{n-1} = Momentos en el apoyo n y $(n-1)$ respectivamente

l_n = Longitud entre los apoyos $(n-1)$ y n

l_{n+1} = Longitud del tramo entre los apoyos n y $(n+1)$

A_n y A_{n+1} = Áreas correspondientes a los diagramas de momento flector con centros de gravedad C_n y C_{n+1} , cuyas posiciones están definidas por a_n y b_{n+1}

Asumiendo una franja unitaria, la fuerza correspondiente a una distribución rectangular es 24,04 KN/m, por lo tanto, al aplicar la ecuación anterior se obtienen los siguientes resultados.

Nodo 2

$$M_1 \times 2,0 + 2M_2 (2,0 + 2,0) + M_3 \times 2,00 = \left[\frac{-24,04 \times (2,0)^3}{4} \right] + \left[\frac{-24,04 \times (2,00)^3}{4} \right]$$

Nodo 3, $M_4=0$

$$M_2 \times 2,00 + 2 \times M_3 (2,00 + 3,00) + M_4 \times 3,00 = \left[\frac{-24,04 \times (2,00)^3}{4} \right] + \frac{-24,04}{4 \times 3,00} [1,00^2 (2 \times 3^2 - 3^2)]$$

Al resolver el sistema de ecuaciones se llega a:

$$M_2 = -10,26 \text{ KN-m/m}$$

$$M_3 = -4,98 \text{ KN-m/m}$$

Determinación de las reacciones. Tomando nuevamente dos tramos adyacentes, se obtiene el valor de la reacción simple R'_n en (n) debida a las cargas del tramo l_n , y R''_n la reacción en (n) debida a las cargas del tramo l_{n+1} .

$$R_n = R'_n + R''_n + \frac{M_{n-1} - M_n}{l_n} + \frac{-M_n + M_{n+1}}{l_{n+1}}$$

Al observar la figura 9.11 se encuentra:

¹ Timoshenko S. y Young D.H, Elementos de Resistencia de Materiales Pag 246.

$$A_{1h} = \left(24,04 \frac{KN}{m} \times \frac{1,50}{2} m \right) + \left(24,04 \frac{KN}{m} \times \frac{2,00}{2} m \right) - \left[\frac{-12,02 KN - m}{1,00m} \right] + \left[\frac{(12,02 - 10,26)KN - m}{3,0m} \right]$$

$$A_{1h} = (18,03 + 24,04 + 12,02 + 0,59) \frac{KN}{m} = 54,68 \frac{KN}{m} \text{ de muro}$$

$$A_{2h} = \left(24,04 \frac{KN}{m} \times \frac{2,0}{2} m \right) + \left(24,04 \frac{KN}{m} \times \frac{2,0}{2} m \right) + \left(\frac{-12,02 + 10,26}{2,00} \right) KN - m + \left(\frac{10,26 - 4,98}{2,00} \right) KN - m$$

$$A_{2h} = (24,04 + 24,04 - 0,88 + 2,64) = 49,84 \frac{KN}{m} \text{ de muro}$$

$$A_{3h} = \left(24,04 \frac{KN}{m} \times \frac{2,0}{2} m \right) + \left(\frac{24,04 KN / m \times 2m(3,33 - 2,33)m}{3,33m} \right) + \left(\frac{(10,26 - 4,98)KN / m}{2,0m} \right) + \frac{4,98KN / m}{3,33m}$$

$$A_{3h} = (24,04 + 14,43 + 26,4 + 1,50) = 42,61 \frac{KN}{m} \text{ de muro}$$

$$E = \left(\frac{24,04 KN / m \times 1,0m \times 1,00m}{3,33m} \right) + \left(\frac{-4,98KN - m}{3,33m} \right)$$

$$E = (7,21 - 1,50) = 5,71 \frac{KN}{m} \text{ de muro}$$

Determinación de los coeficientes de seguridad.

Cálculo del empuje horizontal sobre la pantalla ficticia.

De acuerdo con la normativa existente para la inclinación de anclajes adoptada debe obtenerse un factor de seguridad $n > 1,50$.

El buzamiento del plano profundo de deslizamiento t se calcula para cada nivel de anclaje, de acuerdo con la figura como sigue:

$$\overline{BC} = \overline{OB} \frac{\text{Cos}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{\text{seno}\left(45 + \frac{\varphi}{2} - \alpha\right)}$$

α Inclinación del anclaje (negativo cuando el barreno está situado por debajo de la horizontal)

ϕ	Ángulo de fricción interna
OB	Cota del anclaje medido a partir del nivel de hincado
CD	Longitud mínima que garantice que la zona de anclaje se encuentra localizada en la masa de suelo estable, es decir detrás de la superficie de deslizamiento generada por presión activa del terreno. (15% A 20% de la altura total de la excavación.
DE	Distancia correspondiente a la mitad de la longitud de la zona de anclaje.

$$\overline{BC} = 9,5 \frac{\cos(57,5)}{\text{sen}(45 + 12,5 + 25)} = 5,14m$$

$$\overline{CD} = 0,19 \times 9,5$$

$$\overline{DE} = \frac{1}{2} L_B$$

$$L_B = \frac{A_1 \times S \times \eta}{\pi \times \phi \times \tau}$$

$$A_1 = \frac{59,68 \text{ KN/m}}{\cos 25 \times 9,81} = 6,08 \text{ Ton/m}$$

$$L_B = \frac{6,08 \times 2,0 \times 2,0}{\pi \times 0,20 \times 12 \text{ Ton/m}} = 3,22m$$

Calculando para cada nivel de anclajes:

Tensión horizontal		Tensión del anclaje		DE	BC	CD	BE
A _{1h}	5,57	A ₁	6,14	4,34	4,60	1,80	10,74
A _{2h}	5,08	A ₂	5,60	3,96	3,52	1,80	9,28
A _{3h}	4,34	A ₃	4,80	3,39	2,43	1,80	7,62
Longitudes				Bulbo	libre		Total

Determinación de los coeficientes de seguridad en cada nivel.

a. Cálculo del empuje horizontal activo sobre la pantalla ficticia.

Z= 4,62 m

$$E_a = K_a \times q \times z + \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times Z^2$$

$$E_{1h}(A_1) = 0,40 \times 10 \times 4,62 + 0,5 \times 0,4 \times 16,7(4,62)^2 = 89,77 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Z = 6,08 \text{ m}$$

$$E_{1h}(A_2) = 147,79 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Z = 7,50 \text{ m}$$

$$E_{rh}(A_3) = 217,88 \text{ KN} / \text{m}$$

El peso del terreno por encima del plano de rotura profunda es:

H_p	H_{pf}	$L_{pantallas}$	Carga	Sobrecarga	
9,50	4,62	7,36	867,75	73,6	$G(A_1) = 941,35$
9,50	6,08	6,61	858,36	66,1	$G(A_2) = 924,46$
9,50	7,50	5,36	760,85	53,6	$G(A_3) = 814,45$

Determinación del E_{rh}

El empuje activo sobre la pantalla, considerando la profundidad de hinca $h_t = 3,50 \text{ m}$.

$$E_{ah} = K_a \times q \times (H + h_t) + \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a (H + h_t)^2$$

$$E_{ah} = 0,40 \times 10 \times 9,50 + \frac{1}{2} \times 16,7 \times 0,40 (9,50)^2 = 339,43 \text{ KN} / \text{m}$$

Primer nivel:

$$E_{rh}(A_1) = [G - (E_{ah} - E_{1h}) \tan \delta] \tan(\phi - \theta)$$

$$E_{rh}(A_1) = [941,25 - (339,43 - 89,77) \tan 17] \tan(-8,54) = 129,88$$

$$E_{rh}(A_1) = 129,88 \text{ KN} / \text{m}$$

Fuerza máxima del anclaje A_h^+

$$f_A = \frac{1}{1 + \tan \alpha \times \tan(\phi - \theta)} = \frac{1}{1 + \tan 25 \times \tan(25 - 33,54)} = 1,075$$

$$A_{1h}^+ = f_A (E_{ah} - E_{1h} + E_{rh})$$

$$A_{1h}^+ = 1,075(339,43 - 89,77 - 129,88) = 128,76 \text{ KN} / m$$

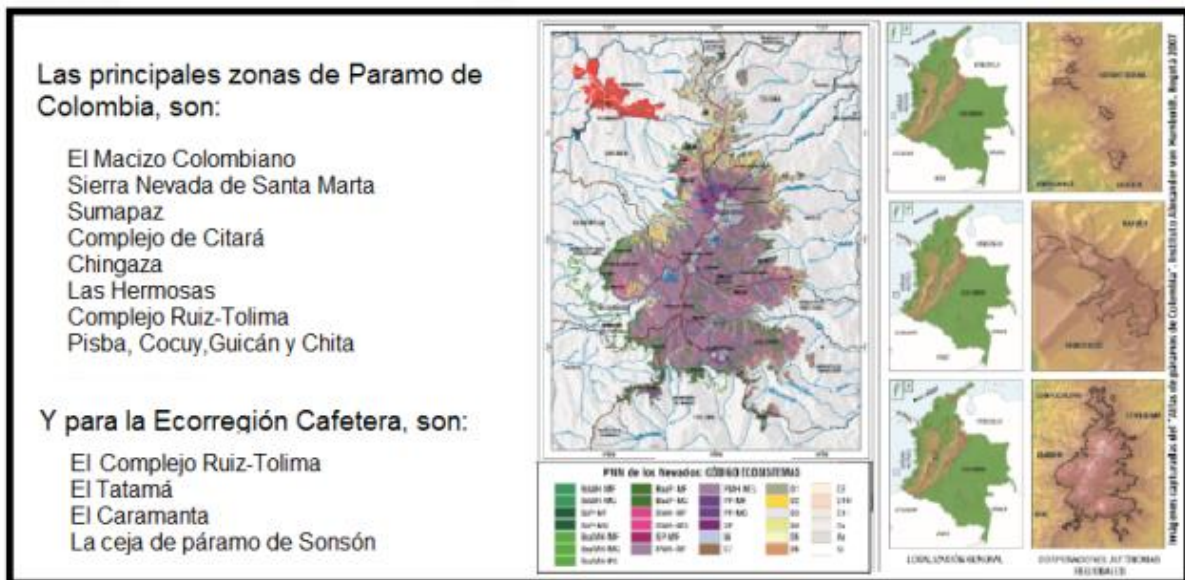
Coefficiente de seguridad.

$$\eta = \frac{A_{1h}^+}{A_{1h}} = \frac{128,76}{54,68} = 2,35$$

9.3 LECTURAS COMPLEMENTARIAS

Paramos vitales para la Ecorregión Cafetera

RESUMEN: El país tiene 36 complejos de páramo, que cubren cerca de 2'906.137 hectáreas, equivalentes al 3 por ciento de la superficie del país, que están en proceso de delimitación, dado que en virtud del fallo de la Corte Constitucional no se puede realizar ningún tipo de actividad extractiva o minera. Colombia, gracias a las tres cordilleras y a sus particularidades edáficas y de biota, no solo tiene el 50% de los páramos existentes en los Andes, sino también los más diversos de la región.



Colombia es altamente vulnerable a los efectos del cambio climático, cuyos impactos socioambientales y económicos también afectarán a la Ecorregión Cafetera, no solo por la

migración en altitud de las zonas de vida alterando la aptitud de los suelos y con ello la estructura de la tenencia de la tierra, sino también por cambios en el balance hídrico y régimen de precipitaciones, y en la frágil estabilidad de comunidades vegetales nativas frente a las variaciones del clima por la fragmentación de los ecosistemas, entre ellos los de montaña que están en peligro y los páramos donde por fortuna la Corte Constitucional ha blindado el subsuelo de los apetitos mineros que acechan.

Esta Ecorregión Cafetera con su verde, escarpado y deforestado paisaje tropical enclavado entre las cordilleras y profundos valles de los Andes más septentrionales de América, donde sobresalen los páramos establecidos en ambientes fluviales, glaciares y gravitacionales que se entreveran, ubicados tanto sobre la Cordillera Central en vecindad de las cumbres nevadas del Complejo volcánico Ruiz-Tolima y la Mesa de Herveo a más de 5.000 msnm, como en el continuo de farallones de la Cordillera Occidental ubicado al sur de los Complejos Paramillo y Frontino-Urrao, con sus notables alturas como el Cerro Caramanta del Complejo Citará y el Tatamá del Macizo Tatamá que son sus mayores alturas en jurisdicción del Eje Cafetero.

En los Andes sudamericanos, estos y otros páramos se extienden como islas, en ocasiones en medio de paisajes volcánicos, tal cual se observa desde la Depresión de Huancabamba al norte del Perú, hasta la Cordillera de Mérida en Venezuela o la Sierra Nevada de Santa Marta, pasando por las tres cordilleras de Colombia. Si el páramo es un ecosistema tropical de montaña con vegetación achaparrada tipo matorral, que se desarrolla por encima del área del bosque montano y por abajo del sistema nival, aunque también existen en Centro América, Sudamérica, Asia, Oceanía y África, en términos absolutos la mayor extensión paramuna del mundo está en Colombia, aunque solo algunos han escapado a diferentes procesos de alteración y afectación antrópica.

Así como hemos visto la migración de los cafetales conforme el clima ha venido cambiando, avanzando 170 m en altitud por cada grado centígrado de incremento en la temperatura, también en el PNNN ya se advierte el calentamiento global con la pérdida de los glaciares: si entre 1979 y 2010 la superficie de los hielos perpetuos en el Complejo Volcánico Ruiz-Tolima ha pasado de 32 o 29 a 12 o 10 kilómetros cuadrados, mucho antes, cuando se funda Manizales (1849), como consecuencia del último pico de una pequeña glaciación ocurrida entre 1550 y 1850, según Antonio Flórez (2002) e Ideam-Unal (1997) los hielos del PNNN sumaban cerca de 93 kilómetros cuadrados, 10% de los cuales cubrían el Cisne y el Quindío.

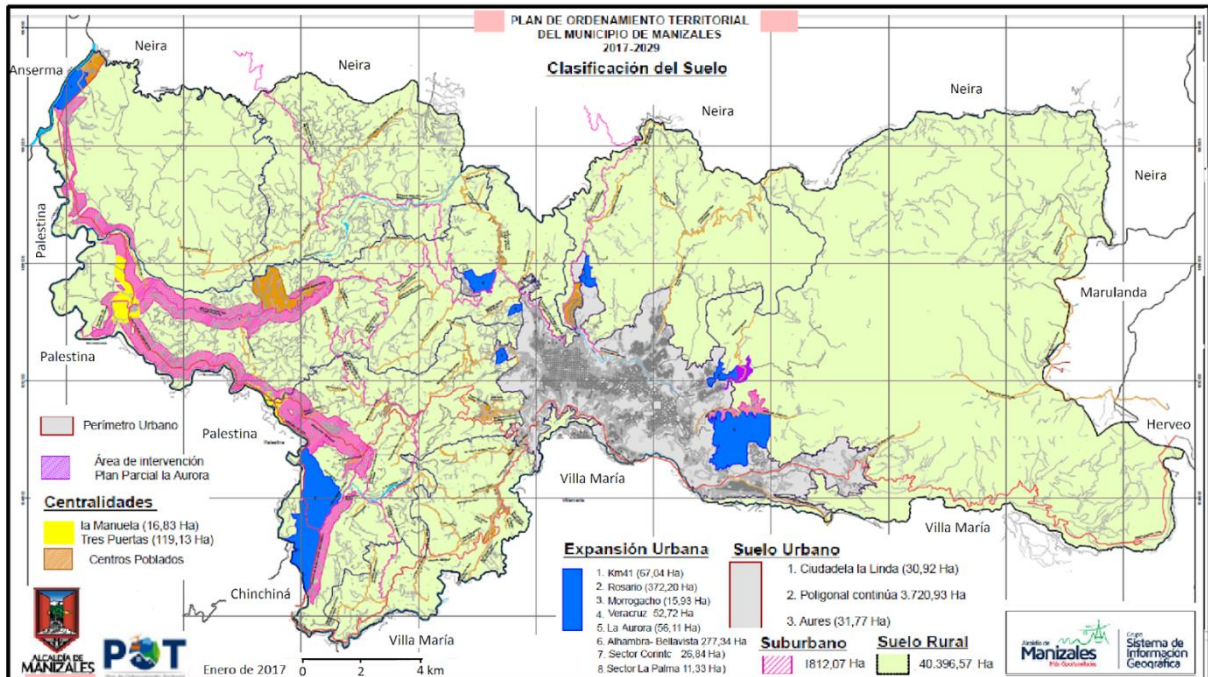
El Tatamá con 4.250 msnm y su ecosistema de páramo y bosques alto-andinos muy húmedos delimitados por los 3.450 m de altitud, y el Caramanta con su cumbre a 3.900 msnm que ubicado al sur de los farallones del Citará igualmente comprende el páramo, no solo marcan el paisaje del norte de Caldas y de Manizales por el poniente, sino que

también nutren el drenaje de los ríos San Juan, Atrato, Risaralda y Cauca de esta ecorregión, al albergar varias cuencas de las dos vertientes de la Cordillera Occidental, tanto por el norte de la ecorregión con los ríos Arquía, San Juan Antioqueño , como al sur con los ríos San Rafael, Tatamá, Negro y Mapa.

Pero además de ser el de Tatamá un Parque Natural Nacional por fortuna cuasi-inaccesible y casi virgen y desconocido, y el de Caramanta una zona de interés declarada Reserva Forestal Protectora Regional en Antioquia para proteger sus páramos con su particular biota y fauna biodiversa, e importantes especies endémicas, también ambos escenarios al lado del PNNN como singulares medios de regulación hidrológica, suministro de oxígeno y captura de carbono atmosférico, además de ser espacios vitales para varias comunidades vecinas, de territorios colectivos afrodescendientes, resguardos indígenas Embera y poblados de mestizos, son medios estratégicos y fundamentales para la sustentabilidad urbana y rural de la Ecorregión Cafetera, donde vivimos cerca de 2,7 millones de habitantes que ignoramos estas y otras complejas relaciones y dinámicas culturales y ecosistémicas

[Ref.: La Patria. Manizales, 2016/03/28.] Páramos en la Ecorregión Cafetera: IDEAM, e Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt.

Reflexiones sobre el POT de Manizales



Fuente: <https://godues.blogspot.com.co/2017/03/observaciones-al-componente-general-del.html>

Por la carencia de ideas más precisas que proyecten un futuro sustentable para Manizales, con enfoques más regionales, a pesar de los avances en planificación urbana respecto al POT anterior, y en especial en la componente rural del municipio donde lo ambiental alude al desarrollo social, al agua y a los necesarios corredores de conectividad para la biodiversidad, pero no a la cultura como factor fundamental para el desarrollo de bienes y servicios artesanales y no agroindustriales, por decisión del Honorable Concejo la saliente administración municipal le deja a la ciudad, un POT importante a revisar.

Posiblemente gravitaron las críticas que ha presentado el Colectivo Subámonos al Bus del POT, centradas en aspectos socio-ambientales profundos, donde se recogen en parte propuestas presentadas en varios documentos y foros, dado que la propia Secretaría de Planeación en un hecho loable y sin precedentes programó ocho eventos para la participación de diferentes actores sociales y de la sociedad civil, buscando nutrir el interesante proceso. A continuación, resalto algunos aspectos del POT que ameritarían revisión.

1- El POT no consagró como política pública el cobro de la plusvalía urbana, proponiendo la creación de cargas compensatorias para la actividad urbanizadora en beneficio del

municipio, al gravar a los actores que consuetudinariamente especulan con un modelo expansivo de ocupación de la “jungla de concreto” que va más allá de las propias necesidades de la ciudad. Posiblemente bajo el falso argumento de la escasez de suelo, se ha permitido que la plusvalía urbana continúe privatizada, además de presionar el bosque natural andino tal cual lo advertimos en Monte León, cuando está previsto que la población de Manizales apenas alcanzaría los 400 mil habitantes en la siguiente década. A modo de ejemplo, hacia la zona de La Aurora no se ha puesto límite a nuevos usos que entrarían en conflicto con la reserva de Río Blanco.

2- El POT no debería sostener un modelo urbano anacrónico, pensado para la sociedad industrial de ayer y para el automóvil, que inspirado en dinámicas económicas que no consultan las demandas socio-ambientales de la ciudad, además de concentrar la inversión social y productiva, sigue fragmentando espacial y socialmente la ciudad. El POT tiende a privilegiar la infraestructura vial para el transporte individual y para las grandes superficies de mercado, en lugar de propender por un hábitat sostenible, para una Manizales más humana, incluyente, segura y solidaria, al irrigar los beneficios del gasto público con más equipamiento verde, mejores medios para la movilidad autónoma, y más rutas para el transporte colectivo limpio, lo que en conjunto supone otro modelo urbano.

3- El POT debería hacer honor a su promesa de respetar las actuales zonas de reserva ambiental, cerrándole posibilidades a la explotación minera en la cuenca media-alta del Chinchiná, actividad que compromete la zona de amortiguamiento del PNN de los Nevados, y a los vertimientos industriales sobre la quebrada Manizales. Por todos es sabido que en Toldafría la canadiense Rio Novo avanza con un prospecto minero de mayor envergadura, afectando la Reserva forestal de CHEC y poniendo en riesgo los acuíferos de las quebradas La María, California y Romerales, afluentes del Chinchiná, cuenca compartida con Villamaría, que por desgracia aparece al lado de las de Marmato y Supía, y posiblemente de la del Guarinó, entre las que continúan estando afectadas por mercurio en Colombia.

4- El POT debería concretar una apuesta por la Ciudad Región, entre Pereira y Manizales, creando elementos para facilitar la construcción de sinergias económicas que apliquen la metodología de clúster urbano, además de acuerdos respecto a servicios públicos, a un sistema integrado de transporte para abrigar las potenciales Áreas Metropolitanas o sus equivalentes, a crear complementariedades entre Aero café y Matecaña fundamentales para el Paisaje Cultural Cafetero y al desarrollo de un sistema de conectividad férrea para el transporte intermodal de carga, implementado una plataforma logística común para industrias minero-energéticas asociadas a corredores logísticos estratégicos para el país, como el Ferrocarril Cafetero entre La Dorada y el Km 41, el Puerto Multimodal de La Dorada y la extensión del Corredor Férreo del Cauca entre la Virginia y Urabá, propuestas de la UN-SMP que aún desconoce el nuevo Plan Maestro de Transporte Intermodal (2015).

[Ref.: La Patria. Manizales, 2016-01-04] Imagen: Mapa de la Estructura Ecológica de Soporte General para el Municipio de Manizales. Fuente, documentos del POT de Manizales.

RELACIONADO:

Manizales, por la senda verde. Duque Escobar, Gonzalo (2017) [Objeto de aprendizaje - Teaching Resource] U. N. de Colombia.

COP21, un reto social y político a nivel global



Resumen: Es evidente y pertinente la necesidad de un pacto global por el clima, pese a las divergencias entre los países que se desarrollaron a costa del medio ambiente, los países emergentes como China o Brasil que reclaman apoyo financiero y tecnológico para hacerlo de manera sostenible, y otros en vía de desarrollo que cuentan con reservas energéticas que quedarían cesantes o con una oferta forestal bosques para prestar servicios ambientales remunerables, diferencias que conducen a plantear preguntas fundamentales sobre quién paga y cómo lo hace.

Va cayendo el telón de la cumbre del clima en París, donde delegados de 190 países buscan un nuevo acuerdo mundial sobre reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero y cómo enfrentar el cambio climático, fenómeno global con consecuencias muy perjudiciales para el ambiente y la salud humana y uno de los problemas ambientales más graves de nuestros tiempos. Las pretensiones fundamentales contemplan, no sólo la firma de un acuerdo vinculante, sino también la verificación periódica del cumplimiento de las metas acordadas. Si bien, en los últimos 8000 años alrededor de la mitad de la cubierta forestal del mundo ha sido destruida, también por

causas no antrópicas, el clima del planeta siempre ha variado; sólo que ahora el ritmo de estas variaciones se ha acelerado durante las últimas décadas de manera anómala. El cambio climático causado por el calentamiento global que ha surgido desde la Revolución Industrial, y que se acentúa a principios del Siglo XX, se puede advertir en los últimos 50 años, máxime cuando la década de los noventa fue la más caliente en los últimos mil años.

Según la WWF, como consecuencia de la degradación del hábitat, de la explotación a través de la caza y la pesca, y del cambio climático, el declive de la biodiversidad en el planeta es muy grande y muy rápido: la biodiversidad global ha disminuido un 52% entre 1970 y 2010. Expertos predicen además que, por el aumento de la temperatura media de la atmósfera terrestre y de los océanos, para el año 2050 habrá 250 millones de refugiados climáticos en el mundo; y según la ONU, durante los próximos 15 años, el costo de los daños directos para la salud alcanzarían entre dos mil y cuatro mil millones de dólares anuales. Pero así el fenómeno sea global, su asimetría es evidente: a partir de 2020 los ecosistemas del Mediterráneo y del Caribe van a ser los más perjudicados, en especial por procesos de erosión costera; igualmente, se afectarán más las zonas continentales que las oceánicas, o más la región del Ártico que la del Antártico, cuando las aguas profundas al enfriarse ocasionen más frío en América del Norte y Europa.

Lo que está en "juego" es el derecho a la vida: para evitar mayores impactos de un cambio climático que ya afecta por igual a los ecosistemas y a los humano, no se podrá exceder la barrera de 2°C en el aumento de la temperatura media global antes de finalizar el siglo, lo que exigiría reducir las emisiones de gases de invernadero, respecto a las emisiones de 1990, entre 25% y 30% hacia 2025, y de 35% a 40% para 2030. Las amenazas anunciadas, incluyen: desastres naturales causado por eventos hidrogeológicos e incendios forestales, extinción de ecosistemas y de especies, epidemias por inundaciones y sequías, conflictos por el agua y los alimentos, y pérdidas de cosechas e infraestructura. Para responder a este reto, además de intervenir severamente la quema de combustibles fósiles y la deforestación, se deberá incrementar la resiliencia con acciones oportunas, no sólo de mitigación sino también de adaptación para los más vulnerables.

En Colombia, cada vez son más marcadas las transformaciones ambientales causadas, y evidente la amenaza durante las temporadas de El Niño y de La Niña para nuestros páramos, manglares, ambientes coralinos y glaciares, y para las selvas andinas, costeras y de la amazonia, por los desajustes en la "máquina atmosférica" con sus eventos climáticos extremos. Aunque se detengan ahora las causas, la recuperación de nuestros ecosistemas donde ya se advierten daños irreversibles, tardará décadas. Estamos urgidos de estrategias colectivas articuladas a nivel global, regional y local, para afrontar las amenazas y riesgos que conllevan las poblaciones y ecosistemas vulnerables. Así se afirme que el cambio climático y su probable impacto están demostrando ser más lentos y menos

perjudiciales de lo que se temía, y que el reducir las emisiones resulta en sumo grado costoso, al apreciar imágenes como el colapso de Gramalote, el ecocidio de los chigüiros en Casanare, y la tragedia por el deslave en Salgar, podemos advertir la alternancia cada vez más intensa y frecuente, de lluvias torrenciales e inundaciones con sequías intensas e incendios forestales. [Ref: La Patria, Manizales, 2015-12-07] Imagen: en desmotivaciones.es

RELACIONADO:

Calentamiento global en Colombia. Duque Escobar, Gonzalo (2011) In: El Día Mundial del Medio Ambiente, Junio 6 de 2011, Instituto Universitario de Caldas.

Cop 23, la cumbre del clima en Bonn



Entre el 6 y 17 de noviembre de 2017, se llevará a cabo la vigesimotercera conferencia de las Naciones Unidas sobre el cambio climático (COP 23), en Bonn, Alemania, evento que será presidido por Fiji con el apoyo organizativo y logístico del gobierno de Alemania, y para el cual la comunidad internacional reconoce la urgente necesidad de implementar una acción oportuna, suficiente y concertada, que permita enfrentar problemáticas como los desastres climáticos y la escasez de alimentos en regiones ambientalmente vulnerables, mitigando el cambio climático como factor de conflictos por el control de la

tierra y de los recursos, y detonante de sequías, incendios, tormentas e inundaciones causantes de crisis migratorias y refugiados.

Bonn tendrá como reto consolidar la confianza para implementar el Acuerdo de París que reconoce las causas antrópicas de carácter cultural y tecnológico del cambio climático, como hechos inequívocos y potencialmente irreversibles, consciente de que la falta de acciones significativas frente al calentamiento global en los últimos 25 años, está poniendo en riesgo los ecosistemas, la vida humana y los medios de subsistencia; también tendrá como desafío convencer a Trump, quien le ha anunciado a los otros 194 países que durante más de 20 años trabajaron por lograr un acuerdo sobre la materia que los Estados Unidos se retira del compromiso internacional, y hacer que retome su compromiso de reducir las emisiones de gases de efecto invernadero, asumiendo el propósito común de intervenir la principal causa del cambio climático.

Indudablemente, dados los eventos extremos que caracterizan la problemática del clima global -donde China que emite 12,5 millones de toneladas equivalentes de CO₂ al año y Estados Unidos que aporta 6 millones, son en su orden el primero y segundo mayor contaminador mundial de gases de efecto invernadero- en lo corrido del siglo hemos sido testigos de la ocurrencia de olas de calor y temporadas de lluvias asociados a la exacerbación de los fenómenos climáticos, lo que se traducen en daños severos a la salud humana causados por la propagación de enfermedades transmitidas por mosquitos, y por desnutrición tras la pérdida sistemática de cultivos.

De conformidad con la información aportada por la comunidad científica que permite comprender las causas reales y consecuencias del fenómeno climático, si queremos un futuro ambientalmente viable, se deberán coordinar acciones sólidas y con perspectiva de largo plazo, entre las instituciones gubernamentales y empresariales además de la sociedad civil, para construir capacidades de adaptación al cambio climático unificando la visión, diseñando estrategias y articulando metas claras entre los actores sociales, además de promover la recuperación y conservación de los patrimonios hídrico, edáfico y biótico, e impulsar el cambio radical de los hábitos de consumo, dos asuntos para los cuales la organización y participación social resultan trascendentales.

Mientras el colectivo Coalición Clima, un movimiento que reúne 24 organizaciones intersectoriales, propone metas obligatorias a los países industrializados que conduzcan a acciones verificables sobre la reducción de emisiones respecto de los niveles de 1990, en al menos un 30% para 2020 y de un 80% para 2050, también organizaciones internacionales como ProVeg que promueve la conciencia alimentaria, proponen reducir el consumo de productos de origen animal en un 50% hasta el año 2040, y la Alianza por el Clima aboga por incluir la ganadería en la agenda internacional, argumentando que según la FAO dicho sector es responsable del 14,5% de las emisiones de gases de efecto invernadero.

Para el caso colombiano, por estar ubicados en el trópico andino con sus cordilleras tectónicamente activas e inestables suelos sobre laderas deforestadas, las dinámicas del clima alternando entre períodos secos y húmedos, traducen los conflictos de uso del suelo en la alta susceptibilidad a los deslizamientos e inundaciones, con lo cual de no resolver dichos pasivos ambientales, se continuarán afectando áreas pobladas en el entorno de cuencas degradadas, ya que los desastres relacionados con el calentamiento global se repetirán de nuevo: tendremos inundaciones lentas como las de Bogotá, Cali y Barranquilla ocurridas en el marco de los fenómenos de la Niña por el desbordamiento de ríos que anegan sus valles y llanuras, o crecientes súbitas como las de Salgar y Mocoa, relacionadas con intensas lluvias que se transforman en devastadoras riadas.

[La Patria. Manizales 2017.11.06] <http://godues.webs.com> Imagen: Vulnerabilidad al Cambio climático, Deforestación y Estrés hídrico, en los Andes Tropicales. Fuente: GRID Arendal.

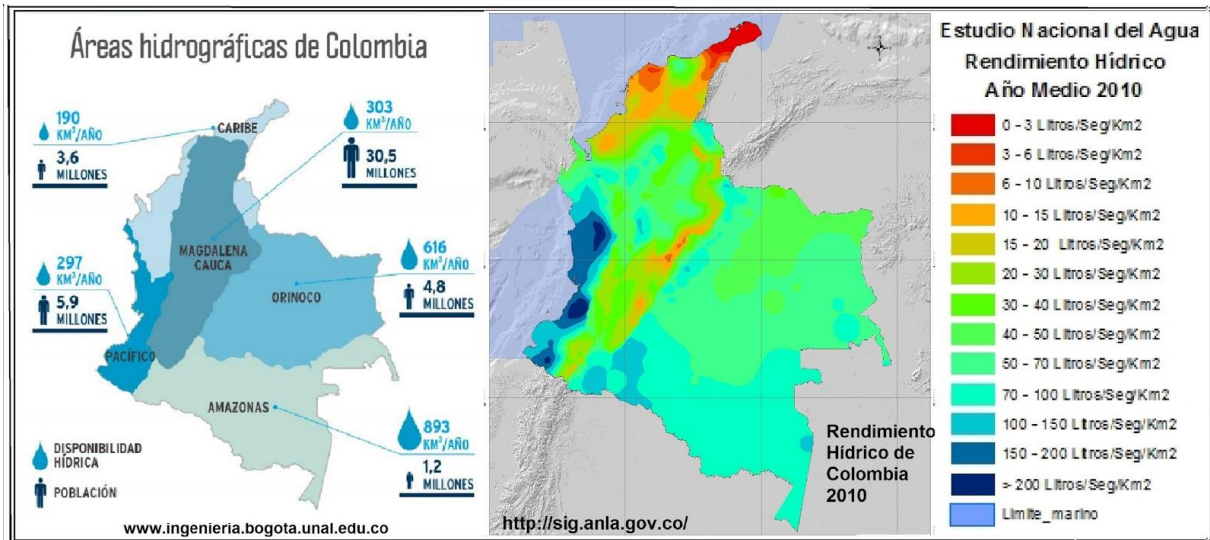
RELACIONADO:

Aqua como bien público. Duque Escobar, Gonzalo (2017) In: *Semana Ambiental de Manizales, Junio 9 de 2017, Teatro Fundadores, Manizales, Colombia.*

Las cuentas del agua

Resumen: Con precipitaciones anuales promedio de 1.800 mm y unas 720 mil cuencas hidrográficas, Colombia alcanza una oferta de 7.859 kilómetros cúbicos de agua superficial

y subterránea, de los cuales el 25% son las aguas de las escorrentías anuales; pero el país tiene severos problemas de calidad en la mitad de dicho patrimonio, dado el vertimiento de 9 mil toneladas de materia orgánica contaminante por año que llegan a los acuíferos y cuerpos de agua, proveniente del sector agropecuario y residencial, a las que se suman otras sustancias como las 200 toneladas anuales de mercurio proveniente de la actividad minera.



Colombia, con 2.011 kilómetros cúbicos de aguas de escorrentía y 5.848 kilómetros cúbicos de aguas subterráneas, es reconocida por su potencial hidrológico: según el Estudio Nacional del Agua, ENA, nuestro rendimiento hídrico estimado en 56 l/s/km², es 5,2 veces superior a la media mundial y 2,7 veces a la de América Latina; de ahí la necesidad de fortalecer el Sistema Nacional de Áreas Protegidas que alberga el 62% de los nacimientos de agua, ya que abastecen al 50% de la población y al 20% del sistema de generación hidroenergética. Mientras que por superficie, la cobertura de bosques del país llega al 53.5% y la de humedales al 2,7%, cada año deforestamos cerca de 300 mil ha, 100 mil de ellas en la región Andina, que con el 24% de la superficie continental y el 75% de la población, solamente posee el 13% de la oferta de agua superficial y subterránea

Es que la escasez del agua agravada por procesos de urbanización, cambios en el uso de la tierra y degradación ambiental, por una gobernabilidad débil, y por el costo económico de los frecuentes desastres naturales de origen climático, es un asunto político y social de gran importancia que igualmente nos afecta: en Colombia, con 24 grandes ciudades de las cuales Bogotá representa el 16 % de su población y con Cundinamarca el 26 % del PIB, en 2008 la participación del agua en el PIB nacional fue del 10% (incluido un 2% por la hidroelectricidad), además los costos económicos de la contaminación hídrica ascendieron

al 3,5% del PIB, y según el Banco Mundial el costo oculto de la mala calidad del agua y de los servicios de saneamiento, podría ascender al 1% del PIB.

Dada la problemática acentuada por el cambio climático, en el siglo XXI muchas sociedades deberán enfrentarse a la crisis ambiental del agua, y Colombia no será la excepción: en los años secos nuestra oferta hídrica ya se ha reducido el 38%, incidiendo con mayor intensidad en áreas hidrográficas de baja eficiencia hídrica como La Guajira y sectores con el mayor factor de aridez en el Caribe y la región Andina. Además, en Colombia, donde la cobertura de agua potable alcanza 96% de las ciudades y 56% de las áreas rurales, de 1122 municipios de la geografía nacional, según la Defensoría del Pueblo 521 consumen agua sin tratamiento alguno, el 70% de ellos con riesgo para la salud y en el 21% sanitariamente inviable; y de 318 cabeceras municipales con amenaza de desabastecimiento, 265 se alimentan de corrientes de agua superficiales, 24 obtenida de pozos profundos y 25 de reservorios o soluciones mixtas.

De ahí la importancia de la institucionalidad, para elevar la productividad del agua sin comprometer la sustentabilidad de los ecosistemas, máxime si se tiene en cuenta la deficiente capacidad de municipios y algunas CARS para enfrentar un sensible asunto que pasa por el cuidado de los páramos y humedales amenazados por la minería, por el vertimiento de mercurio contaminando aguas que alimentan poblados enteros, y por la pérdida de resiliencia del Magdalena agobiado por 135 millones de toneladas anuales de sedimentos en suspensión.

Creado el Ministerio del Medio Ambiente y Desarrollo Sostenible en reemplazo del Instituto Colombiano de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras HIMAT, aparece el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM que desde su inicio, en 1995, se trazó como objetivos principales la necesidad urgente de conocer y estudiar la riqueza en agua del país, y el uso y las medidas de protección de nuestro patrimonio hídrico.

Por fortuna ha logrado el IDEAM ir más allá de los intereses sectoriales, al poder alertar sobre el potencial desabastecimiento para algunos centros urbanos del país y entregar avances en cada versión del ENA sobre la interdependencia del patrimonio hídrico con la biodiversidad, el suelo, el subsuelo y la atmósfera, incluyendo enfoques fundamentales como el concepto de la huella hídrica, y abordando el análisis del comportamiento del ciclo hidrológico en el territorio nacional, contemplando cuencas hidrográficas, cuerpos de agua y aguas subterráneas. No obstante, el país está urgido de acciones y soluciones para enfrentar dicha problemática socio ambiental, en el marco de la adaptación al cambio climático.

* [Ref.: La Patria. Manizales 2016.08.29] Imágenes: Temática del agua (ENA Colombia), en: www.ingenieria.bogota.unal.edu.co y <http://sig.anla.gov.co>

RELACIONADO:

Aspectos geofísicos y amenazas naturales en los Andes de Colombia. Duque Escobar, Gonzalo (2007) A. In: 1er Congreso Internacional de Desempeño Humano en Altura. Noviembre 22 de 2007, Manizales, Caldas, Colombia.

Manizales: política pública ambiental y gestión del riesgo



RESUMEN: Reflexiones de la sociedad civil, interesada en una respuesta estructural a los conflictos que ha vivido la ciudad, en el ocaso de la ola invernal de las dos Niñas de los últimos años. Entre los asuntos públicos uno de los principales problemas de Manizales, se relaciona la problemática del riesgo asociado a los fenómenos naturales, aunque pese a su fragilidad la ciudad ha logrado sobreponerse y salir airosa al emprender una ruta de aciertos en materia de desarrollos tecnológicos y conceptuales, en los temas ambientales.

Tras una historia urbana signada por desastres como la erupción del Ruiz en 1985, los terremotos profundos de 1961/62, 1979 y 1995 o el sismo superficial de 1999 de importancia para el Eje Cafetero, y ahora las Niñas 2007/8 y 2010/11 con su enorme impacto para nuestra conectividad vial y frágiles laderas y para el suministro del agua de

esta ciudad del trópico andino, si en algo pareciera existir consenso entre los manizaleños es que, entre los asuntos públicos después de la corrupción, nuestro principal problema se relaciona con la ausencia de una política pública ambiental que abrigue, entre otros aspectos socioambientales, la problemática del riesgo asociado a los fenómenos naturales, y que empiece por reconocerle al agua y la tierra el carácter de patrimonio por ser fundamento de la vida, y no de un recurso objeto del mercado.

Pero hacer viable y eficaz la formulación, implementación, seguimiento y evaluación de una política pública coherente, obliga a apostarle a objetivos estratégicos viables desde la perspectiva social, económica y ambiental para alcanzar su sostenibilidad, a materializar decisiones democráticas sobre derechos civiles en el plan de desarrollo, a expresar unos usos no conflictivos del suelo espacializados al detalle en el plan de ordenamiento territorial, y finalmente a implementar una pedagógica en torno a ese proceso para ayudar a su comprensión y apropiación social, como cualificación de un desarrollo ambiental soportado en el empoderamiento del territorio.

Si nuestra problemática contempla la amenaza del cambio climático con sus consecuencias hidrogeológicas en cuencas deforestadas y frágiles montañas, de las fuentes sísmicas y en especial Romeral por la incidencia de terremotos de intensidad severa como detonantes de incendios y sacudidas que pueden hacer de edificaciones vulnerables desechos de concreto a la espera, y de los eventos volcánicos del Ruiz y en especial de Cerro Bravo ahora en calma, también dicha política deberá encarar otros aspectos relevantes, como:

- 1- deterioros ambientales urbanos donde el espacio público brilla por su compleja problemática;
- 2- degradación de ecosistemas y áreas de interés ambiental por efectos de una expansión urbana;
- 3- contaminación hídrica y de suelos por altos niveles de concentración de vertimientos industriales y agroindustriales; y
- 4- guetificación de la ciudad consecuencia de un modelo urbano inequitativo concebido más para el transporte motorizado que para las personas.

Nuestras políticas públicas ambientales, deberán incorporar varios objetivos clave para la gestión integral del riesgo, como son el desarrollo de las capacidades relacionadas con:

- a) la previsión a corto plazo que atañe a la instrumentación de los fenómenos geodinámicos, alertas tempranas y modelación de los eventos probables, y la previsión general de los desastres donde resultan vitales los mapas de amenaza para resolver la ocupación conflictiva del suelo e implementar modelos de exposición al riesgo;
- b) con la atenuación de los efectos adversos de los eventos mediante medidas de prevención tanto con mejoras físicas o estructurales como de gestión eficiente de los sistemas estratégicos y líneas vitales, y medidas de preparación asociadas a la planificación de acciones rápidas y eficaces para restaurar los servicios y controlar o mitigar los daños al sistema construido y los efectos al ambiente; y
- c) con los diferentes niveles de las emergencias, donde el plan general debe diseñarse en función del riesgo de cúmulo y los planes operativos en función del riesgo específico, coordinados con el anterior.

En el tema de sismos y volcanes, para subrayar el desafío y naturaleza de la tarea que se demanda, me permito estas ideas sumarias: aunque la amenaza del Ruiz no resulte significativa para la ciudad frente a una erupción pliniana comparable a los eventos históricos de 1595 y 1845, y a pesar de conocer los daños ocasionados en Manizales por los sismos profundos ya señalados, habrá que empezar a tomar acciones de largo plazo y extrema urgencia frente a la amenaza volcánica de Cerro Bravo y paralelamente mejorar las condiciones de sismo-resistencia y seguridad ignífuga dado lo ocurrido en Popayán y Armenia y el advenimiento del gas, para sortear tarde que temprano un sismo superficial del entorno vecino de la falla Romeral.

Y para finalizar, el tema de las laderas en el que habrá que avanzar buscando la adaptación al cambio climático y en la investigación científica resolviendo en detalle las zonas urbanas potencialmente inestables y ordenando nuestras cuencas y microcuencas, puesto que al observar las dos últimas Niñas citadas, pese a su condición intrínseca similar, los graves efectos dejan ver una dinámica creciente del calentamiento global que

anuncia consecuencias cada vez mayores, tal cual lo advertimos al observar la Sabana de Bogotá convertida en una "Venecia" y 30 municipios colombianos como Gramalote que requieren reasentamiento, cuando no por los múltiples estragos sobre la vía al Magdalena, en las quebradas La Mula, Manizales y El Perro.

[Ref. La Patria, Manizales, 2012-04-30] Imagen adaptada de gestionparticipativa.coop

Pensamiento crítico para construir la Paz



RESUMEN: El camino para construir la paz que exige el ejercicio de un pensamiento crítico, para resolver la inequidad, democratizar la democracia y dignificar la sociedad, dado que sabemos con certeza lo que no es deseable, pero sin percibir con claridad el objetivo correcto en la solución de los conflictos.

Frente a una apuesta desmedida por la competitividad a costa de la solidaridad como objetivo excluyente al servicio de las élites, y por unas políticas públicas pensadas para favorecer el consumismo que alimenta el mercado globalizado, la receta para estos pueblos que padecen las consecuencias, parecería exigir el desarrollo de un pensamiento crítico, como estrategia para construir un escenario alternativo, tal cual debería ser el de la paz con que soñamos tantos colombianos, aunque mortifique a unos pocos privilegiados.

Con la actual crisis de liderazgo, tras el ocaso de nuestra democracia representativa afectada por las dinámicas de la globalización de la economía, sumada a la crisis de

valores que ha deslegitimado las instituciones soporte de la Nación, parece inviable encontrar las respuestas y opciones que esperan legiones de indignados y desamparados, en una sociedad profundamente fragmentada sin afectar el statu quo, máxime cuando el rol que cumple la clase política tradicional se muestra más del lado de los problemas que de las soluciones.

Basta con ver ahora las demandas desatendidas clamando por una salud pública como derecho y por una educación superior pública que sirva de instrumento para la producción de ese pensamiento de vanguardia y un conocimiento propio, en los que se fundamenten nuestra soberanía e identidad, ya que los modelos neoliberales que han colonizado estos dos sectores, los más vulnerables de la sociedad, se subrayan en el primer caso por el rotundo fracaso del servicio que se ha mercantilizado, y en el segundo por las frustraciones en el alcance de las metas propuestas por la Misión de Ciencia y Tecnología (1991): p.e. que las políticas de investigación y desarrollo en el marco de la apertura económica le apuntaran a que el sector privado en alianza con la academia, hicieran de la innovación tecnológica la estrategia para sobrevivir, tema desatendido cuyo resultado terminó siendo la desindustrialización y reprimarización de nuestra economía.

Ahora, la construcción de ese pensamiento crítico, parece reclamar el valor estratégico de los escenarios rurales marginados no contaminados por el mercado globalizado, por ser espacios donde la democracia comunitaria juega un rol fundamental, y el de los frentes de acción de la sociedad civil donde la democracia participativa resulta efectiva, gracias al liderazgo colectivo; porque en ambos lugares con los procesos de gobernanza como forma de ejercer el Estado de derecho, se pueden concretar los frutos del pensamiento propio trazando senderos viables para un desarrollo en el que se humanice la economía y se desmercantilice el medio ambiente. Estas prácticas políticas participativas soportadas en el empoderamiento de los procesos de cambio son en esencia la construcción social de un territorio de paz.

Dado que sabemos con certeza lo que no es deseable pero sin percibir con claridad el objetivo correcto en la solución de los conflictos, estamos urgidos de un pensamiento alternativo que facilite los cambios estructurales que demanda nuestra sociedad por los

senderos de la democracia, para mitigar el riesgo de alimentar las vías de hecho como estrategia cuestionable para reclamar el bienestar general. A modo de ilustración, veamos estas problemáticas:

En lo económico, la brecha de productividad que concentra el ingreso en los medios urbanos, e invita a reestructurar las políticas agropecuarias opacas al desarrollo rural, implementando estrategias de ciencia, tecnología y cultura. En lo social, la necesidad de priorizar la formación de capital humano sobre el crecimiento económico, e implementar un modelo educativo que desarrolle el talento humano y forme en valores, como políticas estructurales para resolver el desempleo, la inequidad y la fragmentación social. En lo ambiental, reformar la Ley colombiana y nuestras políticas públicas que se han acoplado a los apetitos del mercado a costa de un desarrollo sostenible, cuando les quita el carácter de patrimonio inalienable al agua y a la biodiversidad al definirlos como recursos; de ahí que áreas de valor ecológico como el páramo de Santurbán o de interés cultural como Marmato, estén amenazadas.


Así el camino para construir la paz que exige el ejercicio de un pensamiento crítico para resolver la inequidad, democratizar la democracia y dignificar la sociedad, comporta una pedagógica popular para erradicar la discriminación social y construir una ética biocéntrica que modere los excesos antropocéntricos.

[Ref: La Patria, Manizales, 2013-10-28] Imagen: Masacre de Fernando Botero.

RELACIONADO:

Guerra o Paz, y disfunciones socio-ambientales en Colombia. Duque Escobar, Gonzalo (2016) Blanecolor, Manizales, Colombia.

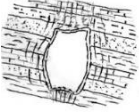
LOS AUTORES:

	<p>Carlos Enrique Escobar Potes: http://scienti.colciencias.gov.co:8081/cvlac/visualizador/generarCurriculoCv.do?cod_rh=0000068284</p> <p>Gonzalo Duque Escobar: https://godues.wordpress.com/2012/09/12/gonzalo-duque-escobar-cvlac-rg/</p>
---	--

TEXTOS U.N.



Geomecánica. Duque-Escobar, Gonzalo y Escobar P., Carlos-Enrique (2016). Programa de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.



Manual de geología para ingenieros. Duque-Escobar, Gonzalo (2017). Fundamentos geología física y de Colombia. Universidad Nacional de Colombia



Fisiografía y geodinámica de los Andes de Colombia. Duque Escobar, Gonzalo and Duque Escobar, Eugenio (2016)



Textos "verdes". Recopilación temática de documentos U.N., con autoría y coautoría de Gonzalo Duque Escobar.

	<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA</p>
	<p>Geotecnia para el trópico andino http://www.bdigital.unal.edu.co/53560/</p>
	<p><u>Carlos Enrique Escobar Potes</u> <u>Gonzalo Duque Escobar</u></p>
	<p>Manizales, 2017.</p>
<p>A la Universidad Nacional de Colombia en sus 150 años.</p>	