

150

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

"MUROS DE CONTENCION A BASE DE
GAVIONES"

T E S I S
PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CARLOS VALERIO OLGUIN

DIRECTOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MEXICO, D. F.

2001





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA.

A mis padres:

Ma. Paz Olguín Elizalde

Y

Carlos Valerio Hernández

Que me apoyaron desde niño para alcanzar una meta, mí más profundo agradecimiento y cariño.

A mis hermanos:

Francisco Valerio Olguín

María Elena Valerio Olguín

Antonio Valerio Olguín

Gabriela Valerio Olguín

Jaime Valerio Olguín

Ana María Valerio Olguín

Que me apoyaron y alentaron para lograr un objetivo.

A mi novia:

Nancy Elizabeth López Rodríguez

A quien quiero mucho.

A mis familiares y amigos quienes estuvieron conmigo cuando los necesite les dedico esta TESIS.

AGRADECIMIENTOS

Al ingeniero Jesús Govéa Rodríguez de Maccaferri Gabions Inc. que me apoyo en todo lo necesario para poder realizar este trabajo de tesis; al cual lo considero como un verdadero amigo.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino que me dirigió este trabajo de tesis.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO y en especial a la FACULTAD DE INGENIERIA.

A todos mis profesores y amigos de los cuales aprendí mucho, le doy las gracias.

INDÍCE

	Págs.
Introducción.	1
1 Conceptos básicos de empuje de suelos en elementos de retención.	3
1.1 Acciones sobre un muro de contención.	3
1.2 Determinación del empuje.	3
1.3 Teoría de Rankine.	5
1.4 Teoría de Coulomb.	10
1.5 Método del equilibrio límite.	14
1.6 Suelo cohesivo.	15
1.7 Estructuras de contención parcialmente sumergidas.	16
1.8 Suelo bajo la influencia de flujo de agua.	17
1.9 Sobrecargas.	18
1.10 Suelo no homogéneo.	21
1.11 Paramento irregular.	23
1.12 Efecto sísmico.	24
2 Estructuras de contención.	26
2.1 Clasificación de las estructuras de contención.	26
2.2 Muros de gravedad.	28
2.3 Muros con contrafuertes en el intradós.	29
2.4 Muros en L.	30
2.5 Muros con contrafuertes en el trasdós.	31
2.6 Plataformas estabilizadoras. Muros de bóvedas horizontales.	32
2.7 Muros jaula.	34
2.8 Muros arriostrados y anclados.	35
2.9 Drenaje.	36
2.10 Revisión de la estabilidad del muro.	38
2.10.1 Tipos de empuje a considerar.	39
2.10.2 Peso del muro y sobrecarga sobre el mismo.	40
2.10.3 Empuje pasivo del suelo al pie del muro. Reducción parabólica.	41
2.10.4 Reacción en la base del muro. Subpresión.	44
2.10.5 Lista de comprobaciones a efectuar.	45
2.10.6 Coeficiente de seguridad al volteo.	45
2.10.7 Coeficiente de seguridad al deslizamiento por la base del muro.	46
2.10.8 Comprobación de la ubicación de la ubicación de la resultante por el núcleo central.	46
2.10.9 Coeficiente de seguridad respecto a la falla del terreno. (Capacidad de carga).	49

2.10.10	Estabilidad general del conjunto.	50
2.10.11	Resistencia estructural.	52
2.10.12	Datos previos para el proyecto.	54
2.11	Estabilidad de la estructura de sostenimiento.	54
3	Uso de gaviones en elementos de contención.	57
3.1	Características de las estructuras de contención en gaviones.	57
3.2	Obras para estabilizar taludes.	58
3.2.1	Uso de geotextiles, geomembranas y geomallas.	61
3.3	Investigaciones experimentales.	63
3.3.1	Pruebas de resistencia a compresión simple y de corte puro sobre gaviones.	65
3.3.2	Pruebas de carga de estructuras en gaviones de dimensiones reales.	66
3.3.3	Pruebas de laboratorio sobre paños de red.	68
3.4	Diseño de los muros.	69
3.4.1	Peso propio de la estructura en gaviones.	69
3.5	Determinación del empuje activo.	71
3.5.1	Método del equilibrio límite.	71
3.5.2	Determinación de la superficie de empuje.	73
3.5.3	Terraplén en capas.	74
3.5.4	Efecto de la cohesión del suelo.	77
3.5.5	Efecto de la superficie freática.	79
3.5.6	Efecto de las cargas externas.	80
3.5.6.1	Cargas distribuidas.	80
3.5.6.2	Cargas lineales.	81
3.5.7	Efecto sísmico.	81
3.5.8	Punto de aplicación del empuje activo.	83
3.6	Determinación de empuje pasivo.	84
3.7	Análisis de la estabilidad externa	87
3.7.1	Estabilidad contra el deslizamiento.	87
3.7.2	Estabilidad contra el volteo.	90
3.7.3	Presiones de contacto en la cimentación.	91
3.8	Análisis de la estabilidad interna.	94
3.9	Análisis de la estabilidad global.	96
3.9.1	Verificación de la falla global.	96
3.9.2	Método de Bishop.	99
3.9.3	Determinación del círculo crítico (método Simplex).	103
3.10	Recomendaciones de diseño.	105

3.11	Normatividad.	107
4	Diseño de muros de gaviones usando el programa GAWACWIN 1.0	126
4.1	Problemática.	126
4.2	Datos del problema.	127
4.2.1	Datos para los análisis y resultados.	128
4.2.2	Datos sobre el muro.	128
4.2.3	Datos sobre el suelo del terraplén.	129
4.2.4	Datos sobre la cimentación.	129
4.2.5	Datos sobre el nivel freático.	129
4.2.6	Datos sobre las cargas.	129
4.3	Resultados de los análisis de estabilidad.	130
4.3.1	Empuje activo y pasivo.	130
4.3.2	Deslizamiento.	130
4.3.3	Volteo.	130
4.3.4	Presiones actuantes en la cimentación.	130
4.3.5	Estabilidad global.	131
4.3.6	Estabilidad interna.	131
4.4	Revisión del muro analizado por el programa.	132
4.5	Análisis comparativo de costos para diferentes tipos de obras de contención.	144
5	Procedimiento constructivo.	145
5.1	Ensamblaje.	145
5.2	Colocación y relleno.	150
5.2.1	Colocación.	150
5.2.2	Relleno.	151
5.3	Disposición de los gaviones.	154
5.4	Requerimientos de personal.	155
5.5	Requerimientos de herramienta.	155
6	Conclusiones.	156
	Bibliografía.	157

INTRODUCCIÓN.

Los muros de gravedad son estructuras frecuentemente utilizadas en la contención de desniveles de suelo en diversos tipos de obras tales como construcciones de terrazas, canales, taludes, aproches de puentes, obras hidráulicas, etc.

Básicamente, el muro de contención de gravedad es una estructura relativamente maciza y rígida cuya estabilidad la proporciona su propio peso.

Los muros de contención construidos con gaviones están basados en el mismo principio y se componen de bloques formados por enrocamiento, envueltos con una red especialmente confeccionada para este fin, que son superpuestos formando una estructura de sostenimiento.

El material sostenido está compuesto normalmente por un relleno, que se coloca posteriormente a la construcción del muro entre éste y el suelo original. El relleno conjuntamente con eventuales sobrecargas aplicadas sobre el suelo, genera los empujes que actúan sobre el muro. Por lo tanto, éste debe ser dimensionado de tal forma que soporte dichos empujes sin que haya una falla o una deformación excesiva de su estructura, de su cimentación o del conjunto.

El dimensionamiento de una estructura de este tipo consiste en determinar las cargas (empujes) que actúan sobre la estructura de sostenimiento y luego revisar la posibilidad de ocurrencia de los diversos tipos de falla a los que el muro puede estar sujeto.

Este trabajo de tesis tiene por objetivo presentar una nueva opción en el diseño de muros de contención, así como los procedimientos de análisis, diseño y construcción de este tipo de obras, en el área de la ingeniería civil.

En el capítulo uno, se definen los conceptos básicos de empuje de suelos en elementos de retención, se describen las acciones sobre un muro de contención, las teorías que se aplican para el cálculo y la verificación del mismo, las diferentes condiciones a las cuales está sometido el muro, tales como tipos de suelo, las sobrecargas, la influencia del flujo de agua y la geometría del muro.

El capítulo dos trata acerca de las estructuras de contención, la clasificación de éstas, algunos tipos de muros más importantes así como la revisión de su estabilidad.

En el capítulo tres se aborda el tema central de este trabajo de tesis. Se comenta todo lo relacionado con los gaviones, investigaciones experimentales realizadas en laboratorios, características

más importantes en las estructuras de contención, diseño de los muros, cálculos y análisis de los mismos, las recomendaciones más importantes para el diseño y la normatividad vigente para el uso de este tipo de estructuras de contención a base de gaviones.

En el capítulo cuatro se presenta el diseño de un muro de contención a base de gaviones, usando el programa de cálculo GAWACWIN 1.0, así como el análisis comparativo de costos por metro lineal para diferentes tipos de obras de contención.

En el capítulo cinco se describe el procedimiento constructivo de un muro de gaviones, donde se indica paso a paso, su ensamble, colocación y llenado, así como los detalles más importantes para su construcción.

Finalmente en el capítulo seis, se dan las conclusiones más importantes relativas al uso de muros de gaviones como estructura de contención.

1 Conceptos básicos de empuje de suelos en elementos de retención.

1.1 Acciones sobre un muro de contención.

- Peso propio del muro.
- Empuje de tierras.
- Fricción entre el muro y suelo de relleno.
- Empuje hidrostático o las fuerzas de filtración.
- Sobrecargas en la superficie de relleno.
- Fuerzas sísmicas.

1.2 Determinación del empuje.

El empuje de tierras es la resultante de las presiones laterales ejercidas por el suelo sobre una estructura de sostenimiento o de cimentación. Estas presiones pueden ser debidas al peso propio del suelo y las sobrecargas.

El valor del empuje sobre una estructura depende fundamentalmente de la deformación que ésta sufre bajo la acción del empuje. Si se efectúa un experimento utilizando un paramento vertical móvil, como el que se muestra en la figura 1, soportando un desnivel de suelo, se verifica que la presión ejercida por el suelo sobre el paramento varía con el desplazamiento.

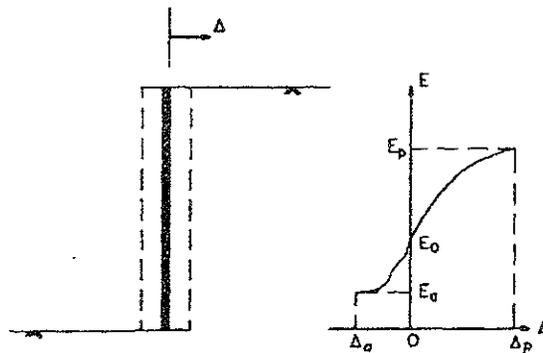


Figura 1. Empuje sobre un paramento móvil.

Cuando el paramento se aparta del suelo sostenido, hay una disminución del empuje hasta un valor mínimo que corresponde al desarrollo total de la resistencia interna del suelo. Esta condición se obtiene con un pequeño desplazamiento del paramento y es llamado estado activo. El empuje actuante en este instante, es llamado empuje activo (E_a). Si al contrario el paramento es movido contra el suelo sostenido, habrá un aumento del empuje hasta un valor máximo donde habrá nuevamente movilización

total de la resistencia del suelo. A este valor máximo se le llama empuje pasivo (E_p) y la condición de deformación en que ocurre se llama estado pasivo. A diferencia del estado activo, el estado pasivo sólo se desarrolla después de un desplazamiento mucho mayor del paramento.

En el caso que el paramento se mantenga inmóvil en su posición inicial, el empuje, conocido como empuje en reposo (E_0), se mantendrá entre los valores del empuje activo y del empuje pasivo. Esta condición no representa un desarrollo completo de la resistencia del suelo.

Los muros de sostenimiento de gravedad permiten, en general, una deformación del suelo sostenido suficiente para que su resistencia sea totalmente desarrollada. Por lo tanto, deben ser dimensionados sobre la acción del empuje activo.

El problema de la determinación de la magnitud y distribución de la presión lateral del suelo es estáticamente indeterminado y son necesarias hipótesis sobre la relación entre los esfuerzos y las deformaciones del suelo para que se pueda llegar a una solución.

Los métodos de solución pueden ser divididos en cuatro categorías:

1. En este caso se asume una relación única entre esfuerzo y deformación, el valor del esfuerzo puede ser determinado para cada punto en el interior del suelo, así como el desplazamiento de la estructura de sostenimiento. Las condiciones de equilibrio con las de compatibilidad forman un sistema de ecuaciones diferenciales que puede ser resuelto con métodos numéricos, por ejemplo el método de los elementos finitos. Estos métodos, a pesar de poderosos, exigen un conocimiento más completo del comportamiento del suelo para el establecimiento de las relaciones esfuerzo-deformación. Este conocimiento no siempre está al alcance del proyectista y, además, las herramientas numéricas necesarias son muchas veces inaccesibles por su complejidad.
2. La teoría de la plasticidad puede ser utilizada para determinar los esfuerzos en el suelo sobre la hipótesis de que la condición de plastificación es satisfecha en todo el suelo o a lo largo de las líneas de falla.
3. El tercer método es aquel que examina el equilibrio de la masa de tierra. Las condiciones de equilibrio y las de contorno forman un sistema de ecuaciones de donde se despejan las incógnitas.
4. Otro método muy conocido es el Método del Equilibrio Límite, donde se seleccionan superficies de falla arbitrarias y se determinan las fuerzas que actúan en las fronteras de la masa del suelo. La superficie definitiva es aquella que provoca un valor extremo para el empuje.

Como puede verse, los tres últimos métodos utilizan superficies de falla. Cada una de esas superficies debe cumplir con ciertas condiciones, las estáticas exigen el equilibrio, además de satisfacer las condiciones de falla. En la práctica, la teoría de Mohr-Coulomb se utiliza casi exclusivamente como el

criterio de ruptura en suelos. Siguiendo esta teoría, el esfuerzo cortante τ a lo largo de la superficie de falla debe ser igual a la resistencia s que esta dada por:

$$s = c + \sigma \tan \varphi \tag{1.1}$$

donde σ es el esfuerzo normal que actúa sobre la superficie de falla, c y φ son los parámetros característicos del suelo conocidos como cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente.

En el desarrollo de la solución, generalmente se toman fajas unitarias de suelo y de la estructura de sostenimiento, se admite que todas las secciones son iguales, lo que equivale a suponer un problema bidimensional de deformación. Esta aproximación simplifica bastante el análisis y, en general, es mas conservadora que el análisis tridimensional.

1.3 Teoría de Rankine.

Al analizar el estado de esfuerzos de un elemento de suelo localizado a una profundidad z junto al paramento de la figura 1, se puede determinar el esfuerzo vertical σ_v definida por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \tag{1.2}$$

donde: γ es el peso específico del suelo.

Mientras el paramento permanece en reposo, el esfuerzo horizontal actuante sobre el elemento es el correspondiente al estado de reposo, pero cuando el suelo alcanza la deformación del estado activo el esfuerzo correspondiente puede ser determinado apartir de la envolvente de resistencia del material, tal como se muestra en la figura 2. En este instante el esfuerzo horizontal esta dada por:

$$\sigma_h = k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \tag{1.3}$$

donde:

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen} \varphi}{1 + \text{sen} \varphi} \tag{1.4}$$

esta misma ecuación se puede expresar como:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

k_a es denominado coeficiente de empuje activo.

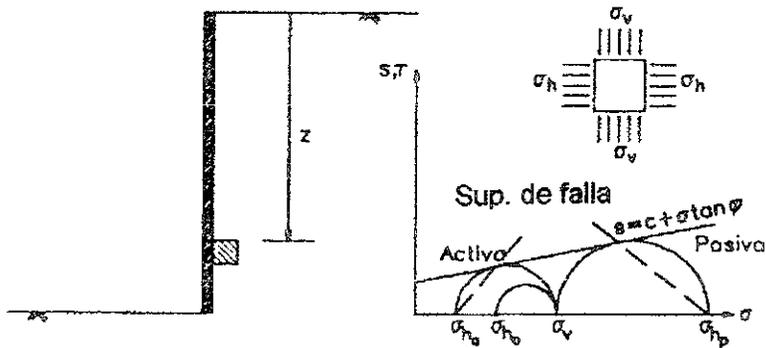


Figura 2. Determinación de la presión lateral.

A partir de la ecuación 1.3 se puede determinar el valor del empuje activo resultante E_a sobre el paramento:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a} \quad (1.5)$$

donde: H es la altura total del paramento.

En el caso que el paramento se mueva contra el suelo hasta el estado pasivo, se obtiene:

$$\sigma_h = k_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \quad (1.6)$$

donde:

$$k_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen} \varphi}{1 - \text{sen} \varphi} \quad (1.7)$$

k_p se denomina coeficiente de empuje pasivo. El empuje pasivo E_p está dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p} \quad (1.8)$$

Nótese que para el estado activo el suelo cohesivo queda sujeto a esfuerzos de tensión en su porción superior. Estos esfuerzos de tensión se prolongan hasta una profundidad z_o dada por:

$$z_o = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{k_a}} \quad (1.9)$$

Normalmente el suelo no resiste esfuerzos de tensión. En consecuencia se abren grietas en la superficie hasta esta profundidad. Siendo así, no se puede contar con estos esfuerzos que disminuirían el valor del empuje activo resultante. Además, estas grietas pueden estar llenas de agua proveniente de lluvias, lo que puede aumentar aún más el valor del empuje. En la figura 3 se muestra dicha distribución de presiones. Para efecto de cálculo se puede adoptar la distribución aproximada que se muestra en la misma figura 3 y sugerida por Bowles (1996).

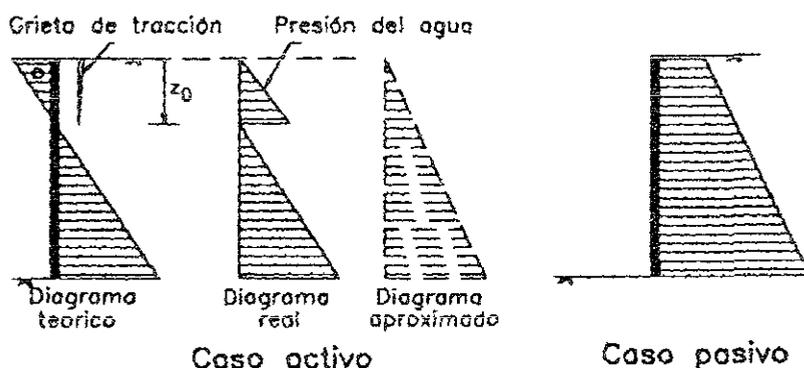


Figura 3. Distribución de σ_h en el estado activo y pasivo (suelo cohesivo).

Estos esfuerzos de tensión no ocurren en el estado pasivo, como se puede ver en la misma figura 3. Las direcciones de las superficies de ruptura en el estado activo y pasivo se indican en la figura 4.

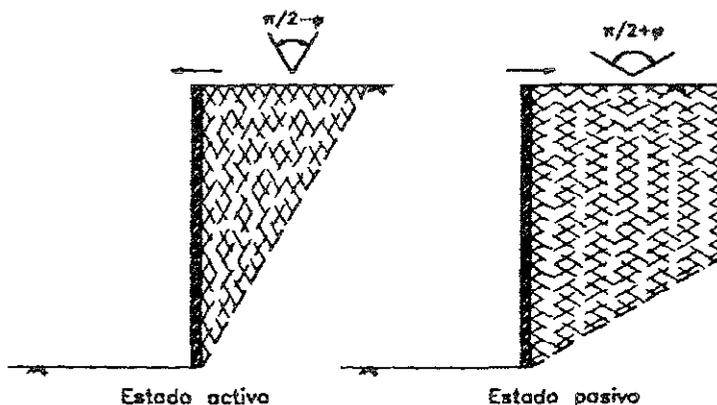


Figura 4. Superficies de ruptura en los estados activo y pasivo

En el caso de que la superficie del suelo no sea horizontal, exhibiendo una inclinación ε , el valor de la presión vertical p_v estará dada por (figura 5):

$$p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \varepsilon \quad (1.10)$$

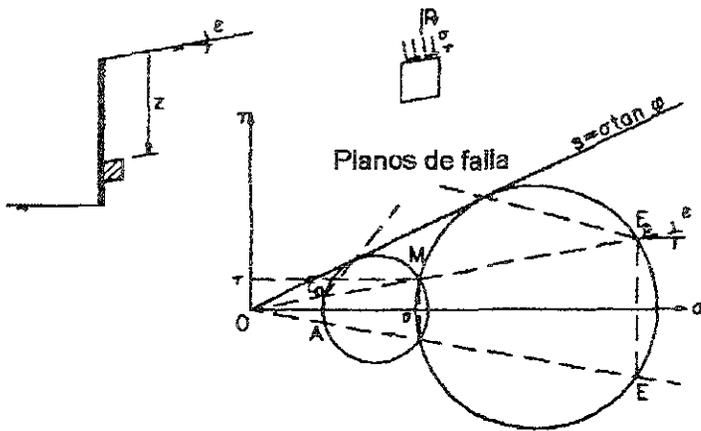


Figura 5. Determinación de la presión lateral para $\varepsilon \neq 0$ ($c = 0$)

Como el esfuerzo vertical p_v tiene una inclinación ε en relación a la superficie del elemento de suelo mostrado, ésta puede ser descompuesta en un esfuerzo normal σ y otro tangencial τ :

$$\sigma = p_v \cdot \cos \varepsilon = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \varepsilon \quad (1.11)$$

y

$$\tau = p_v \cdot \operatorname{sen} \varepsilon = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{sen} \varepsilon \cdot \cos \varepsilon \quad (1.12)$$

En la figura 5 se muestran los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo para el caso de suelo no cohesivo ($c = 0$). En ella se puede observar que la presión lateral p_l sobre el paramento posee una inclinación ε en los dos estados y que la relación entre ésta y la presión vertical para el caso activo está dada por:

$$\frac{p_{la}}{p_v} = \frac{\overline{OA}}{\overline{OM}} = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}} = k_a \quad (1.13)$$

Para el caso pasivo se tiene:

$$\frac{p_{lp}}{p_v} = \frac{\overline{OP}}{\overline{OM}} = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}} = k_p \quad (1.14)$$

Por lo tanto, los empujes activo y pasivo están dados por:

$$p_{la} = \gamma \cdot H \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon \quad (1.15)$$

$$p_{lp} = \gamma \cdot H \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon \rightarrow E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon \quad (1.16)$$

teniendo ambos una dirección paralela a la superficie del suelo.

Para el caso de suelo cohesivo, no hay una expresión analítica disponible cuando la superficie del suelo no es horizontal, siendo necesaria la determinación de la presión lateral gráficamente con el uso de los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo.

También en este caso se presentan grietas de tensión en el estado activo hasta una profundidad Z_0 dada por:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1.17)$$

Cuando existe una sobrecarga uniformemente distribuida, q , sobre el suelo, su efecto sobre el paramento está dado por un aumento constante de la presión lateral que vienen dado por:

Para el estado activo:

$$p_{la} = (\gamma \cdot Z + q) \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon + q \cdot H \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon \quad (1.18)$$

Para el estado pasivo:

$$p_{lp} = (\gamma \cdot Z + q) \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon \rightarrow E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon + q \cdot H \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon \quad (1.19)$$

El punto de aplicación del empuje, en todos estos casos, está localizado en el centro de gravedad del diagrama de presiones laterales ya descritos. Así mismo, en caso de suelo no cohesivo y sobrecarga nula, el diagrama de presión lateral es triangular y el punto de aplicación del empuje, tanto activo como pasivo, está localizado a una altura igual a $H/3$ de la base del paramento.

1.4 Teoría de Coulomb.

Otra manera de cuantificar el empuje activo o pasivo sobre una estructura de sostenimiento es admitiendo que en el instante de desarrollo total de la resistencia del suelo se forman superficies de deslizamiento o de ruptura en el interior de la masa de suelo.

Estas superficies delimitarán entonces una porción de la masa de suelo que se desplazará en relación a la restante en el sentido del desplazamiento de la estructura (figura 6).

Si esta porción de suelo fuera considerada como un cuerpo rígido, el empuje puede entonces ser determinado del equilibrio de fuerzas actuantes sobre dicho cuerpo.

El método de Coulomb admite que estas superficies de ruptura son planas y el empuje es aquel que actúa sobre la superficie de falla crítica.

La ventaja de este método reside en el hecho que se puede considerar la influencia de la fricción entre la estructura de sostenimiento y el suelo, además de posibilitar el análisis de estructuras con un paramento no vertical.

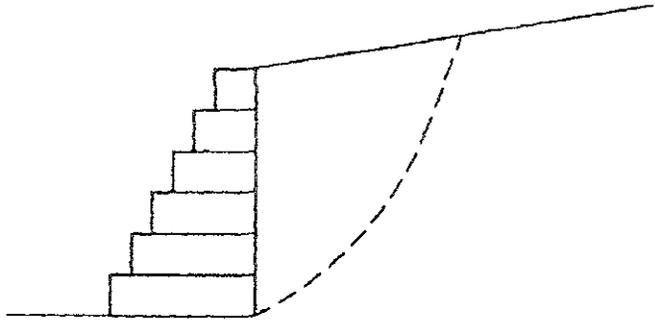


Figura 6. Superficie de falla.

Para el caso de suelo no cohesivo, las fuerzas que actúan sobre la cuña activa de suelo se muestran en la figura 7. Estas fuerzas son su peso propio P , la reacción de la masa de suelo R , que debido a la fricción interna del suelo tiene una inclinación ϕ en relación a la normal a la superficie de ruptura, y el empuje activo E_a , que exhibe también una inclinación δ en relación a la normal al paramento de la estructura de sostenimiento. Esta última inclinación es el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura de sostenimiento.

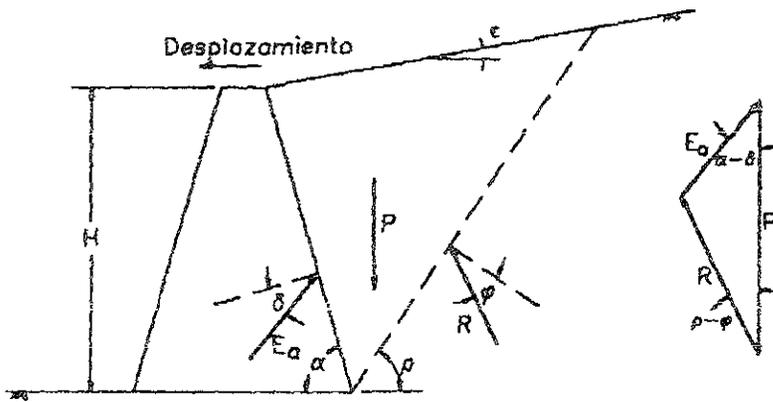


Figura 7. Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo.

El valor del peso propio es:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \rho) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)}{\text{sen}(\rho - \varepsilon)} \right] \quad (1.20)$$

El empuje activo puede ser determinado a partir del equilibrio de fuerzas:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\rho - \varphi)} = \frac{P}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (1.21)$$

siendo:

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen}(\rho - \varphi)}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (1.22)$$

La superficie más crítica, en el caso activo, es aquella que hace que el valor de E_a sea un máximo, o sea, se obtiene derivando la expresión anterior con respecto al ángulo de la superficie de falla ρ :

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0 \quad (1.23)$$

De allí se obtiene el valor máximo de E_a :

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \quad (1.24)$$

donde:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \right]^2} \quad (1.25)$$

En el estado pasivo hay una inversión de las inclinaciones de las fuerzas R y E_p debido a que el sentido del desplazamiento de la estructura es ahora hacia la masa de suelo, siendo la superficie más crítica aquella que lleva E_p a un valor mínimo (figura 8).

El valor del empuje pasivo E_p esta dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_p \quad (1.26)$$

donde:

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \delta)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \right]^2} \quad (1.27)$$

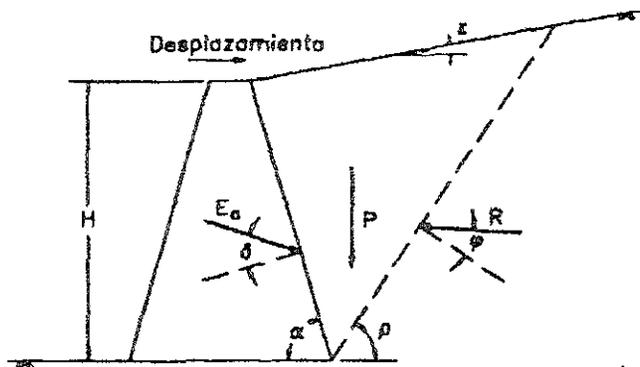


Figura 8. Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en el estado pasivo.

Como en este proceso no hay una determinación directa de la presión lateral, y sí una determinación directa del empuje total, no es posible determinar del punto de aplicación del empuje a través del centro de gravedad del diagrama de presión lateral como en la teoría de Rankine. No obstante, las expresiones obtenidas muestran claramente que el empuje es resultado de una distribución triangular de presiones laterales tanto en el estado activo como en el estado pasivo. Entonces el punto de aplicación del empuje está localizado, también en este caso, a una altura igual a $H/3$ de la base de la estructura.

En el caso de que exista una sobrecarga uniformemente repartida, q , ésta provocará un aumento en el valor del empuje. Este aumento puede ser determinado considerando la parte de la sobrecarga que actúa sobre la cuña de suelo delimitada por la superficie de ruptura (figura 9). Esta resultante Q se sumará al peso de la cuña P y, así mismo, provocará un aumento proporcional en las otras fuerzas que actúan sobre la cuña.

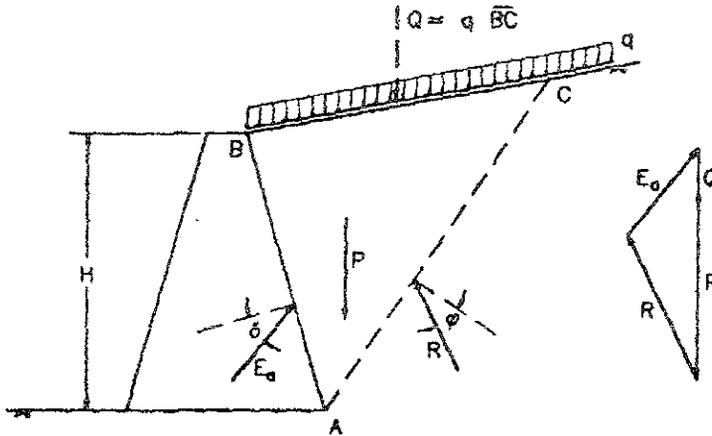


Figura 9. Empuje debido a la sobrecarga distribuida uniforme.

Entonces, el empuje E_a será:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a + q \cdot H \cdot K_A \cdot \frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen}(\alpha + \epsilon)} \quad (1.28)$$

De esta expresión se puede observar que el empuje activo provocado por la sobrecarga se distribuye de manera uniforme a lo largo del paramento, lo que permite la determinación del punto de aplicación del empuje sobre una estructura de sostenimiento. El primer término de la expresión 1.28 es debido al suelo y por lo tanto, está aplicada a $H/3$ de la base de la estructura, en cambio el segundo término es debido a sobrecarga y estará aplicada a una altura igual a $H/2$.

El punto de aplicación del empuje total puede, entonces, obtenerse tomando momentos estáticos respecto al punto "A".

1.5 Método del Equilibrio Límite.

En caso que el suelo sea cohesivo o la superficie de éste no sea plana, se puede adoptar una solución gráfica, analizando el polígono de fuerzas correspondiente.

Se toma como ejemplo el caso mostrado en la figura 10. En este caso, se puede hacer un análisis por tanteos. Se consideran varias posiciones para la superficie de ruptura y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por equilibrio de fuerzas. Estos valores son colocados en función de la superficie de ruptura que le dio origen y de esta manera se puede estimar la variación correspondiente. Se puede entonces determinar la posición más crítica de la superficie de falla y el empuje correspondiente.

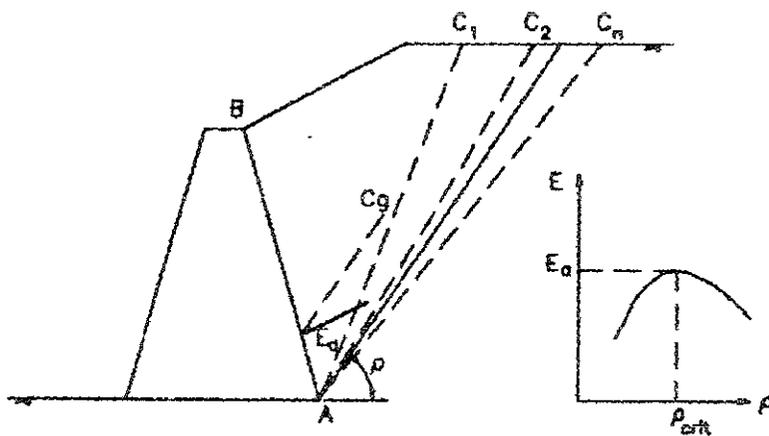


Figura 10. Método del equilibrio Límite

El punto de aplicación del empuje sobre la estructura de sostenimiento se obtiene a través de una paralela a la superficie de ruptura crítica, pasando por el centro de gravedad de la cuña crítica.

La ventaja de este método se encuentra en la gran variedad de casos que pueden ser analizados, tales como suelos cohesivos, presencia de sobrecargas no uniformes sobre el suelo, presiones neutras en el interior del suelo, etc.

Por ejemplo, para determinar el empuje aplicado a un macizo compuesto de capas de suelos con características diferentes, es necesaria la extensión de este método, de modo a considerar superficies de ruptura formadas por más de un plano y, por lo tanto, formando más de una cuña de suelo.

1.6 Suelo Cohesivo.

En caso de que el suelo sea cohesivo surgen esfuerzos de tensión en la porción superior de la masa de suelo para el estado activo, como ya se vio en la teoría de Rankine. Estos esfuerzos provocan la aparición de tensiones que disminuyen el área útil resistente de la superficie de falla aumentando el empuje final sobre la estructura.

De esta forma, la posición más crítica para la ocurrencia de una grieta de tensión es al final de la superficie de falla, disminuyendo su desarrollo, figura 11.

Además como también ya fue citado, las grietas de tensión pueden estar llenadas de agua pluvial, lo que provoca un aumento adicional del empuje debido a la presión hidrostática en el interior de las grietas. Por lo tanto, las fuerzas actuantes sobre la cuña de suelo formada por la superficie de ruptura incluyen estas fuerzas F_w debidas a la presión del agua en el interior de las grietas de tensión, además de la fuerza resistente C debida a la cohesión del suelo.

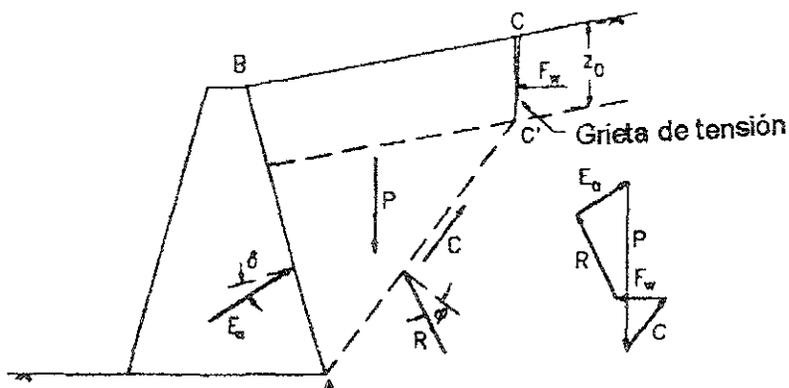


Figura 11. Empuje activo en suelos cohesivos.

Estas fuerzas son determinadas por:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_0 \quad (1.29)$$

y

$$C = c \overline{AC} \quad (1.30)$$

donde: Z_0 es la profundidad de las grietas de tracción, γ_w es el peso específico del agua y c es la cohesión del suelo.

Utilizando el método del equilibrio límite, el empuje se determina del equilibrio de fuerzas para cada superficie de ruptura hipotética hasta que se encuentre la más crítica. A cada una de esas

superficies debe corresponder una grieta de tensión, pues la distribución real de estas grietas es aleatoria y la localización más crítica es aquella que coincide con una superficie de falla más crítica. El punto de aplicación del empuje activo resultante E_o sobre una estructura de sostenimiento, puede ser o ubicado a $H/3$ de la base de la estructura. Esto se justifica por el hecho de que el empuje incluye el efecto de la presión del agua en el interior de las grietas de tensión y por la distribución aproximada de presiones laterales considerados en la teoría de Rankine.

1.7 Estructuras de Sostenimiento Parcialmente Sumergidas.

En obras de regularización de cursos de agua, es bastante común la construcción de estructuras de sostenimiento parcialmente sumergidas. En la figura 12 se puede ver un ejemplo.

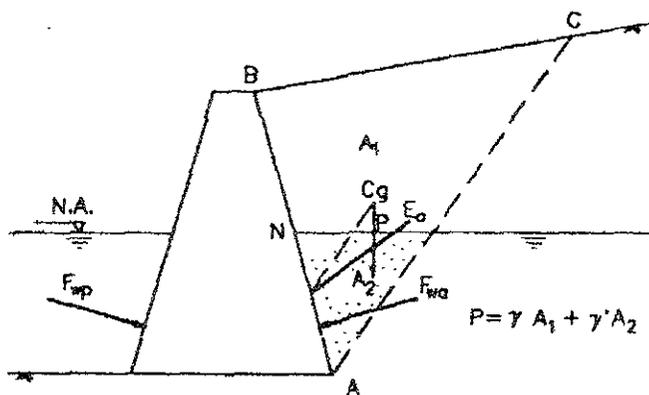


Figura 12. Estructuras de sostenimiento parcialmente sumergidas

En estos casos se debe separar el efecto del suelo sobre el empuje del efecto del agua existente en los vacíos de suelo. Esto se debe a que la resistencia del suelo es debida a la presión entre sus partículas (presión efectiva) en cambio el agua no posee resistencia alguna al corte. Este tipo de análisis es conocido como análisis en términos de esfuerzos efectivos.

Para emplear el método del equilibrio límite en este tipo de estructuras se debe determinar el equilibrio de fuerzas utilizando el peso sumergido de la cuña de suelo. El empuje E_o así obtenido es entonces aquel debido únicamente al peso de las partículas de suelo, siendo necesario adicionar a éste la presión de agua sobre la estructura. La determinación de esta presión es trivial y obedece las leyes de

la hidrostática. El punto de aplicación del empuje E_0 está determinado por una recta paralela a la superficie de ruptura crítica pasando por el centro de gravedad (del peso sumergido) de la cuña crítica. En caso que se considere la diferencia entre las resistencias del material del suelo arriba y abajo del nivel de agua, el problema debe ser analizado como suelo no homogéneo.

1.8 Suelo bajo la influencia de flujo de agua.

Otro caso bastante común, es la ocurrencia de flujo de agua a través del suelo de relleno. Esto ocurre, por ejemplo, cuando el nivel freático que se encuentra por abajo de la cimentación de la estructura se eleva, debido a la época de lluvias, o también cuando en estructuras parcialmente sumergidas, ocurre una brusca reducción del nivel del agua. En estos casos el flujo de agua a través del suelo es en dirección a la estructura de sostenimiento, lo que provoca un valor del empuje sobre ésta. Para analizar este tipo de problema se debe determinar inicialmente la red de flujo formada, como muestra la figura 13.

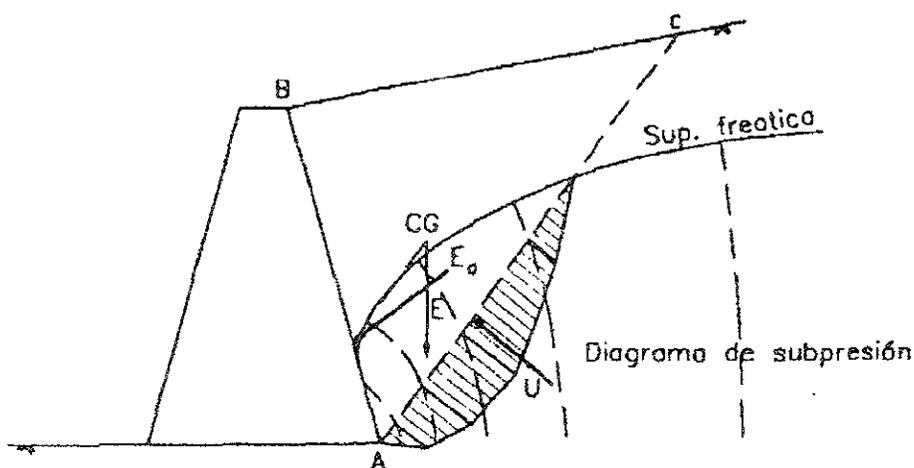


Figura 13. Red de flujo a través del suelo de relleno.

A continuación se puede hacer un análisis por el método del equilibrio límite. Las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada por la superficie de falla incluyen el peso propio de ésta, P , (aquí determinado utilizando el peso específico saturado γ_{sat} del suelo) y la fuerza U debida a la presión neutra que actúa sobre la superficie de deslizamiento. Esta última se determina a partir del diagrama de subpresiones actuantes en la superficie de falla.

Una forma simplificada de determinar la fuerza U consiste en adicionar un coeficiente de subpresión τ_u definido como:

$$\tau_u = \frac{U}{P} \tag{1.31}$$

que puede ser estimado a partir de la altura del nivel freático.

El punto de aplicación del empuje E_o puede ser determinado como en el caso de las estructuras parcialmente sumergidas. Se debe notar que aquí el empuje E_o incluye el efecto del agua. Entonces el centro de gravedad de la cuña crítica debe ser determinado con su peso saturado.

1.9 Sobrecargas.

Muchas veces se presentan sobrecargas sobre un suelo de relleno. Estas sobrecargas provienen de varias fuentes tales como estructuras construidas sobre el suelo, tránsito de vehículos, etc. y provocan un aumento en el empuje.

El caso más simple de sobrecarga es la carga uniformemente distribuida sobre el suelo (fig. 14). En el análisis por el método del equilibrio límite debe ser adicionado, al peso de la cuña de suelo formada por la superficie de falla, la porción de carga distribuida que se encuentra sobre ella.

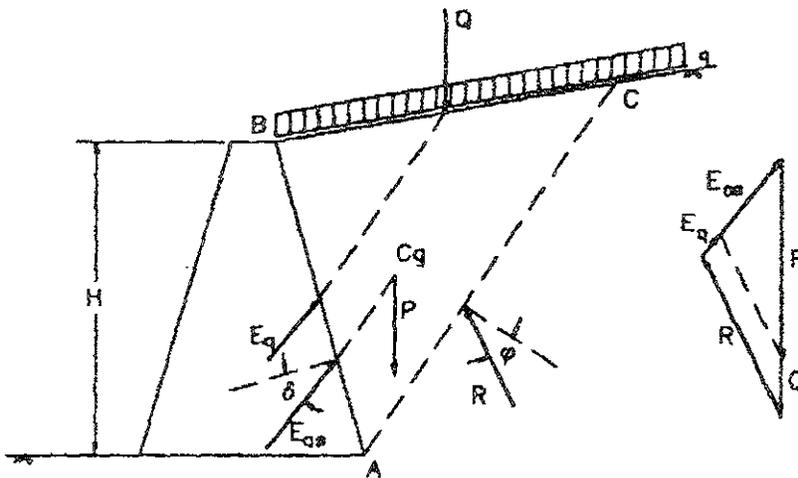


Figura 14. Carga uniforme sobre el suelo.

En cuanto al punto de aplicación del empuje resultante, se puede obtener a través de una paralela a la superficie de falla pasando por el centro de gravedad del conjunto suelo-sobrecarga. Otra opción es

separar el efecto del suelo del efecto de la sobrecarga y determinar el punto de aplicación de cada parte a través de paralelas por los centros de gravedad de cada parte.

Otro caso bastante común de sobrecargas es el de una carga lineal "Q" paralela a la estructura de sostenimiento como en la figura 15.

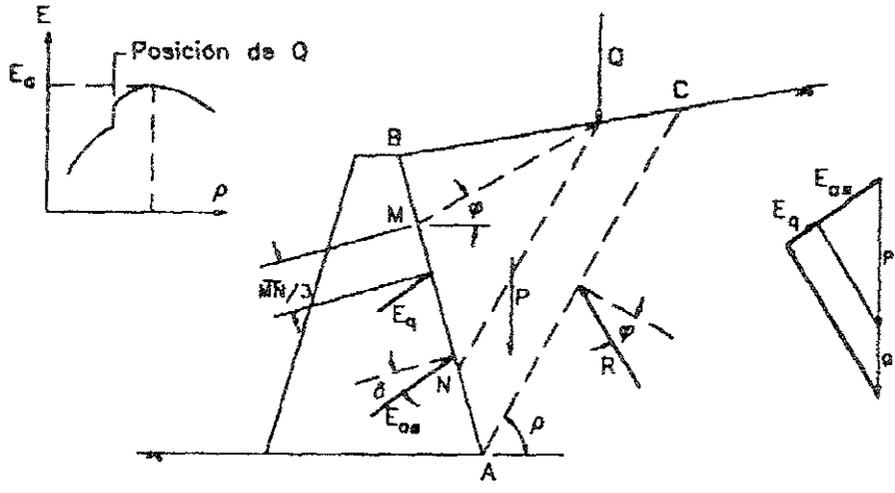


Figura 15. Línea de carga paralela a la estructura de sostenimiento.

En este caso, al utilizarse el método del equilibrio límite, se debe adicionar el valor de Q al peso de la cuña de suelo, siempre que la superficie de falla incluya a dicha carga. De esta forma la variación del empuje con la posición de la superficie de deslizamiento presentará una discontinuidad en la intersección del plano de falla y la línea de acción de la carga Q.

También en este caso se debe separar del empuje máximo E_{qs} , los efectos del suelo E_{qsos} y el efecto de la línea de carga E_q . El punto de aplicación de este último es determinado como se muestra en la figura 15.

Otra alternativa en la determinación del efecto de la carga lineal sobre el empuje es la utilización de ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad, obtenidas a partir de la solución de Boussinesq.

El efecto de la carga es simplemente adicionado al efecto del suelo determinado por la teoría de la elasticidad. Dicha presión horizontal se evalúa como:

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot Q}{\pi \cdot H} \cdot \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2} \tag{1.32}$$

donde σ_h es el incremento de la presión horizontal debida a la carga lineal Q, H, m y n están indicados en la figura 16.

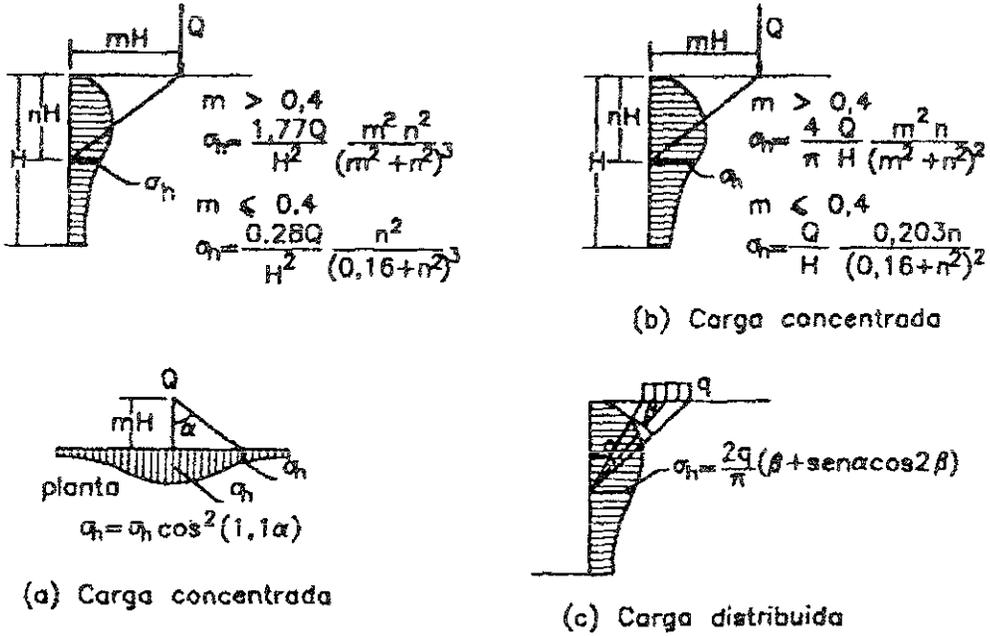


Figura 16. Efecto de las sobrecargas por la teoría de la elasticidad.

La expresión anterior, es valida únicamente para medios semi-infinitos. Como la estructura de sostenimiento posee una rigidez mucho mayor que la del suelo, este valor debe ser duplicado de acuerdo a las expresiones de la figura 16. En esta figura también se muestran las expresiones para los casos de carga concentrada conforme a lo explicado anteriormente.

En caso de una estructura de sostenimiento que sea deformable, como en el caso de las estructuras construidas con gaviones, se puede reducir el valor obtenido por esas expresiones.

Finalmente, se debe notar que para este último método se asume que la existencia de la sobrecarga no tiene influencia en el empuje debido al suelo, o sea, no se analiza la influencia de la carga en la posición de la superficie de falla crítica.

En realidad se trata de una superposición de efectos que no es del todo válida, pues el efecto del suelo se determina asumiendo la plastificación del material, en tanto que el efecto de la carga se determina asumiendo un modelo elástico lineal para el material. A pesar de estas simplificaciones, los

resultados obtenidos por este análisis presentan una buena concordancia con mediciones hechas en modelos experimentales.

1.10 Suelo no homogéneo.

En caso de que la masa de suelo soportado esté formada por capas de suelos diferentes (figura 17), el método del equilibrio límite puede ser utilizado.

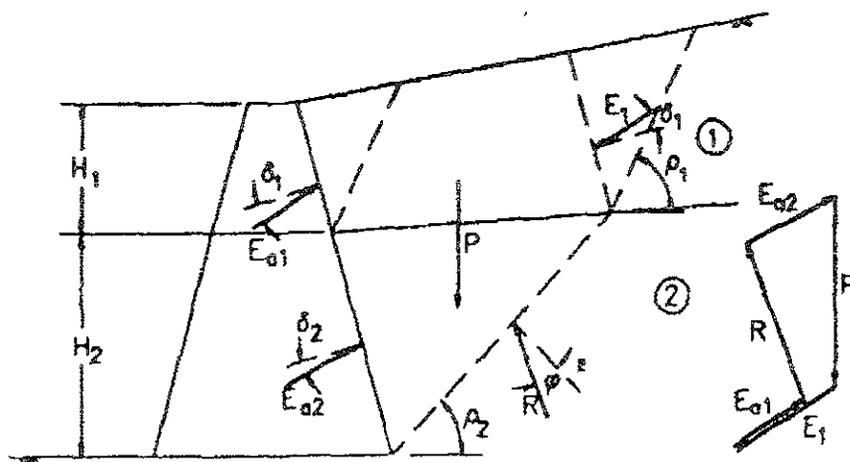


Figura 17. Suelo no homogéneo.

Primeramente se determina el empuje E_{o1} causado sobre la estructura por la primera capa de suelo utilizando el método ya mencionado anteriormente.

Luego se considera una superficie de ruptura formada por tres planos. El primero de ellos parte de la base de la estructura (o de la base de la segunda capa de suelo, en caso de haber más de dos capas) y se extiende hasta el límite entre la segunda y la primera capa, con una inclinación ρ_2 en relación a la horizontal. El segundo plano parte de este punto y prosigue hasta la superficie del suelo, en una dirección paralela a la cara interna de la estructura de sostenimiento. El tercer plano parte del mismo punto y se extiende hasta la superficie de la masa de suelo con una inclinación ρ_1 en relación a la horizontal.

Se forman de esta manera dos cuñas de suelo. El efecto de la cuña menor sobre la mayor puede determinarse como el empuje E_{a1} calculado también por el método del equilibrio límite, considerando un ángulo de fricción δ_1 que actúa entre el suelo de la capa superior y la estructura de sostenimiento.

Conocido el valor de E_{a1} , el empuje aplicado por la capa inferior puede ser determinado por el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña mayor de suelo.

La inclinación ρ_2 debe ser entonces buscada a fin de encontrar la posición más crítica para la superficie de falla.

En caso que el número de capas sea mayor de dos, el proceso debe repetirse para incluir las capas inferiores hasta alcanzar la base de la estructura.

El punto de aplicación de E_{a1} se localiza, como ya se indicó, en los párrafos anteriores, a $H_1/3$ de la base de la capa de suelo, donde H_1 es el espesor de este estrato en contacto con la estructura de sostenimiento, siempre que la superficie del suelo sea plana y no hayan sobrecargas. En cuanto al punto de aplicación de E_{a2} , se puede asumir que la distribución de presiones laterales sobre la estructura de sostenimiento es lineal y que la variación de esta presión con la altura de la estructura es:

$$\frac{dp_{l2}}{dh_2} = \gamma_2 \cdot k_{a2} \tag{1.33}$$

donde k_{a2} es el coeficiente de empuje activo determinado por la teoría de Coulomb. Así mismo, se puede determinar la distribución de presiones laterales del suelo en la base del segundo nivel así como su centro de gravedad (figura 18).

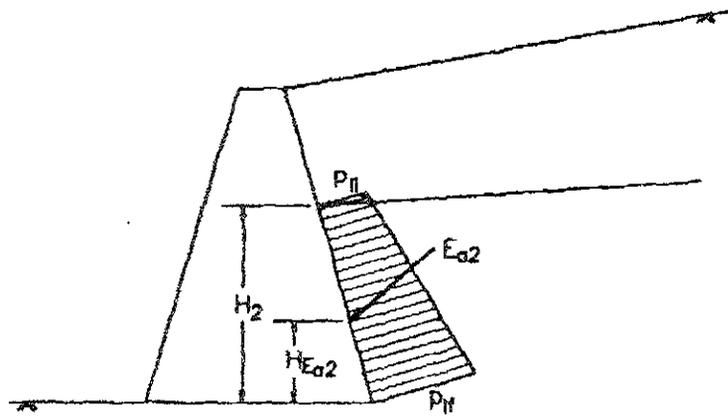


Figura 18. Distribución de la presión lateral en la segunda capa de suelo.

$$P_b = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot H_2 \cdot k_{a2} \quad (1.34)$$

$$P_f = \frac{E_{a2}}{H_2} + \gamma_2 \cdot H_2 \cdot k_{a2} \quad (1.35)$$

entonces:

$$H_{E_{a2}} = \frac{H_2}{2} - \frac{\gamma_2 \cdot H_2^3 \cdot k_{a2}}{12 \cdot E_{a2}} \quad (1.36)$$

En la determinación de K_{a2} por la teoría de Coulomb se puede adoptar, en caso de ser necesario, valores aproximados para la inclinación ε de la superficie del talud.

1.11 Paramento irregular.

Esta última deducción puede ser utilizada en la determinación del empuje sobre estructuras de sostenimiento que posean una cara interna no plana como la mostrada en la figura 19.

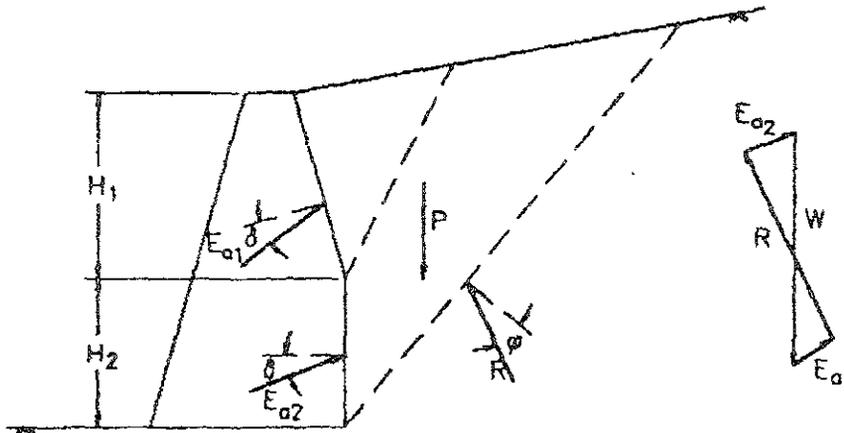


Figura 19. Muro de contención con paramento irregular.

En este caso, se divide la cara interna en partes planas y se determina la porción del empuje que actúa sobre cada una de ellas usando el método del equilibrio límite.

Para la parte superior, se determina el empuje como si la estructura de sostenimiento tuviese la altura equivalente a esta parte de la cara interna. Para las partes siguientes, se analiza el equilibrio de

is cuñas formadas por la superficie de falla más profundas y se considera en ese equilibrio los valores e los empujes ya calculados en las porciones superiores del paramento.

El punto de aplicación del empuje que actúa sobre las porciones inferiores del paramento puede determinarse como en el caso del suelo no homogéneo, adoptando una distribución lineal para las presiones laterales.

12 Efecto sísmico

Durante un movimiento sísmico, el empuje activo puede sufrir un incremento debido a las aceleraciones horizontales y verticales del suelo. Estas aceleraciones provocan la aparición de fuerzas de inercia en las direcciones vertical y horizontal que deben ser consideradas en el equilibrio de las fuerzas (figura 20).

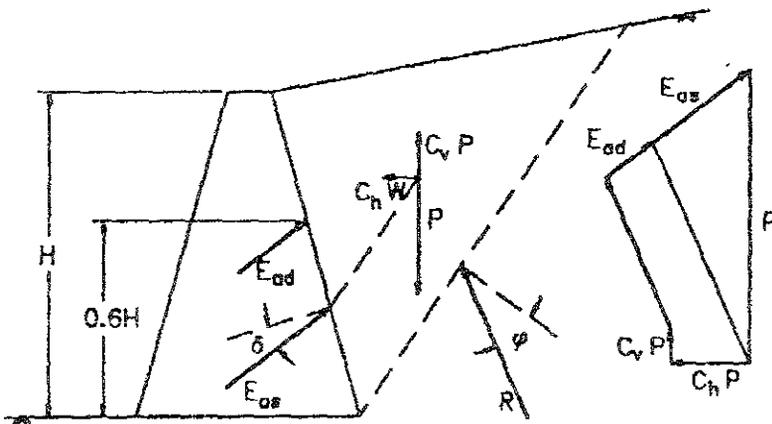


Figura 20. Fuerzas de inercia que actúan sobre la cuña de suelo.

Estas aceleraciones normalmente son expresadas en relación a la aceleración de la gravedad g y son función del riesgo sísmico de la zona. Por lo tanto, las fuerzas de inercia serán calculadas como:

$$I_h = C_h \cdot P \tag{1.37}$$

$$I_v = C_v \cdot P \tag{1.38}$$

onde C_h y C_v son las aceleraciones horizontal y vertical respectivamente y P es el peso de la cuña de suelo.

El empuje activo tomando en cuenta el efecto sísmico se puede dividir en dos partes. La primera, igual al empuje estático E_{ae} , tiene su punto de aplicación sobre la estructura de sostenimiento determinado como en los incisos anteriores. La segunda parte E_{ad} es el efecto del movimiento sísmico y su punto de aplicación está ubicado a una altura igual a $0.6 H$ de la base de la estructura. En el caso que el suelo esté sumergido, se debe utilizar el peso específico sumergido γ' del suelo en el cálculo del peso de la cuña, como ya fue indicado en las estructuras de contención parcialmente sumergidas.

Además será, necesario considerar el efecto sísmico de la masa de agua existente en el interior del suelo. Esta masa provocará una presión adicional al efecto estático, resultando un empuje adicional U_d debido al agua dado por:

$$U_d = \frac{7}{12} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_w \cdot C_h \quad (1.39)$$

donde γ_w y H_a son el peso específico y la altura del agua, respectivamente. Este empuje está aplicado a $H_a/3$ de la base de la estructura.

2. Estructuras de contención.

2.1 Clasificación de las estructuras de contención.

Las estructuras de contención de tierras se pueden clasificar en los siguientes grupos:

Muros. Se construyen a cielo abierto y no en el interior del terreno. A su vez, este grupo se clasifica en tres subgrupos figura 1.

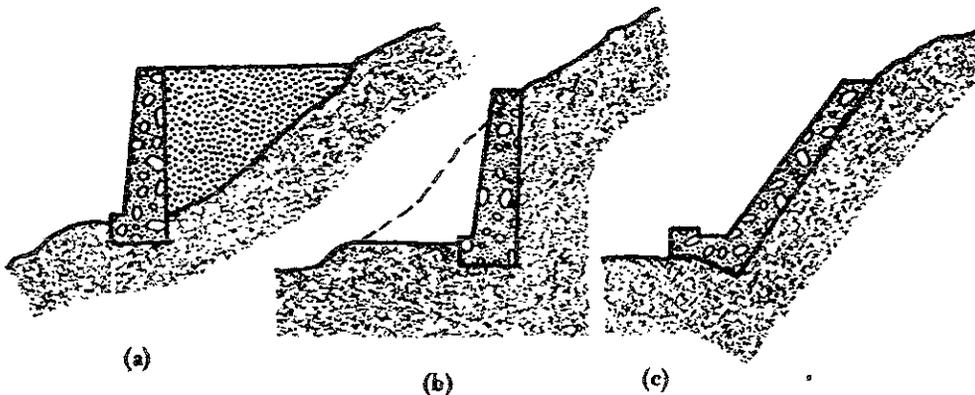


Figura 1. Tipos de muros a) Sostenimiento b) contención c) Revestimiento.

Muros de sostenimiento, cuando se construyen separados del terreno natural y luego se rellenan de tierra.

Muros de contención, cuando se construyen para contener tierras que se caerían, en un plazo más o menos largo, si se dejasen sin apoyo.

Muros de revestimiento, cuando su misión es, esencialmente, proteger el terreno de la erosión y de la meteorización.

Otra importante clasificación de los muros se basa en la forma de contrarrestar los esfuerzos que el terreno ejerce sobre ellas. Los hay de "gravedad", en los que el efecto estabilizador viene de su propio peso, y los de voladizo que llevan disposiciones que les permiten aprovechar el peso de las mismas tierras como efecto estabilizador.

Los muros se clasifican también por el material de que están constituidos: hay muros de piedra en seco, llamada también "piedra plegada". Los hay de mampostería, de ladrillo y de concreto en masa. Todos ellos suelen ser "de gravedad" (figura 2), pues es su peso quien proporciona su resistencia al momento de volteo producido por el empuje de la tierra. Los hay también de concreto armado (figura 3), generalmente en L, otras con contrafuertes interiores y, menos frecuentemente, exteriores. Estos muros en L son el caso más típico de "muro aligerado".

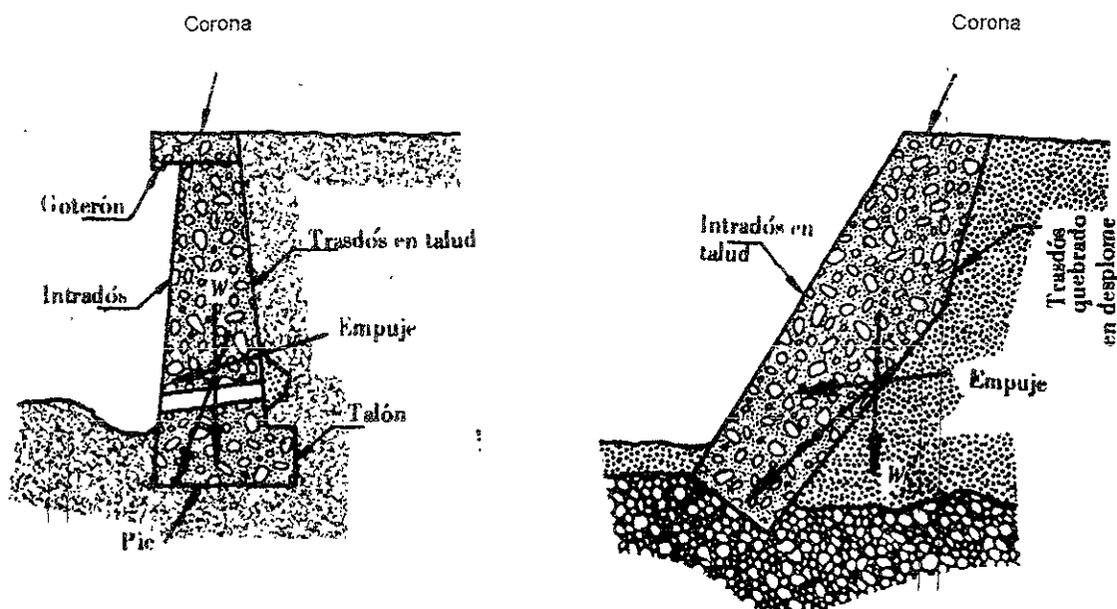


Figura 2. Muros de gravedad.

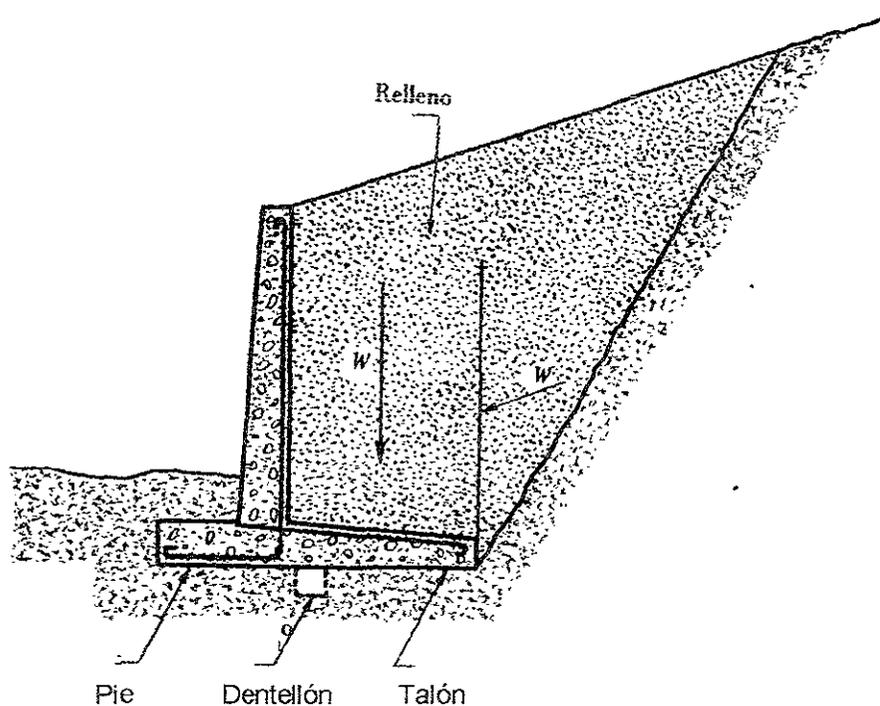


Figura 3. Muro aligerado en L, de concreto armado.

2.2 Muros de gravedad.

Este tipo de muro es de los más antiguos, y tiene la configuración presentada en la figura 2, en donde se indica la nomenclatura usual de sus distintas partes. El intradós en talud mejora la estabilidad y, en muchas ocasiones, el efecto estético. Hay que tener en cuenta que muchos muros se mueven ligeramente para desarrollar la condición de empuje activo. Si el intradós es rigurosamente vertical, producirá entonces un efecto muy desagradable de inestabilidad. Una inclinación excesiva tampoco es, en general, conveniente. Un muro suele tener como misión ganar espacio útil, bien a partir de su pie o de su corona, con relación al que quedaría disponible con un talud libre. Un intradós muy inclinado consume espacio. Otro inconveniente (de menor importancia) es que el agua del goterón mancha el paramento, que es precisamente lo que el goterón intenta evitar.

El muro en desplome mejora la estabilidad (o, correctivamente, permite ahorrar construcción) más que la inclinación del intradós. En el caso extremo, cuando la inclinación del trasdós coincide con la del talud libre estable, el muro se convertirá en simple revestimiento. Pero nuevamente tendremos la pérdida de espacio llano utilizable a que nos hemos referido antes. Además un muro en desplome es más difícil de construir. Se estima que un desplome considerable tan sólo se justifica con muros importantes, por su altura (superior a 10 m.) o por su longitud, la cual permitirá amortizar un encofrado complicado y costoso.

Existe un procedimiento aproximado para transformar una sección de muro en otra que, desde el punto de vista de su estabilidad, sea equivalente. Es la "regla de Boix", ideada por el ilustre ingeniero de ese nombre, uno de los creadores de los ferrocarriles españoles. Queda claramente explicada en la figura 4.

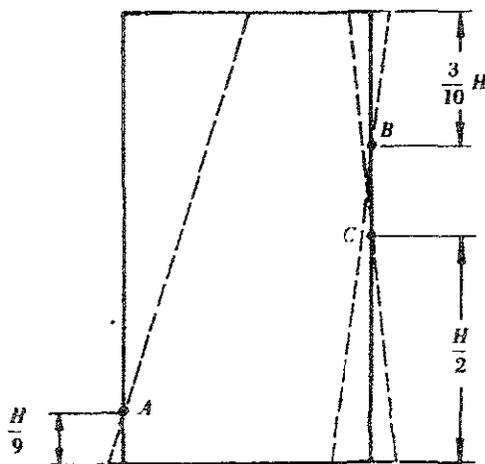


Figura 4. Regla de Boix. Los muros definidos por los distintos paramentos alternativos son aproximadamente equivalentes desde el punto de vista de la estabilidad.

2.3 Muros con contrafuertes en el intradós.

Se trata de aligerar un muro de gravedad, suprimiendo concreto en las zonas que, por estar más próximas al pie, colaboran poco al efecto estabilizador figura 5a.

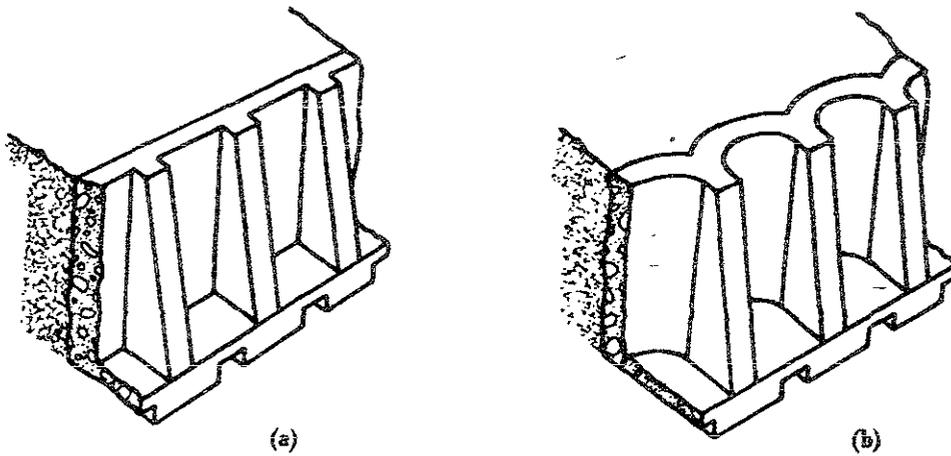


Figura 5. Muros de contrafuertes. a) De pantalla plana b) Abovedado.

Como dato anecdótico merecen citarse los muros de granito, con contrafuertes pretensados de este mismo material, de 7.30 m. de altura, construidos en Estados Unidos (Taylor, J.B., 1961).

Un paso más es abovedar el muro figura 5 b, lo cual permite distanciar los contrafuertes, que han de ser especiales (verdaderos estribos) en las bóvedas extremas. Este tipo de muro necesita una cimentación excelente para los contrafuertes.

2.4 Muros en L.

En estos muros (figura 3), el momento de volteo provocado por del empuje es contrarrestado principalmente por el peso del suelo situado sobre su solera. La presión sobre el cimiento es menor que en los de gravedad, por lo cual es adecuado a un en suelos con capacidad de carga baja. Los esfuerzos a que queda sujeto el muro hacen necesario el empleo del concreto armado. Aún así, el momento en la base de la pantalla es grande, y, para grandes alturas, resulta preferible colocarles contrafuertes.

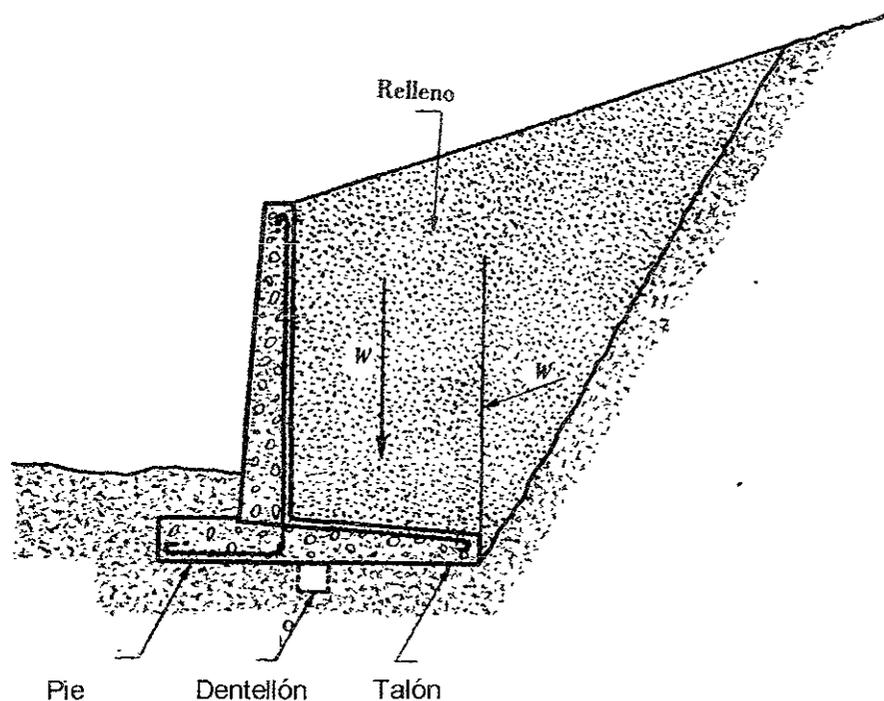


Figura 3. Muro aligerado en L, de concreto armado.

2.5 Muros con contrafuertes en el trasdós.

Pueden ser contruidos de diversas maneras, incluso sin armadura. El mariscal Vauban, "ingeniero del Rey" Luis XIV de Francia desde 1655, fue el creador de un tipo de fortalezas que dominaron el arte de la guerra durante más de un siglo y que, muy estudiadas en su geometría, no dejaban ángulos muertos que pudieran ser aprovechados para la aproximación del enemigo.

El gran desarrollo del perímetro de estas fortalezas, con su trazado tan tortuoso, necesitaba la construcción de un tipo de muralla relativamente económico. Esta muralla consistía en un muro de contrafuertes interiores, relleno de tierras. El proyecto se hacía con unas reglas empíricas establecidas por el mismo Vauban.

Estas fortalezas dejaron de utilizarse, principalmente por el concepto napoleónico de guerra de movimiento, pero también por que los muros de Vauban eran algo débiles, y la artillería encontró pronto manera de abrir brecha en ellos, con lo cual el relleno se vertía, formando una rampa que facilitaba el acceso al asaltante.

Contrariamente, el muro en L con contrafuertes es muy empleado y, como hemos dicho, resulta económico para alturas importantes.

El muro con contrafuertes debería ser más económico, en principio, que el muro en L simple. Sin embargo, su ventaja mecánica queda contrarrestada por la mayor complicación de construcción y de colocación de relleno. Es importante en este tipo de muros no bajar de ciertos espesores en los elementos, por razones de durabilidad. Por ello, la altura a partir de la cual es preferible el muro de contrafuertes depende de las circunstancias de cada caso.

2.6 Plataformas estabilizadoras. Muros de bóvedas horizontales.

El muro en L, con o sin contrafuertes, es estable por el peso de la tierra sobre la solera. Siguiendo la misma idea, el muro armado con plataformas estabilizadoras (figura 6), resiste el volteo y, además, tiene menores empujes y momentos en la pantalla. Sin embargo, no está muy difundido.

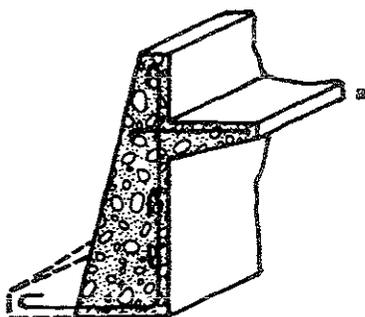


Figura 6. Muro con plataforma estabilizadora.

En primer lugar, necesita una cimentación mucho mejor que el muro en L, y en segundo lugar, las acciones sobre las plataformas estabilizadoras, y, en consecuencia, sobre la pantalla, no están bien definidas. Las teorías de empuje de tierras dan valores límites que permiten calcular la estabilidad general del muro, del lado de la seguridad, pero no ocurre lo mismo respecto a los esfuerzos de las distintas partes del muro. Algunos muros de este tipo han sufrido fisuras y, en algún caso, han tenido que ser reforzados.

Con esta misma idea existe otro tipo de muro, más antiguo, que ha dado en cambio excelentes resultados. Es el tipo de muro de bóvedas horizontales (figura 7), que se construía generalmente con pilas de mampostería y bóvedas, antes de ladrillo, y más tarde de concreto. La cimentación necesita ser excelente no obstante pueden las bóvedas resistir, como siempre, esfuerzos mayores o diferentes de los calculados, sin daño apreciable. Hoy se estima que estos muros no son económicos, pero esta conclusión debería revisarse para determinados casos de muros grandes, debiéndose también de tener en cuenta que su valor estético puede ser interesante.

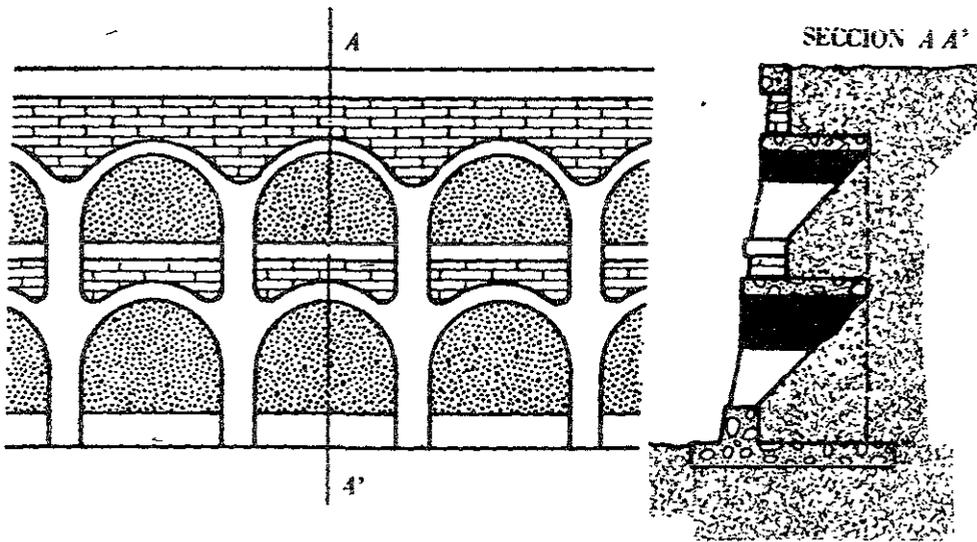


Figura 7. Muro de bóvedas horizontales.

2.7 Muros jaula.

Se comenzaron a hacer de madera, en regiones de bosque, como en Norteamérica (figura 8). Actualmente, se construyen en acero y en concreto. Las jaulas se rellenan de un suelo granular, preferiblemente compactado.

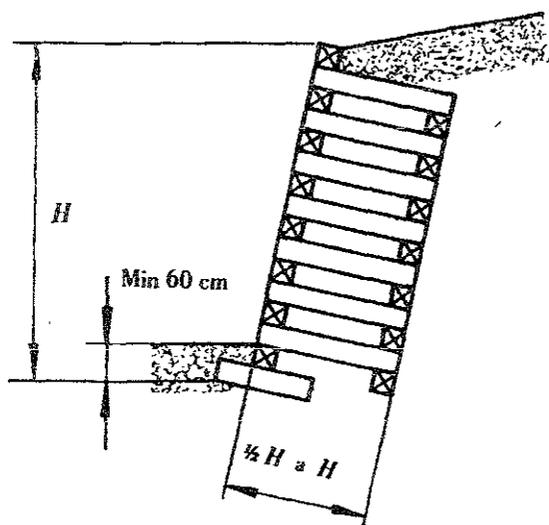


Figura 8. Muro jaula.

Son adecuados para muros de altura pequeña hasta media, con un máximo de unos 7 m. (Tschebotarioff, 1965-1968), sometidos a empujes moderados. No deben colocarse sobrecargas directamente sobre el muro.

Los de acero se encuentran bastante difundidos en los ferrocarriles norteamericanos, donde la desventaja de su costo se compensa por la facilidad y rapidez del montaje.

Los de concreto armado no son tan rápidos de montar, pues las piezas son generalmente pesados, haciéndose necesario equipo mecánico para su manejo.

2.8 Muros arriostrados y anclados.

Los muros de sótano suelen estar apuntalados o arriostrados entre sí. Otro tanto ocurre en los de algunos pasos inferiores y, en general, pontones y puentes de poca luz, siendo esto menos frecuente en los grandes, en donde el efecto térmico es demasiado importante.

En ocasiones, se añaden además vigas transversales destinadas específicamente a este apuntalamiento.

Estos muros no tienen problemas de estabilidad al volteo, y los momentos máximos son menores. También son más pequeños los esfuerzos máximos sobre el terreno.

Si no se dispone de espacio suficiente para realizar una excavación abierta, y se trata de evitar el trabajar en un lugar lleno de entibaciones o el construir los elementos de los pisos de sótano durante la excavación, hay que disponer de anclajes. Si, además, no se desea construir una tablestaca, se puede ejecutar el muro por tramos que, en un caso típico pueden ser de unos 3.50 m (figura 9).

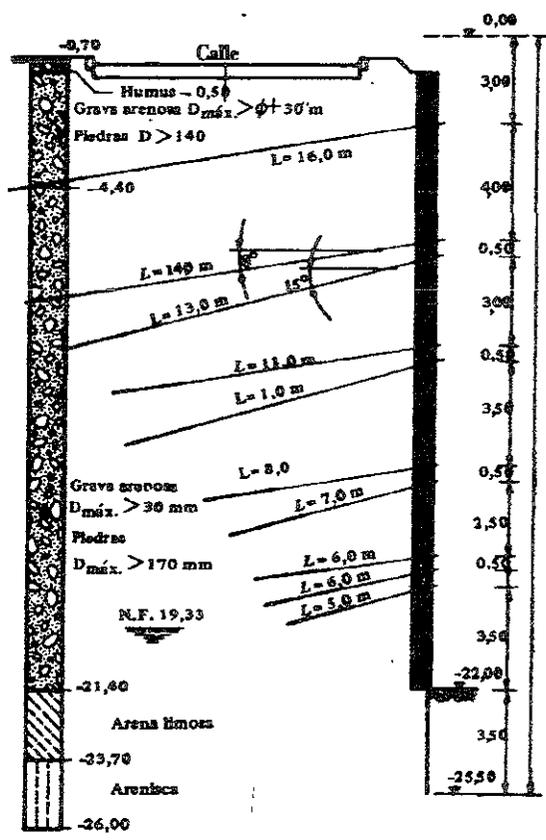


Figura 9. Muro anclado construido por secciones.

2.9 Drenaje.

Si se acumula agua detrás del muro, los empujes pueden llegar a multiplicarse por tres. A este respecto conviene señalar que un 33% de los accidentes ocurridos en muros rígidos han sido ocasionados por la ausencia o fallo del sistema de drenaje. Por este motivo, con excepción de los muros de sótano en que ello no puede ser posible, es conveniente construir un sistema de drenaje adecuado.

El sistema de drenaje más sencillo se constituye con mechinales, que consisten normalmente en caños de 10 cm de diámetro como mínimo, empotrados en el muro (figura 10), o también en zanjas rectangulares de 5 x 10 ó 5 x 20 cm que se dejan en el muro colocando un taco de madera al construir éste. La distancia horizontal entre columnas de mechinales depende de las precauciones tomadas para dirigir el agua de infiltración hacia ellos. El método más económico, aunque también el menos efectivo, consiste en volcar unos 30 dm³ de piedra partida o grava en la boca interior de cada mechinal. Cuando se utiliza este método, la distancia horizontal no debe exceder 1.50 m. Si se coloca un dren continuo de grava (espesor mínimo de 20 a 30 cm) o de concreto sin finos, que cubra todo el trasdós, la distancia horizontal puede aumentarse a 3 m.

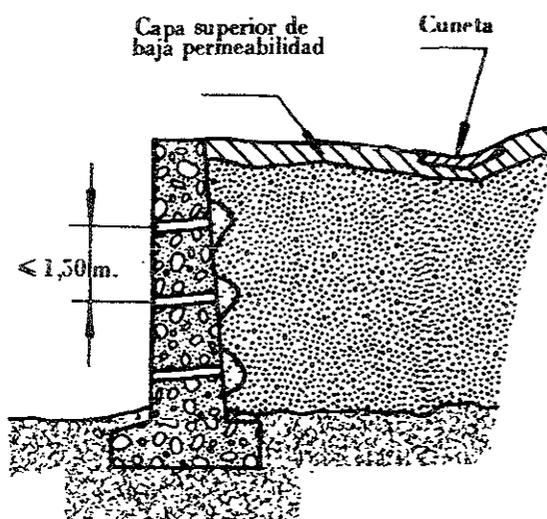


Figura 10. Disposición de mechinales en un muro de gravedad. Capa de protección del relleno y cuneta.

Si no se dispone de una cuneta en el pie del muro, el agua que sale de los mechinales se infiltra en el terreno donde el suelo debiera conservarse lo más seco posible. Además, en ciertos casos puede mancharse el alzado del muro. Todo esto puede no tener importancia en ciertos casos y terrenos, pero sí en otros. Esto puede evitarse sustituyendo cada fila horizontal de mechinales por un dren interno longitudinal paralelo al paramento (figura 11), con pendiente de 1 al 2%, y que se extiende por toda la longitud del muro para desaguar en un punto bajo adecuado. Si la tubería es de concreto sin finos el filtro que ha de rodear a dicha tubería es simplemente arena limpia: se coloca la tubería sobre una cama de

arena ligeramente compactada y de espesor mínimo de 5 cm debiendo quedar rodeada en el resto de su superficie por 10 cm de arena como mínimo.

En muros muy altos o con rellenos poco permeables puede también disponerse una sola tubería longitudinal en el fondo y una serie de tubos porosos verticales (con su boca superior taponada) separados de 5 a 6 cm y conectados a la tubería del fondo. Si el muro es de gran longitud conviene disponer pozos de limpieza de drenes a intervalos adecuados.

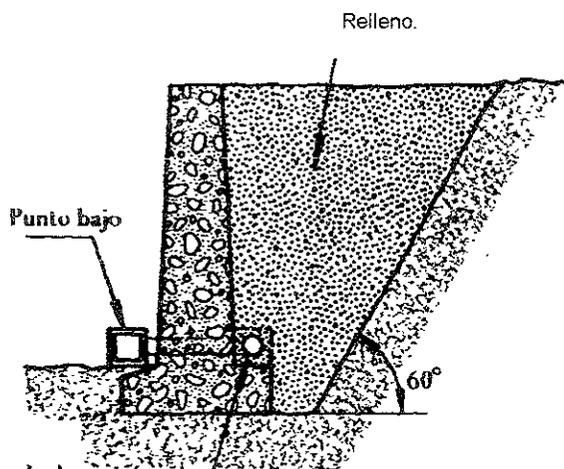
Si el relleno es un material francamente permeable es preferible utilizar la disposición de la figura 10, o incluso dejar sólo la fila de mechinales del fondo.

Para evitar que los suelos de permeabilidad media lleguen a saturarse durante las épocas de lluvia, es conveniente cubrir su superficie con una capa de suelo de permeabilidad muy inferior a la del relleno, a la que se da pendiente hacia una cuneta convenientemente colocada (figura 10).

Si en el relleno o terraplén ha de colocarse una cañería de agua o colector de aguas residuales, el caño debe rodearse de un dren de grava que desagüe en un punto adecuado, para que una falla del mismo no pase inadvertida.

Para muros hechos de concreto contra el terreno, existen placas de concreto sin finos que, colocadas contra dicho terreno funcionan como pantalla filtrante y de encofrado perdido al mismo tiempo.

Debe recordarse que el costo del drenaje es muy pequeño en relación al costo total y, en cambio, su importancia es primordial para la seguridad del muro.



Tubería de concreto sin finos (preferible), tubo cerámico con las juntas abiertas o tubo metálico perforado, rodeado de un filtro.

Figura 11. Detalles de relleno.

2.10 Revisión de la estabilidad del muro.

Las fuerzas que actúan sobre un muro de gravedad están indicadas en la figura 12. Se tienen en primer lugar, el empuje E , que puede variar, según la sobrecarga que se aplique en la superficie y según las circunstancias del nivel freático.

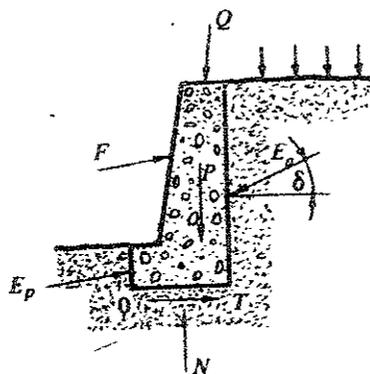


Figura 12. Fuerzas a considerar en la comprobación de un muro de gravedad.

Es preciso considerar las condiciones más desfavorables que, en principio, serán las que produzcan un valor de E_a , mayor, especialmente si tenemos en cuenta lo siguiente:

Una de las causas de que aumente E_a es el incremento de sobrecarga. Esto no solamente aumenta el valor de E_a , sino también eleva su punto de aplicación, con lo cual se incrementa el momento de volteo.

Otra de las causas es la elevación del nivel freático. Esto disminuye el empuje transmitido por el esqueleto sólido del terreno (presión efectiva sobre el muro), pero el empuje total aumenta por la presión del agua. Además, este empuje total tiene una oblicuidad inferior al ángulo δ que corresponde a la componente debida a los esfuerzos efectivos, lo cual es también desfavorable para la estabilidad del muro.

Por ello, y de no haber geometrías especiales para el muro el cálculo se reduce a la determinación de E máximo. Sobre este empuje, por otra parte, no se aplica coeficiente alguno de seguridad.

Una de estas geometrías, que no es tan excepcional, es la de muro de muelle en el mar, con marea, o en canal, embalse, etc., con variaciones de nivel de agua. El empuje E es máximo con la marea alta, pero se contrarresta con el agua que actúa en el intradós. La subpresión es grande, lo cual perjudica la estabilidad al volteo y al deslizamiento, pero también disminuye (efecto favorable a la estabilidad) pero es muy común que haya un retraso en el descenso del agua en el trasdós función de la permeabilidad del muro y del terreno, y es siempre muy desfavorable.

No es fácil saber a priori cuál estado será el peor para la estabilidad del muro, pero lo cierto es que los ejemplos de muros que se caen con la marea baja, o al vaciar un canal para alguna operación de reparación o limpieza son muy numerosos, por lo que es necesario comprobar ambas situaciones, y aún situaciones intermedias.

2.10.1 Tipos de empuje a considerar.

Uno de los aspectos que se debe estudiar siempre con cuidado es el tipo de empuje (activo, pasivo, etc.) que se puede generar, el cual depende del posible movimiento del muro, que también influye en el punto de aplicación.

Se deben considerar los tipos de empujes que se indican a continuación:

Empuje activo.

- Muros con cimentación superficial.
- Muros en L cimentados sobre pilotes verticales.
- **Empujes en general superiores al activo.**
- Muros en L sobre roca. Se puede emplear el empuje activo cuando el muro es suficientemente flexible; en caso contrario empléese el empuje en reposo.
- Cualquier muro sobre pilotes flotantes, o cualquier muro, excepto en L, sobre pilotes verticales.
- Estaciones de bombeo o estructuras análogas.
- Estructuras en U (diques secos, esclusas, etc.).

Empuje en reposo.

- Muros de gravedad, estaciones de bombeo o similares sobre roca, o sobre pilotes inclinados o verticales.

2.10.2 Peso del muro y sobrecarga sobre el mismo.

En cuanto al peso del muro, es una sollicitación permanente y fácilmente evaluable y no hay mucho que decir, pero sí respecto a la sobrecarga sobre el mismo. No es fácil saber a priori qué caso es el más desfavorable. Lo más frecuente es que sea el de no existir sobrecarga (figura 13), pero no hay que olvidar (cuando ello es posible) el caso de sobrecarga sólo en una parte (exterior) del muro (figura 14). Este caso es quizá poco frecuente, más no así el de la figura 15, muro de muelle con una sobrecarga puntual, a veces importantísima, cerca del intradós.

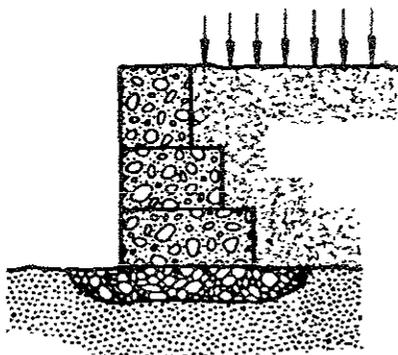


Figura 13. Caso de carga que produce el máximo empuje en un muro.

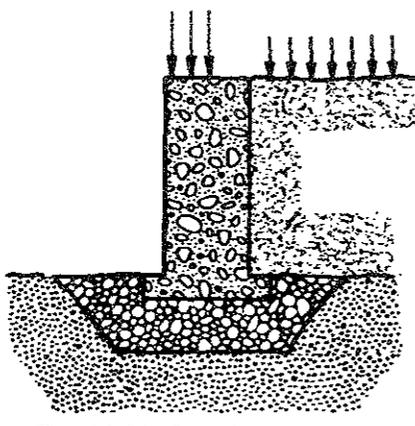


Figura 14. La sobrecarga parcial sobre el muro puede producir una situación más peligrosa que la de la figura 13.

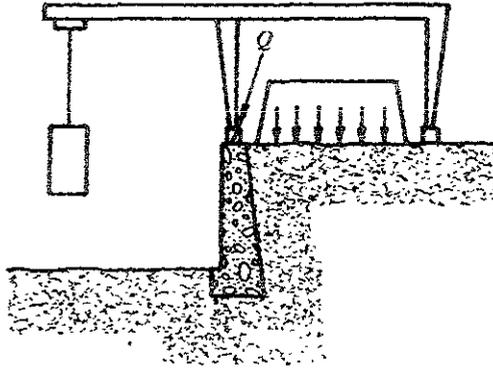


Figura 15. Las sobrecargas concentradas próximas al intradós son particularmente peligrosas para el muro.

2.10.3 Empuje pasivo del suelo al pie del muro. Reducción parabólica.

En el caso de que el cimiento del muro este enterrado a una pequeña profundidad (uno o dos metros) lo más racional es no tomar en cuenta el empuje pasivo E_p . Esto se debe a que, como hemos visto, para movilizar el empuje pasivo se requiere un movimiento importante, que no sería admisible en el pie del muro. Puede ocurrir, también, que la erosión arrastre ese terreno, o que sea preciso quitarlo, aunque sea temporalmente, para efectuar zanjas, cunetas, o bien para construir o reconstruir un pavimento. Se trata, además, en general, de una zona alterada por las variaciones estacionales de humedad.

Sin embargo, y aun cuando debe seguirse en general ese criterio, no debe tomarse como algo absoluto, ya que a veces el costo de no hacerlo es grande.

Si se quiere tener en cuenta la colaboración de ese empuje deben tomarse, ciertamente, precauciones especiales. Hay muros en buen estado desde hace mucho tiempo, en los que el pie está contenido (figura 16) por un relleno granular hecho muy cuidadosamente; en contraste hay muchísimos muros de sótano que estarían en precarias condiciones si no tuvieran el apoyo de una solera de concreto.

En el caso de la figura 16a, la presencia del relleno granular y denso permite esperar que el empuje pasivo se movilice con un desplazamiento mínimo, pero aún así resultaría optimista suponer que se va a movilizar totalmente en toda la altura. Siendo el movimiento probable del muro el de volteo, se movilizará muy bien la resistencia en la parte superior, pero quizá no en la inferior. Por ello, y siempre que no se haga un cálculo más refinado, para el cálculo del empuje pasivo se sigue una regla empírica que recibe el nombre de "reducción parabólica de empuje".

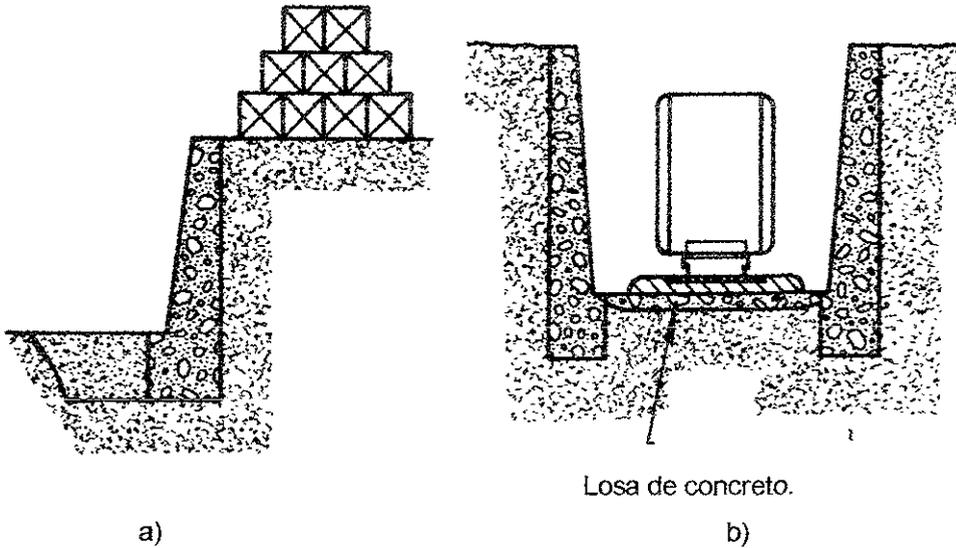


Figura 16. Dos casos en los que el empuje pasivo del lado del intradós colabora eficazmente a la estabilidad del muro.

Consiste en restar al empuje pasivo calculado (figura 17) un valor $K'_\gamma \cdot \gamma \cdot z^2$ de modo que el empuje se anule en la base, quedando un "empuje movilizado" de la forma mostrada en la figura 17b.

Puesto que:

$$K_\gamma \cdot \gamma \cdot H = K'_\gamma \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.1)$$

entonces que

$$K'_\gamma = K_\gamma / H \quad (2.2)$$

El empuje pasivo total será:

$$E'_\gamma = \frac{1}{2} K_\gamma \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.3)$$

y la sustracción que hacemos es:

$$E_{ps} = \frac{1}{3} K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.4)$$

El empuje pasivo movilizado será, pues:

$$E_{pm} = \frac{1}{6} K_\gamma \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.5)$$

y su punto de aplicación, está a $\frac{1}{2} H$.

Esta hipótesis sobre la distribución del empuje pasivo movilizado es muy arbitraria para los casos en los que la resistencia pasiva es importante y decisiva. Esto puede ocurrir en las "tablestacas" (figura 18).

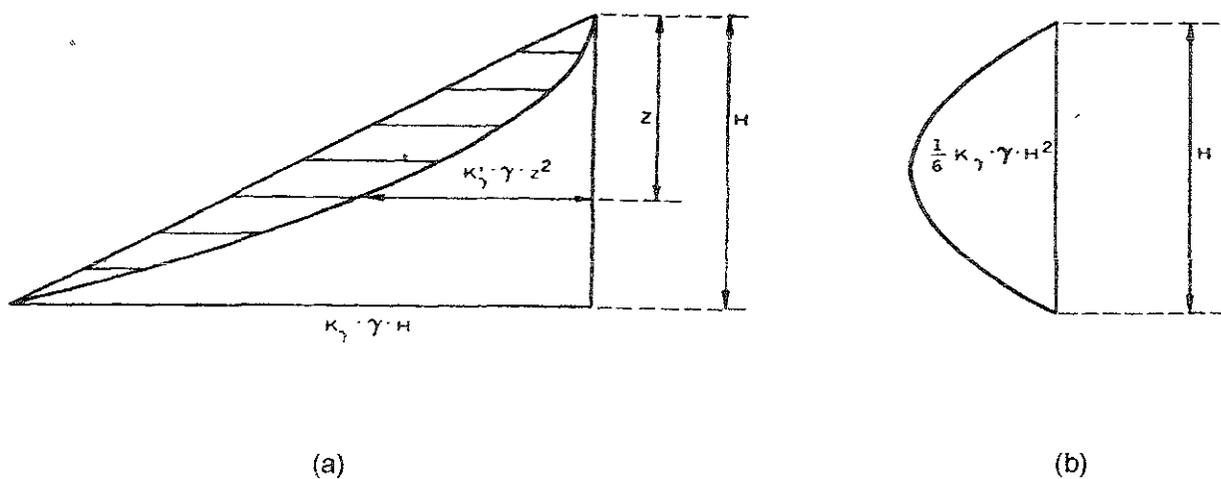


Figura 17. Reducción empírica del empuje pasivo en la cimentación de un muro, para tener en cuenta que en la parte inferior no se moviliza por falta de desplazamiento.

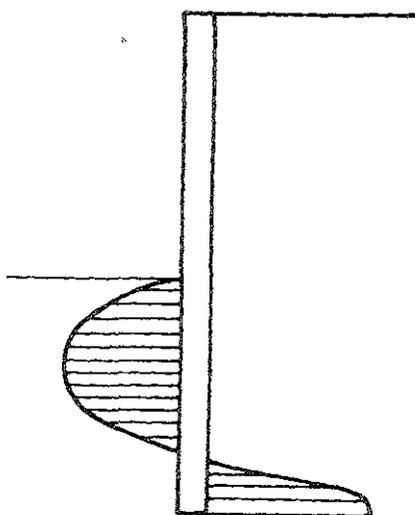


Figura 18. Tipo de distribución del empuje pasivo en la pata de una tablestaca.

2.10.4 Reacción en la base del muro. Subpresión.

Una vez conocidas las acciones sobre el muro únicamente resta conocer la reacción en la base. Las componentes tangencial y normal pueden hallarse simplemente proyectando todas las otras fuerzas en las direcciones correspondientes. El punto de aplicación de la componente normal puede hallarse tomando momentos respecto al punto 0 (figura 12).

Conviene destacar la extraordinaria importancia que tienen las condiciones de cimentación en la estabilidad del muro.

Un punto importante a considerar es la subpresión del agua del terreno, sin la cual no podremos conocer las presiones efectivas.

En el caso de que el agua esté en reposo, alcanzará el mismo nivel por ambas caras del muro. La manera más sencilla de efectuar su comprobación a largo plazo es considerar sólo el empuje efectivo y el peso sumergido del muro situado por debajo del nivel freático. Sin embargo, si existe flujo de agua el caso es más complicado, y sería necesario hallar la red de flujo, probablemente en estado transitorio, la cual, por otra parte, será distorsionada por la influencia de la carga del muro sobre la permeabilidad del terreno.

Tan sólo en algún caso muy importante (presas y algún muro de atraque) se ha intentado hacer esto, y, en general, se acepta una distribución trapezoidal de la subpresión (figura 19) que se supone toma en cada arista de la base del muro el valor correspondiente al nivel del agua en el lado correspondiente.

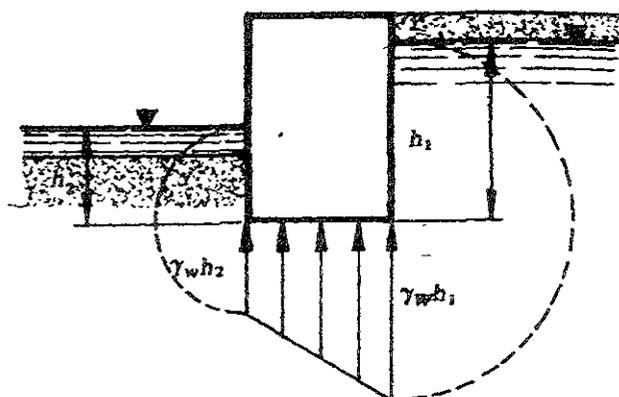


Figura 19. Hipótesis simplificada usual respecto a la subpresión en la base del muro.

2.10.5 Lista de comprobaciones a efectuar.

Conocidas las reacciones en la base del muro podemos calcular su estabilidad, considerando su base como una zapata con carga excéntrica e inclinada. El conjunto de zonas plásticas que habría que considerar se presenta en la figura 20.

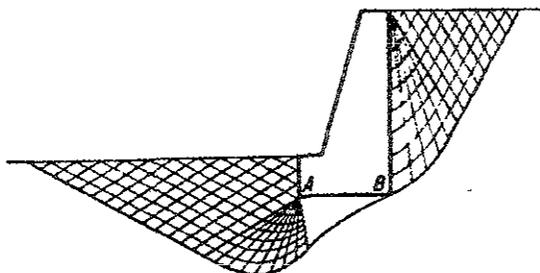


Figura 20. Redes de líneas características en el entorno de un muro, según Kézdi (1962).

Se deberá revisar:

- a) Coeficiente de seguridad al volteo.
- b) Coeficiente de seguridad al deslizamiento por la base del muro.
- c) Comprobación del paso de la resultante por el núcleo central.
- d) Coeficiente de seguridad respecto a la fluencia del terreno de cimiento.
- e) Estabilidad general del conjunto.
- f) Resistencia estructural.

2.10.6 Coeficiente de seguridad al volteo.

Es el coeficiente de todos los momentos estabilizadores, respecto al pie del muro, a todos los momentos volcadores (como vemos, se calcula muy rápidamente si se ha tomado el pie de muro como punto de referencia para hallar el punto de aplicación).

Este coeficiente de seguridad no debe ser inferior a 2 para los estados permanentes, ni inferior a 1.5 para los estados transitorios (durante la construcción, o también con combinaciones de fuerzas muy poco probables).

2.10.7 Coeficiente de seguridad al deslizamiento por la base del muro.

Es el cociente de la resistencia al corte del contacto entre base y terreno y la fuerza tangencial T (figura 12), en dicha base.

Se suele exigir un coeficiente de seguridad de 1.5 como mínimo. Si la seguridad es esencial se pueden requerir coeficientes de seguridad hasta de 4.

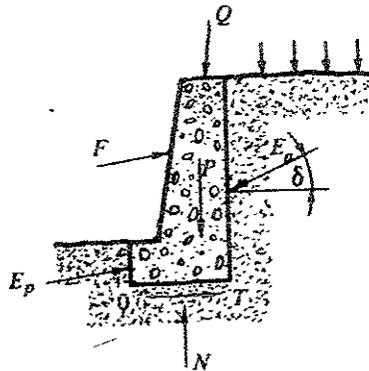


Figura 12. Fuerzas a considerar en la comprobación de un muro de gravedad.

2.10.8 Comprobación de la ubicación de la resultante por el núcleo central.

La distribución de las presiones bajo un cimiento rígido es el resultado de fenómenos complicados. Cabe esperar que en la base de un muro la distribución de presiones sea como se muestra en la figura 21a.

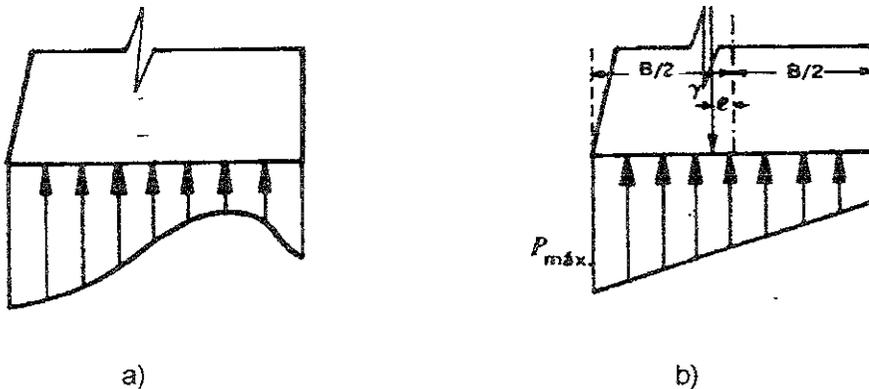


Figura 21. Distribución de presiones en la cimentación de un muro. a) Distribución probable. b) Simplificación supuesta, aplicando la hipótesis de proporcionalidad de asentamientos y presiones (hipótesis de Winkler o del coeficiente de balasto ó reacción).

Sin embargo, las comprobaciones de los muros se hacen aceptando la hipótesis de Winkler de que hay una proporcionalidad entre el asentamiento y la presión entre la base y el terreno. Siendo el muro prácticamente rígido, la ley de presiones estará representada siempre por una recta (figura 21b) y estaremos en un caso análogo al de deformación plana de una pieza elástica. Así pues, podemos hallar un núcleo central tal que, si la resultante pasa por él, toda la base se hallaría en compresión.

Se acepta comúnmente que la resultante debe pasar por este núcleo central, lo cual no es, rigurosamente necesario, pero constituye una prudente regla que, en el fondo, es empírica. Solamente pensamos que puede soslayarse precisamente en muros muy importantes, en los que puede obtenerse con ello un ahorro considerable, pero donde, al mismo tiempo, puede hacerse un reconocimiento del terreno y un cálculo muy detallado, teniendo ya en cuenta las teorías plásticas.

Este precepto, sin embargo, no es seguido de modo universal, aunque está respaldado por buen número de autores. Pero algunos otros admiten que la resultante puede pasar a una distancia del pie igual a $1/6$ de la anchura, en lugar de $1/3$ como corresponde al núcleo central en el caso de cimentación rectangular.

Ciertamente, si la cimentación es suficientemente resistente, dicha distancia de $1/6$, y aún menos, puede dar un muro estable, pero el problema es que, en esas condiciones, la reserva de estabilidad es escasa. En la figura 22 hemos representado, para la base de un muro, en abscisas la excentricidad relativa (figura 21b), y en ordenadas la presión máxima en forma dimensional. Puede verse que para $e/B = 1/3$ (correspondiente a una distancia al pie del muro de $1/6 B$), las presiones crecen fuertemente al aumentar la excentricidad. Además, en este caso, y si el muro es rectangular y $\delta = 0$ un valor de E un 50% mayor que el supuesto hace volcar el muro. En la medida de lo posible hay que hacer que la resultante pase por el centro de gravedad del área de la base. Con eso se consigue que el asentamiento del muro sea uniforme, y no inclinándose hacia adelante, lo que perjudica a su estabilidad, además de la estética y, en ocasiones, la función que debe llenar. Esta opinión no es aceptada por la generalidad, pero merece recordarse, teniendo en cuenta además que es menos difícil de lo que parece cumplirla dando desplome al trasdós del muro. Otra manera de cumplirla es proyectar el muro llamado "en silla" figura 23, recortando la parte de la base en trasdós, poco cargada. Este tipo de muros no está generalizado, pues se estima que es complicado de construir y, lo que es más importante, que es poco seguro. Si la cimentación es suficientemente buena, no parece haber motivo para lo último.

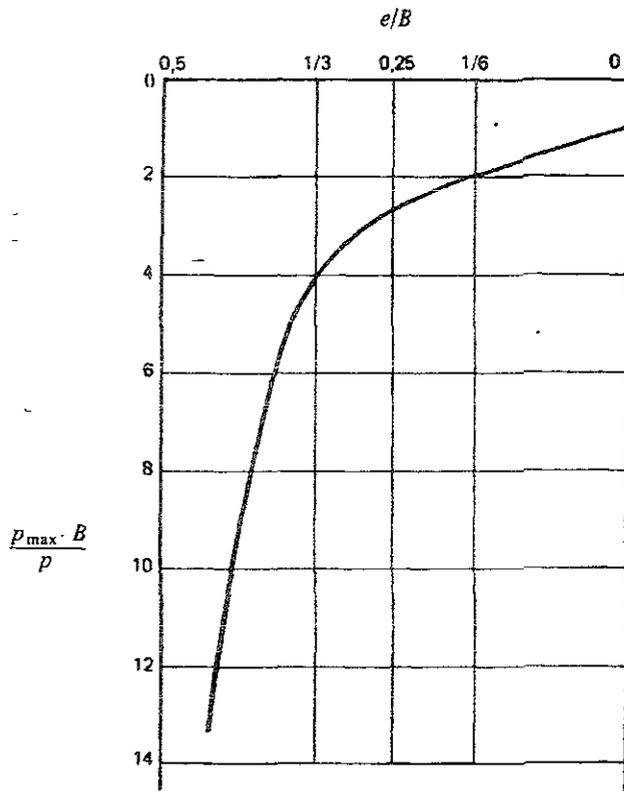


Figura 22. Presión en el borde del cimiento de un muro en función de la excentricidad. Obsérvese que si se admite $e=1/3$ un pequeño error produce un extraordinario aumento de P_{max} .

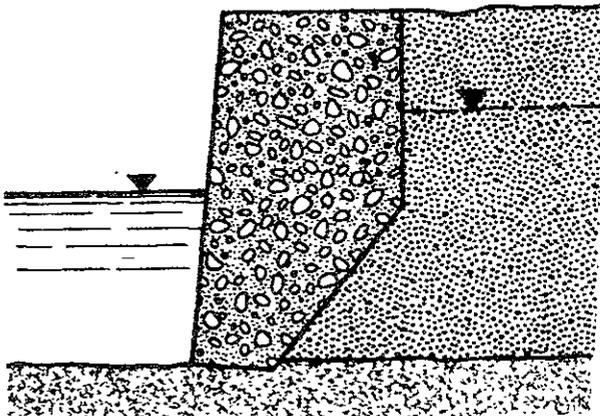


Figura 23. Esquema de un muro "en silla".

Un punto que conviene aclarar es que la comprobación del paso de la resultante por el núcleo central no implica necesariamente la seguridad respecto al volteo, en los términos indicados en 2.10.6, por lo cual son dos comprobaciones independientes. En muros rectangulares es cierto que la comprobación del paso de la resultante del empuje por el núcleo central garantiza la seguridad al volteo, aunque dicha resultante depende de δ_1 , pero en muros aligerados, es posible encontrar el caso contrario. Esto ocurre con frecuencia además en muros sometidos a fuerzas importantes hacia arriba (columnas de naves ligeras con mucho efecto de viento, patas de grúas, etc.).

2.10.9 Coeficiente de seguridad respecto a la falla del terreno. (Capacidad de carga).

Se suele exigir un coeficiente de seguridad no inferior a 2, y si la cimentación es arcillosa, de 3.

2.10.10 Estabilidad general del conjunto.

La construcción de un muro sobre terreno arcilloso ha dado lugar con frecuencia a deslizamientos profundos del tipo mostrado en la figura 24 y también a que la ladera, inestable en su conjunto, se mueva ignorando la construcción de la obra de sostenimiento (figura 25).

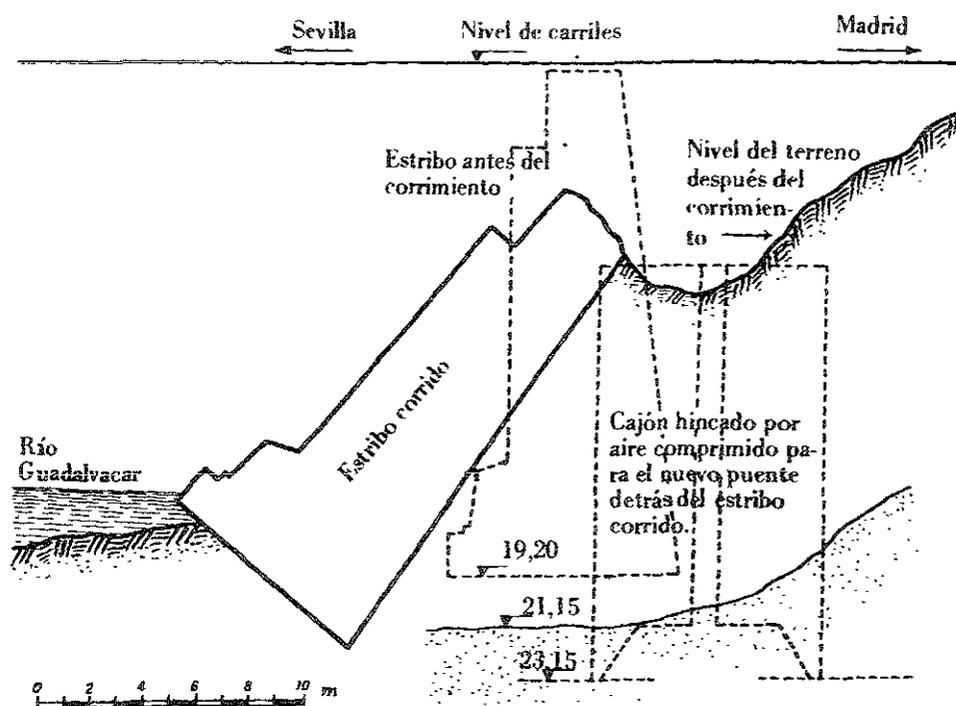


Figura 24. Deslizamiento del muro –estribo del antiguo puente de F.C. en Guadalquivar (Entrecanales, 1941).

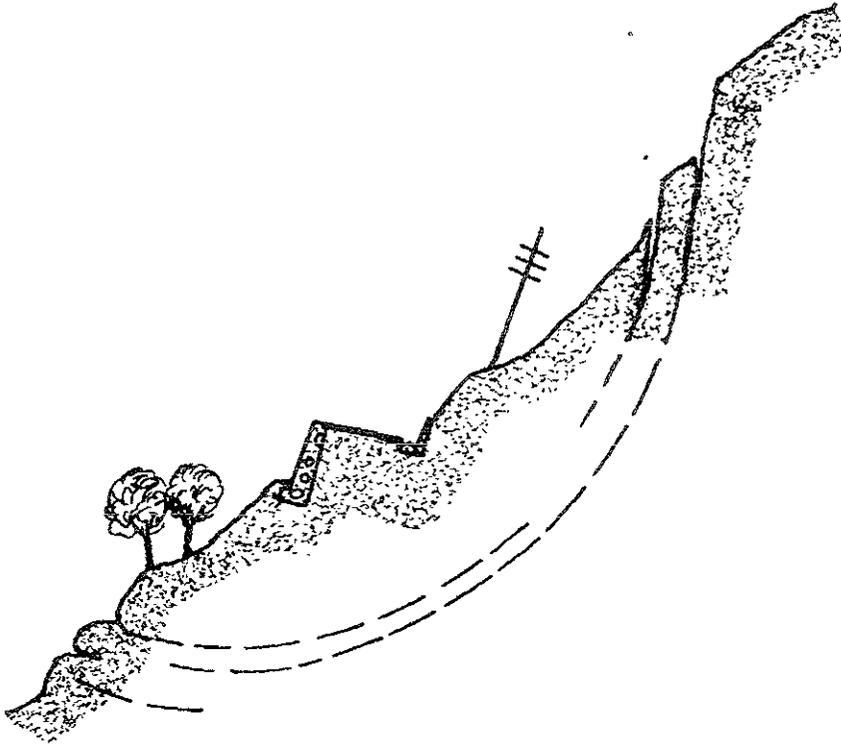


Figura 25. Los deslizamientos de laderas ignoran con frecuencia a los muros construidos sobre ellas.

Aún en los muros cimentados sobre pilotes, han sido frecuentes los deslizamientos de este tipo que han cizallado los pilotes.

En arcillas firmes son frecuentes deslizamientos del tipo indicado en la figura 26, que casi puede decirse que son por la base del muro.

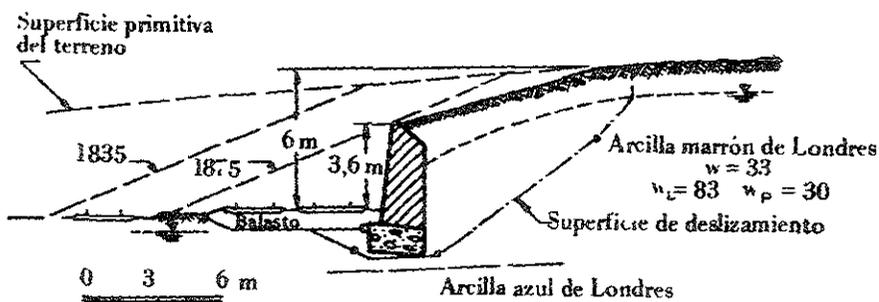


Figura 26. Deslizamiento del muro de Kensal Green sobre arcilla marrón de Londres.

2.10.11 Resistencia estructural.

Un muro de gravedad se supone que no tiene problemas de resistencia estructural, ya que los esfuerzos que en él se producen resultan casi siempre admisibles. Sin embargo, esto no es del todo cierto, y de cuando en cuando se ven muros, con grietas horizontales, que alguna vez terminan en falla, con volteo o, más frecuentemente, deslizamiento de la parte superior.

Esto se debe, en la mayor parte de los casos, a que esa misma opinión de que la resistencia estructural no es problema en los muros de gravedad hace que se proyecten con características de escasa calidad y se ejecuten con el mayor descuido.

Si no es así, es difícil que se produzca problema, pero, de todas formas, si se afina algo la forma del muro, puede convenir comprobar alguna sección intermedia.

Una prueba de esta necesidad es que, en una estadística de 300 muros rígidos que sufrieron daños el 19% de los casos se atribuyó a la falla de la pared vertical [1].

En muros de gravedad sin amar es frecuente no admitir la existencia de tensiones. Algunos autores las admiten, pero muy ligeras, especialmente si el relleno es granular. Un punto peligroso, si no hay armado en la cimentación, es que habrá que ser dimensionada generosamente y, además, construida con cuidado.

Para el cálculo de la cimentación hay que tener en cuenta que está sometida a las siguientes fuerzas (figura 27):

1. - Peso propio, W .
2. - Peso de las tierras que inciden sobre ella, W_t .
3. - Reacción vertical del terreno, F_v .
4. - Empuje pasivo sobre su cara exterior, E_p .
5. - Reacción horizontal del terreno, F_H .

Las fuerzas 1 y 2 son evidentes y fáciles de calcular. La fuerza 3 suele calcularse con la distribución trapezoidal indicada en la figura 21-b, que equivale a aceptar la hipótesis de Winkler. La fuerza cuatro se desprecia muchas veces, o se toma muy reducida, por las consideraciones antes hechas sobre el empuje pasivo. La fuerza 5 suele omitirse, pero no hay razón para ello, y esto es una explicación posible de que funcionen cimentaciones de muros antiguos, hechas de mampostería, ladrillo, etc.

En suelos granulares dicha fuerza es igual a:

$$F_H = F_V \operatorname{tg} \beta$$

(2.6)

siendo β el ángulo de inclinación de la resultante respecto a la normal a la base.

En suelo cohesivo será más prudente suponer que la componente F_H de la resultante se distribuye uniformemente en toda el área de la base.

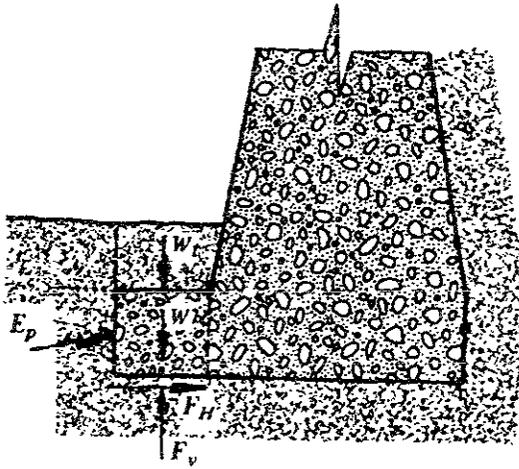


Figura 27. Fuerzas actuantes sobre la zarpa de un muro.

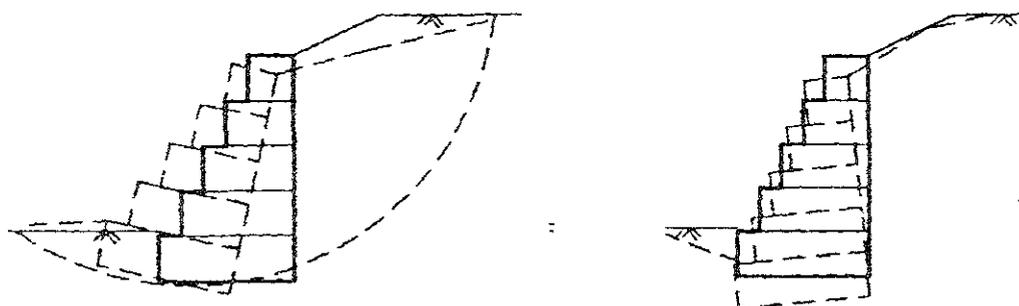
2.10.12 Datos previos para el proyecto.

En muros de gravedad el ancho de corona debe ser como mínimo de unos 0.3 m. En muros de más de 10 m de altura dicho ancho debe incrementarse. Si el trasdós es vertical y la superficie del terreno horizontal, el ancho de la base necesaria para asegurar la estabilidad al vuelco de un muro trapecial suele oscilar entre el 25 y el 40% de la altura según la calidad del terreno y las condiciones de drenaje. Si las sobrecargas son importantes o la superficie del terreno inclinada, este ancho puede aumentar hasta el 50%. La sección que requiere un muro en talud no difiere mucho de la del muro rectangular. Un muro en desplome, en cambio, puede necesitar un volumen de construcción bastante menor.

Todas estas indicaciones suponen que no existe problema de cimentación. Si ésta es de mala calidad, se supone que se colocará una zapata o incluso pilotes. En muros de muelle es más difícil ensanchar la cimentación, particularmente en la de bloques. Por ello, y además por el suplemento de empuje debido al retraso de la marea, encontramos que el ancho oscila entre el 28 y el 84% de su altura, correspondiendo los valores más altos a condiciones difíciles de cimentación.

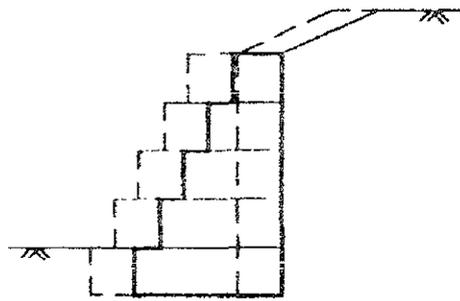
2.11 Estabilidad de la estructura de sostenimiento.

Es necesario la verificación de la seguridad de la estructura de sostenimiento contra los diversos tipos de falla. En caso de muros de sostenimiento de gravedad, los tipos principales de falla que pueden presentarse están mostrados en la figura 28.

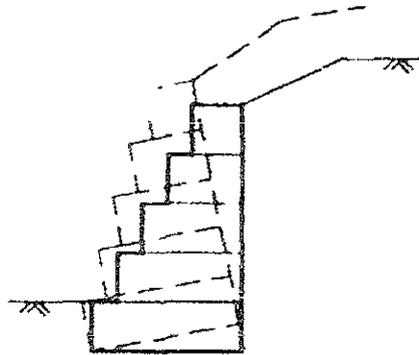


1. Falla global.

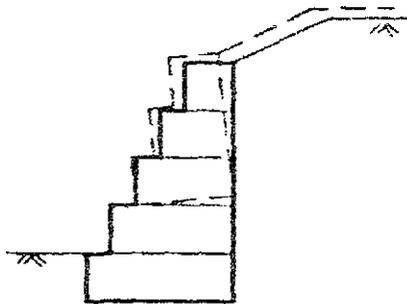
2. Falla del suelo en la cimentación.



3. Deslizamiento.



4. Volteo.



5. Falla interna.

Figura 28. Tipos de falla en muros de sostenimiento.

Tipos de falla:

1. Deslizamiento sobre la base.
2. Volcamiento.
3. Falla de la cimentación por capacidad de carga o deformación excesiva.
4. Falla global del suelo.
5. Falla interna de la estructura.

En la figura 29 se muestran las fuerzas que actúan sobre la estructura de sostenimiento.

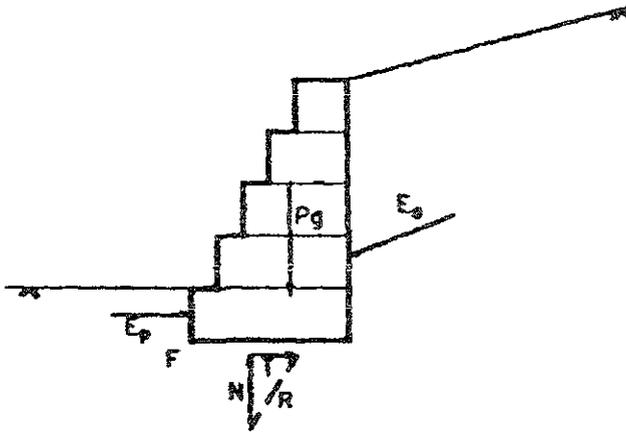


Figura 29.

Las fuerzas actuantes son los empujes E_s y E_p el peso propio de la estructura P_g y la reacción de la cimentación R , esta última fuerza puede ser descompuesta en una fuerza normal N y una fuerza tangencial T en la base de la estructura de sostenimiento.

En caso de que la estructura esté parcial o totalmente sumergida, debe ser considerada la fuerza de flotación V (figura 30). En cuanto al análisis sísmico deben de considerarse las fuerzas de inercia horizontal y vertical, $F_h = C_h P_g$ y $F_v = C_v P_g$, respectivamente. Otras fuerzas pueden provenir de sobrecargas aplicadas directamente sobre la estructura.

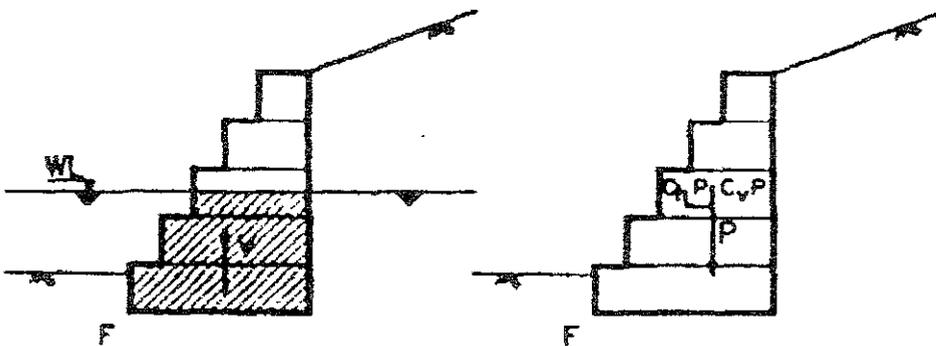


Figura 30. Fuerzas de subpresión e inercia.

3. Uso de gaviones en elementos de contención.

Las primeras utilizaciones de los gaviones de las que se tienen antecedentes fueron llevadas a cabo por los Egipcios en el año 5000 a. c. y posteriormente por los Chinos en el año 1000 a. c. La versión moderna del gavión surge en Italia en el año de 1893, en México su utilización comienza a mediados de la década de los sesentas y su mayor apogeo se dio a principios de los noventas, actualmente su uso se va incrementando por su variedad de aplicaciones en la solución de problemas relacionados con la ingeniería civil.

3.1 Características de las estructuras de contención en gaviones.

Los gaviones constituyen una solución adecuada para la realización de obras de contención en cualquier ambiente y clima.

Una estructura de contención en gaviones, en su conjunto, tiene las siguientes características:

- a) Monolítica y continua.
 - Apta para resistir cualquier solicitación.
- b) Flexible.
 - Se adaptan a los movimientos y asentamientos diferenciales del terreno.
 - No requieren de cimentaciones profundas.
 - No colapsan sin previo aviso.
- c) Permeable.
 - Abate el empuje hidrostático.
 - Sanean el terreno limítrofe.
 - Permiten el flujo de agua.
- d) Ecológica.
 - Restablece el ambiente natural y se integra rápidamente a él. El llenado de piedras y la capa de vegetación que recubre la estructura aumentan su duración.
- e) Facilidad de construcción.
 - Módulos de pequeño volumen.
 - No requieren mano de obra calificada.
- f) Versatilidad.
 - Permiten construcción manual o mecanizada.
 - Son de rápida instalación y de inmediato funcionamiento.

- Permiten la construcción por etapas.
- Pueden instalarse en presencia de agua y en condiciones climáticas adversas.
- Pueden ser construidas en sitios de difícil acceso.
- Pueden construirse en suelos de baja capacidad de carga.

g) Impacto social.

- Utilizan mano de obra del lugar (no calificada).
- Pueden absorber gran cantidad de mano de obra.

3.2 Obras para estabilizar taludes.

Los gaviones son grandes canastas de mallas de alambre de acero, rellenas con fragmentos rocosos o boleos (figura 1). Las unidades se pueden agrupar en bloques, a fin de construir un muro de retención o simplemente una protección de talud en un frente de agua. Un gavión es una estructura que obtiene su estabilidad y su resistencia a las fuerzas erosivas del enrocamiento empleado. De echo, toda la resistencia a los empujes de tierra o a las fuerzas de filtración, se debe a la trabazón que se desarrolla en el enrocamiento dentro de la canasta, y entre las superficies de enrocamiento de las unidades individuales de un gavión. Estructuralmente, las mailas de alambre sirven fundamentalmente para conservar el enrocamiento en su lugar. Típicamente la malla es de alambre galvanizado (calibres 10 ó 12) con formas hexagonales alargadas o cuadradas, y dimensiones de 8 a 10 cm. Las canastas son de forma cúbica (1 m de lado) o prismática de mayor volumen que el antes señalado; en este caso, es posible que requieran un diafragma de refuerzo a la malla como se muestra en la figura. Los gaviones se disponen de manera cuatrapeada, a fin de mejorar su estabilidad. Los fragmentos rocosos sin finos con que se llenan los gaviones, comúnmente son de tamaños entre 10 y 20 cm.

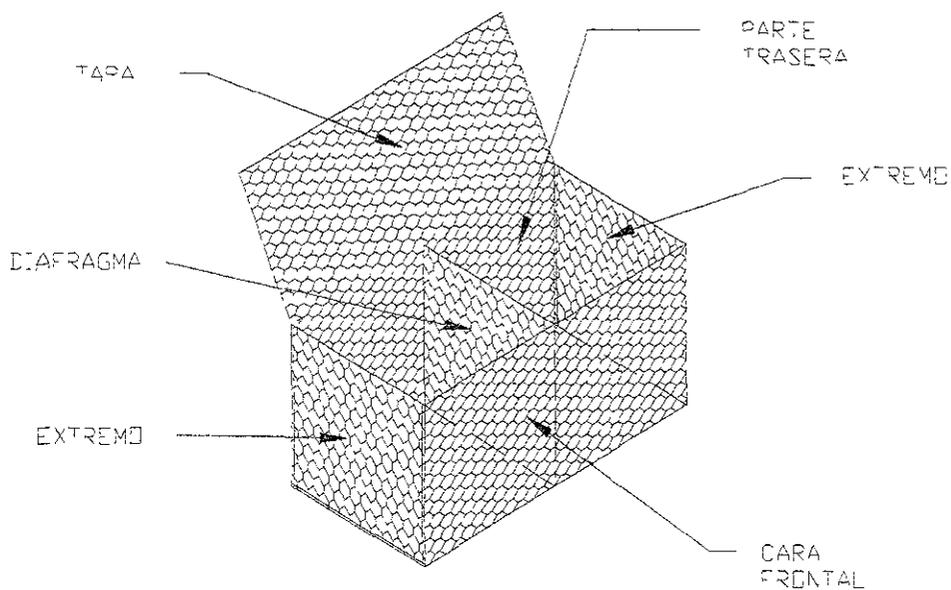


Figura 1. Uso de gaviones para formar estructuras de contención.

Este tipo de estructura tiene la ventaja de que es flexible, por lo que puede tolerar sin mayores problemas de estabilidad, asentamientos importantes de la cimentación, o desplazamientos laterales. La muy alta permeabilidad del enrocamiento impide que se generen altas presiones de agua detrás del muro. Sin embargo, debido a su estructura tan abierta, y para evitar migración de material retenido tras del muro, es usual disponer un geotextil como interfase entre ellos, tal como se ilustra en la figura 2.

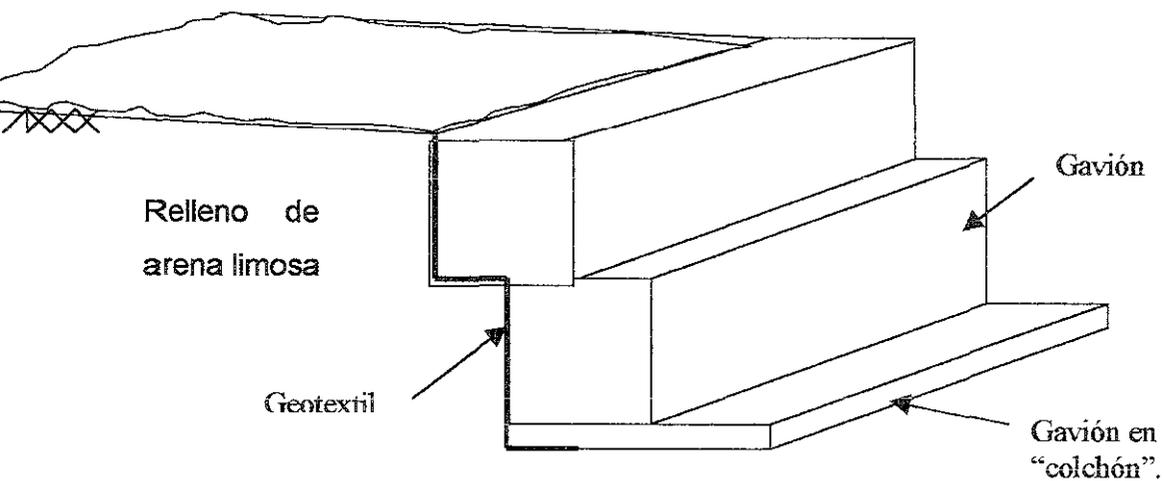


Figura 2. Protección de un relleno mediante gaviones y geotextiles.

Un muro de retención con gaviones se analiza como un muro de gravedad, por lo que se aplican las revisiones de estabilidad de estas estructuras. Generalmente los muros presentan una cara frontal recta, o bien, una cara frontal escalonada, tal como se muestra en la figura 3; así mismo, es usual que se les diseñe y construya con cierta inclinación hacia atrás, que no superen los 10 grados, para mejorar la estabilidad.

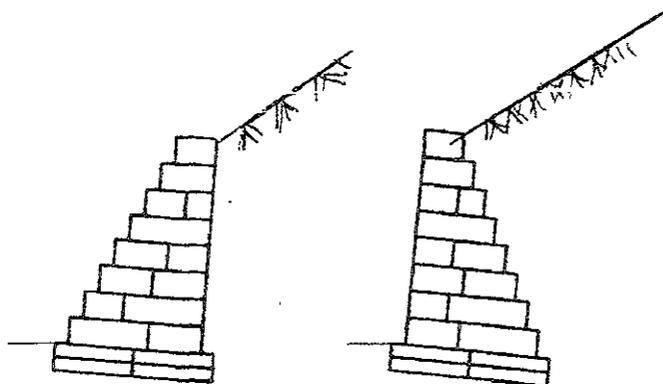


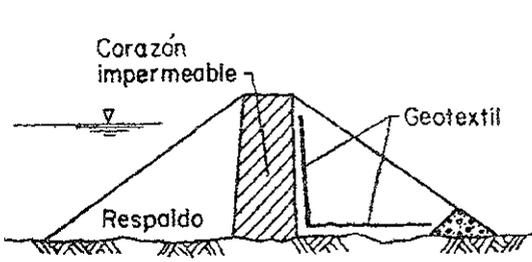
Figura 3. Muros de contención mediante gaviones.

3.2.1 Uso de geotextiles, geomembranas y geomallas.

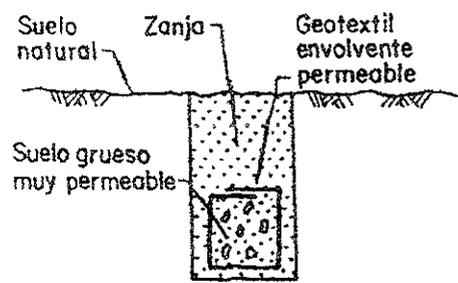
Los geotextiles son semejantes a una tela o a una membrana relativamente delgada y flexible, que usualmente se presenta en rollos, y que dada la variedad de materiales y forma de fabricación, pueden encontrarse de muy diversas propiedades de resistencia y permeabilidad. Primordialmente se les emplea como elemento de un filtro, lo que exige una gran permeabilidad; sin embargo, su trama es suficientemente fina como para impedir la migración de suelo fino por proteger, con lo que se evita la contaminación de suelos. En los esquemas a), b) y c) de la figura 4 se presentan aplicaciones de este tipo.

Las geomembranas son elementos impermeables que pueden usarse como recubrimientos enterrados o expuestos para evitar el flujo o infiltración en bordos y cimentación; en el esquema d) de la figura 4 se muestra como el flujo a través de un bordo se puede limitar al instalar una geomembrana en el talud de aguas arriba, el que incluso como se observa, puede servir como un delantal impermeable para reducir las filtraciones bajo la cimentación. En ese mismo esquema se ilustra una posible aplicación de los materiales sintéticos, consistente en un colchón de material resistente a la erosión y al oleaje.

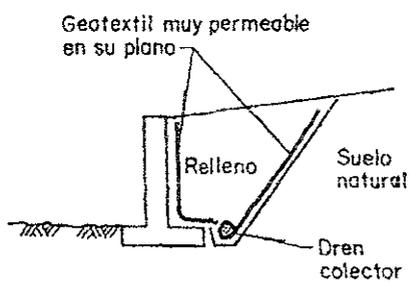
Las geomallas son elementos empleados como refuerzo en masas térreas, primordialmente para tomar esfuerzos de tensión. Se usan también como contenedores para formar gaviones. Se trata de entramados de polímeros muy resistentes o de mallas metálicas recubiertas de otros materiales sintéticos, para evitar la corrosión. En el esquema e) de la figura 4 se muestra la disposición de una geomalla de la base de un bordo sobre una formación de suelos blandos, en donde se generan fuertes tensiones al asentarse más pronunciadamente su parte central.



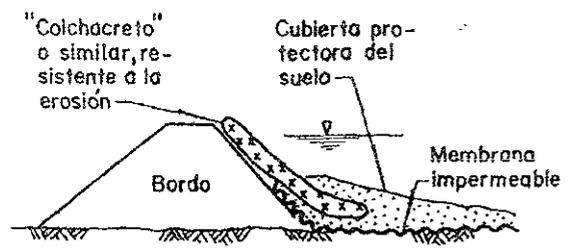
a) Geotextil para separar suelos diferentes y conducir flujo



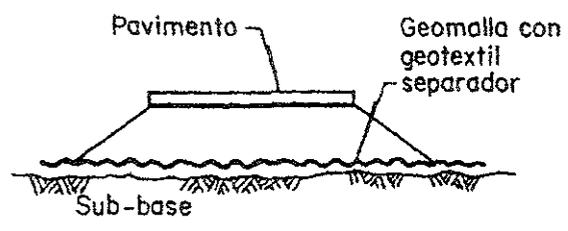
b) Dren para una cimentación o un pavimento



c) Geotextiles para drenar el agua del suelo tras un muro de retención



d) Geomateriales para reducir el flujo a través o bajo un bordo



e) Geotextil para reforzar la base de un camino, y separar de la sub-base

Figura 4. Uso de materiales sintéticos en obras térreas para el encauzamiento o protección contra inundaciones.

3.3 Investigaciones experimentales.

Para entender el comportamiento de estructuras en gaviones, fue puesta en marcha una campaña de pruebas manejadas en dos etapas. En la primera se realizaron ensayos de resistencia en laboratorio en tamaño real, figuras 5 y 6, y de tracción sobre paños de red (figura 7). con la finalidad de determinar los parámetros de deformabilidad y resistencia de los gaviones. En la segunda se realizaron pruebas de carga sobre muros de contención en dimensiones reales (4.00m de altura) con la finalidad de verificar los resultados obtenidos, identificar el comportamiento de la estructura en su conjunto, fijar los criterios de cálculo relativos y la eventual determinación de los límites de aplicación.

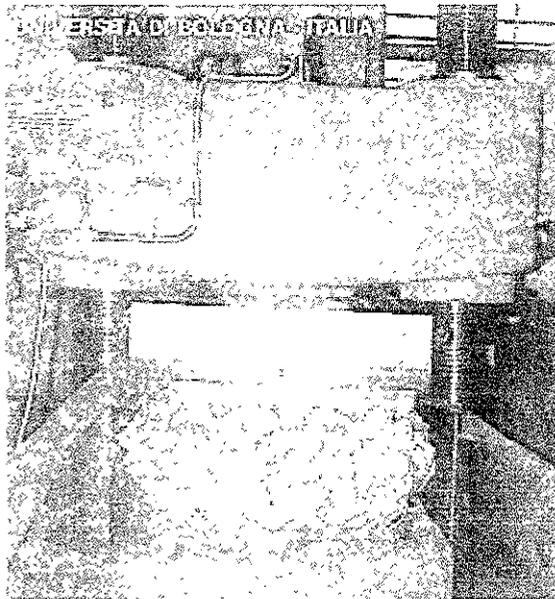


Figura 5. Prueba de resistencia a compresión simple.

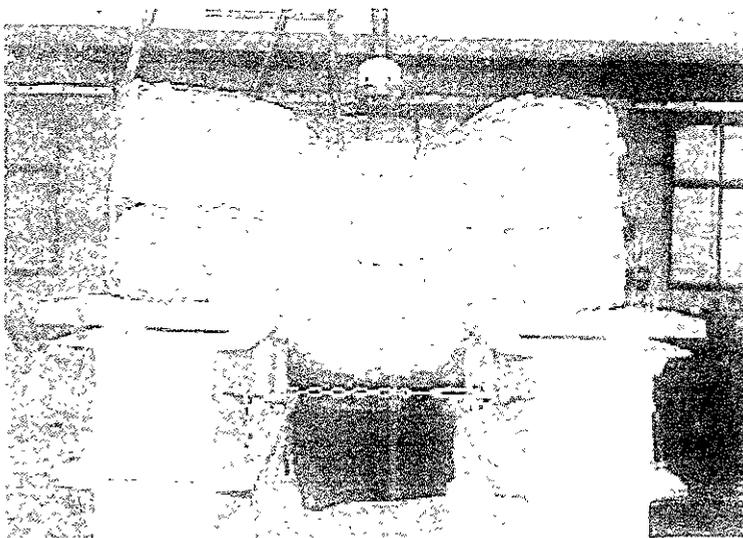


Figura 6. Prueba de corte puro sobre gaviones.



Figura 7. Muros de gaviones antes y después de las pruebas de carga.

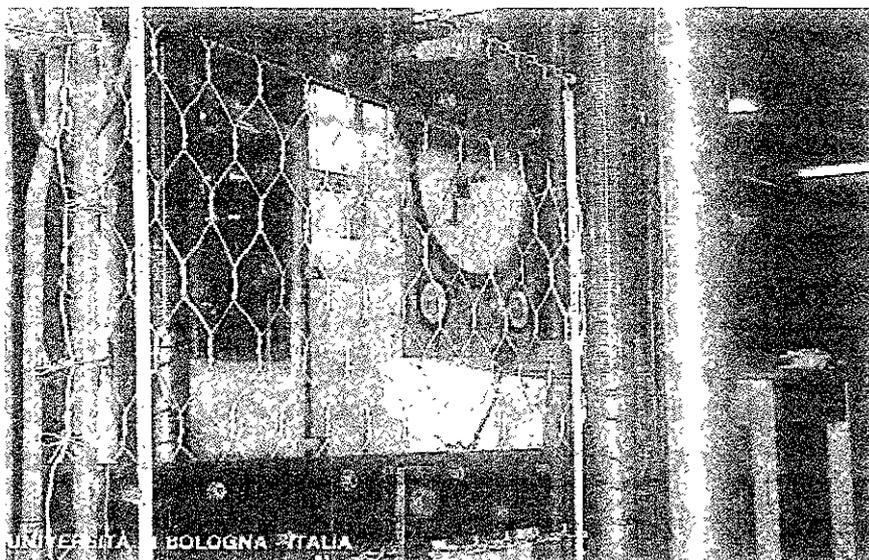


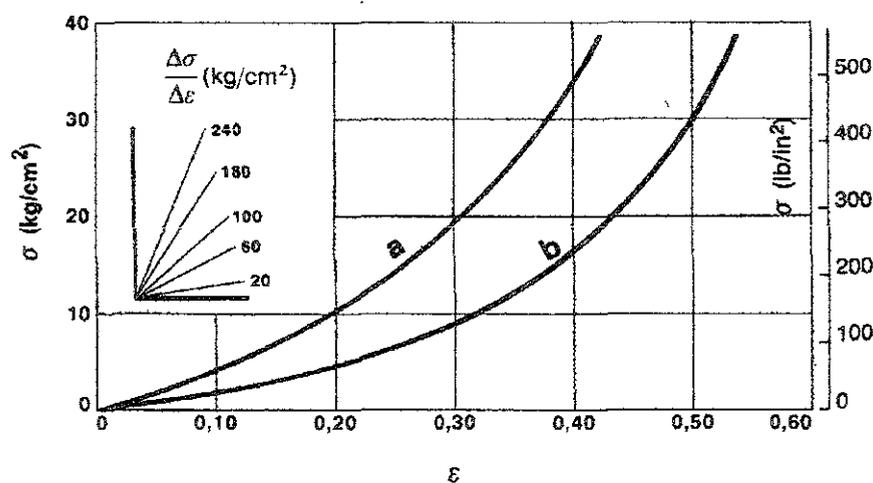
Figura 8. Prueba de tensión sobre red metálica a doble torsión.

3.3.1 Pruebas de resistencia a compresión simple y de corte puro sobre gaviones.

En los últimos años, con la colaboración de algunos institutos universitarios, se han llevado a cabo una serie de investigaciones experimentales y teóricas, cuyos resultados se comentan a continuación.

Resulta confirmada la gran ductilidad de los gaviones que se deforman sensiblemente antes de alcanzar la falla, que se verifica por esfuerzos de compresión alcanzados, de 60000 a 80000 psf (figura 9).

En la figura 10 se muestran las curvas experimentales de la prueba de corte puro sobre gaviones. En ella se observa una notable resistencia al corte de los gaviones, deduciéndose valores representativos para calcular el módulo de elasticidad al cortante G , parámetro muy importante en el diseño ya que las estructuras en gaviones se deforman principalmente por cortante. Dicho módulo resultó entre 5000-8000 psf.



- a) Contracción lateral impedida.
- b) Contracción lateral libre.

Figura 9. Curvas experimentales de las pruebas de compresión sobre gaviones, con exposición lateral libre e impedida.

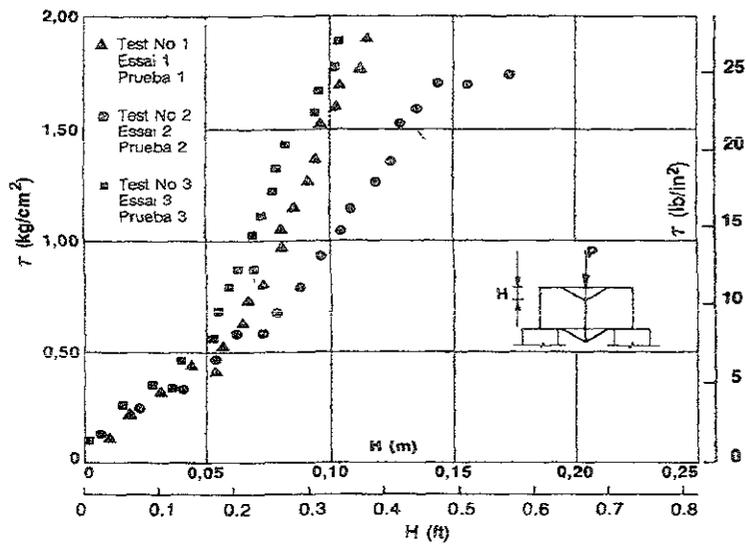


Figura 10. Curvas experimentales de las pruebas de corte puro sobre gaviones.

3.3.2 Pruebas de carga de estructuras en gaviones de dimensiones reales.

Los muros han sido solicitados por el empuje hidrostático del agua contenida en los tanques existentes entre los mismos muros figura 11.

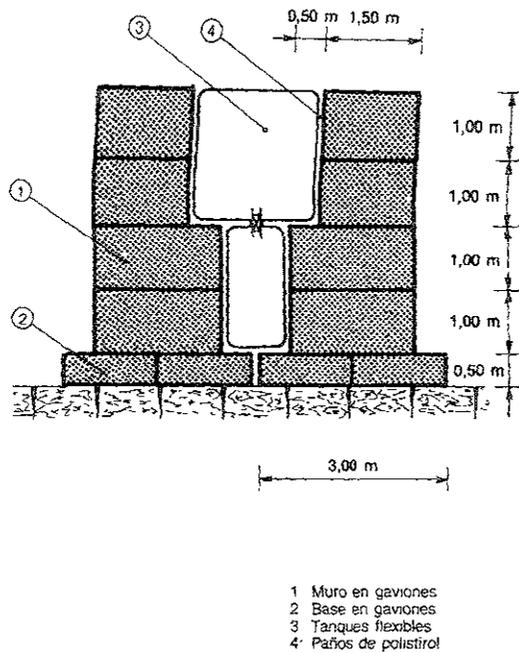


Figura 11. Esquema de los muros sometidos a las pruebas de carga.

Tal modalidad de prueba fue elegida porque el empuje hidrostático es mayor que el del terreno y es calculable con exactitud. El nivel del agua fue aumentado gradualmente realizando también ciclos de carga y descarga y procediendo a un análisis fotogramétrico de los desplazamientos.

Las relaciones que son obtenidas entre módulo de elasticidad al cortante G y esfuerzos, figura 12, confirman los valores medios obtenidos en las pruebas sobre modelos de gaviones.

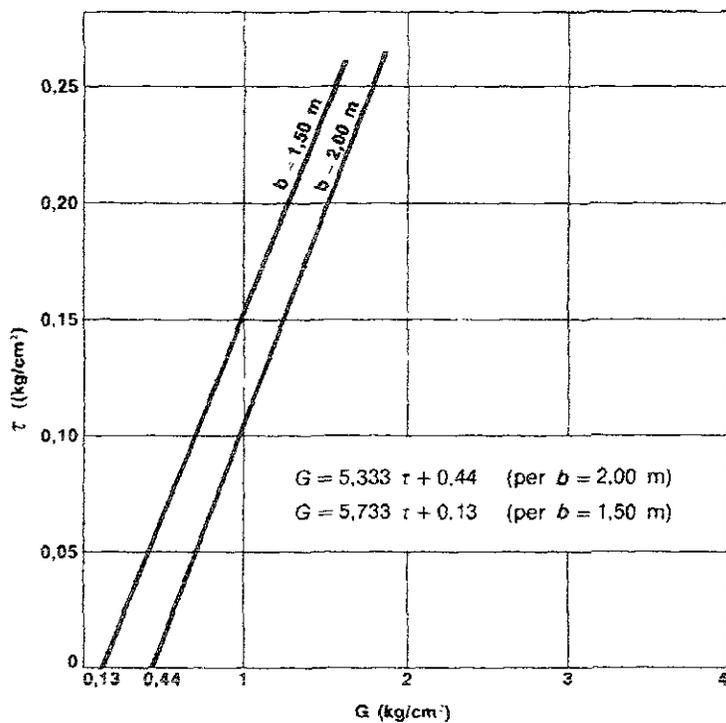


Figura 12. Relación experimental "esfuerzo cortante-módulo de elasticidad al cortante" para elementos estructurales en gaviones.

3.1.2 Pruebas de laboratorio sobre paños de red.

Para probar las características de resistencia de la red fueron realizadas pruebas de tracción sobre paños de red en el laboratorio di Resistenza dei Materiali della Facolta di Ingegneria di Bologna, Italia, en el Colorado Test Center, Inc. de Denver U.S.A., en el laboratorio de la fábrica de la Oficien Maccaferri S.p. A.

En estas pruebas fue considerada como carga de falla aquella que causa la ruptura del primer alambre. En la tabla 3.1 se indican los valores medios de las cargas de falla por unidad de largo, en kg/m, obtenidos aplicando el esfuerzo paralelamente a las torsiones.

Malla tipo	Carga de falla en (kg/m)	
	Alambre (ϕ)	
	2.70 mm	3.00 mm
6 x 8 (mm)	4703	-----
8 x 10 (mm)	4300	5298

Tabla 3.1 Carga de falla de la red en alambre de acero y malla hexagonal de doble torsión.

3.4 Diseño de los muros.

Las presiones que se ejercen sobre un muro de contención tienden a generar deslizamientos, hundimientos o volteo, para lo que se requiere primeramente estimar la magnitud del empuje lateral que ejerce el material tras del muro. La capacidad de carga del cimiento es importante, como lo es también las características del relleno, el cual puede variar desde una grava bien drenada hasta una arcilla muy plástica.

Se necesita una cimentación adecuada para el comportamiento satisfactorio de un muro de contención. La mayor parte de los fracasos ocurre cuando los muros se construyen sobre cimentaciones de arcilla; por el contrario, los suelos de grano grueso proporcionan una buena base de apoyo y constituyen un relleno estable.

Debe evitarse el relleno hecho de suelos arcillosos, o los que contengan un elevado porcentaje de arcilla, especialmente si existen filtraciones en los taludes. Un **drenaje** adecuado siempre es importante ya que mejora la estabilidad de todos los rellenos, y es fundamental en taludes con estratos permeables sujetos a flujo de agua.

3.4.1 Peso propio de la estructura en gaviones.

Para el llenado de los gaviones se puede utilizar cualquier material siempre y cuando el peso y las características satisfagan las exigencias estáticas, funcionales y de duración de la obra. El material más usado es piedra de cantera o canto rodado. Son preferibles los materiales con mayor peso específico (tabla 3.2), sobre todo si es predominante el comportamiento por gravedad de la estructura o si está sumergida o expuesta a la fuerza dinámica del agua.

Para una larga duración de la obra, las piedras deben ser resistentes a toda condición climática y por consiguiente de buena dureza.

Para determinar el peso específico del gavión γ_g , conocidos el peso específico de la piedra γ_s , y la porosidad del gavión "n", que varía entre 0.30 y 0.40*, (depende del acomodo que se le da a la piedra), se hace uso de la siguiente ecuación:

$$\gamma_g = \gamma_s (1-n) \quad (3.1)$$

La dimensión más adecuada de las piedras es la comprendida entre una y dos veces la dimensión D de la malla de la red (figura 13), esto para evitar la fuga de las piedras.

El uso de piedras de dimensiones entre $(1-1.5D)$ permite un mejor y más económico ajuste del relleno, una mejor distribución de los esfuerzos y una mejor adaptabilidad a las deformaciones de la estructura.

TIPO DE ROCA	PESO ESPECÍFICO (t/m^3)
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compacta	2.6
Traquita	2.5
Guijarro de río	2.3
Arenisca	2.3
Caliza tierna	2.2
Toba	1.7

Tabla 3.2. Pesos específicos indicativos de algunas rocas.

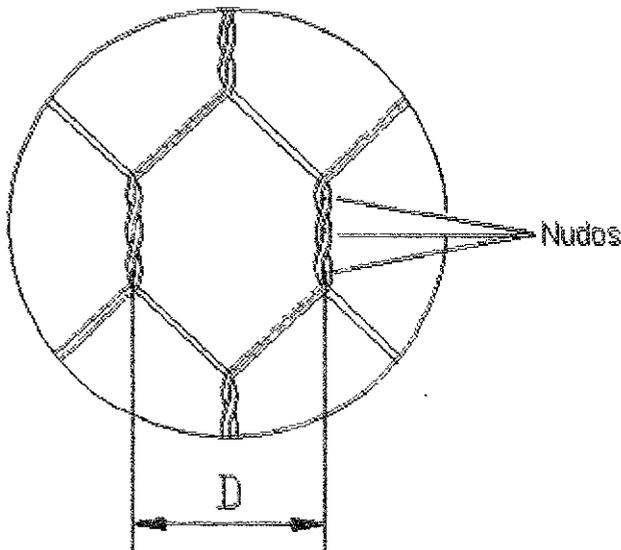


Figura 13. Dimensión D de la malla de la red.

*Nota: Se recomienda una porosidad media de $n = 0.35$ para el diseño de los muros.

3.5 Determinación del empuje activo.

3.5.1 Método del equilibrio límite.

El cálculo de los empujes de tierra sobre el muro de sostenimiento se realiza normalmente mediante las teorías clásicas de Rankine y Coulomb. No obstante ninguno de esos métodos permite un análisis de problemas más complejos, como por ejemplo, la ocurrencia de cargas sobre el suelo bajo la influencia de flujo de agua. Estos problemas pueden ser analizados por un método de tanteos derivado de la teoría de Coulomb, algunas veces llamado de equilibrio límite. Este método es muchas veces empleado en forma de un proceso gráfico, a través de programas para computadoras. No obstante, para problemas que involucran diferentes capas de suelos, de cualquier inclinación y posiblemente no paralelas entre sí, este método no es suficiente. Es preciso una extensión del método del equilibrio límite, ya sea para el estado activo o pasivo.

En este trabajo se propone un método de análisis de equilibrio límite que toma en cuenta los aspectos comentados. Además se describe la implementación del método en el programa de computadora GAWACWIN- 1.0, desarrollado para el análisis de muros de sostenimiento a base de gaviones.

El método del equilibrio límite se basa en la teoría de Coulomb, en la medida que analiza el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada por una superficie de falla plana en el cuerpo del relleno (figura 14). Esta superficie se forma cuando la estructura se separa lo suficiente del suelo sostenido desarrollándose por completo la resistencia al esfuerzo cortante de éste.

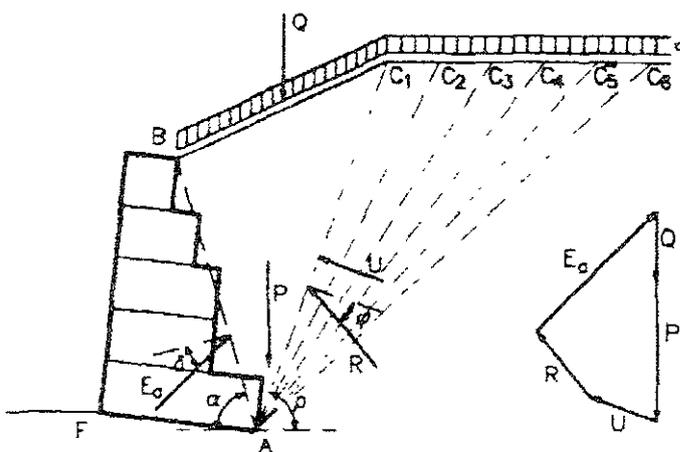


Figura 14. Método del equilibrio límite.

La posición de la superficie de falla **AB** es desconocida en principio y su determinación consiste en hacer varios tanteos variando la posición del punto **C** y verificando el valor del empuje E_a obtenido. La superficie de falla crítica será entonces aquella que lleva a un valor máximo de E_a . Este método tiene la ventaja de poder analizar una gran variedad de problemas, para lo cual es necesario que se incluyan en el equilibrio las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo para cada situación particular. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña son (figura 15):

- Peso propio de la cuña P .
- Reacción del suelo R .
- Empuje activo E_a .

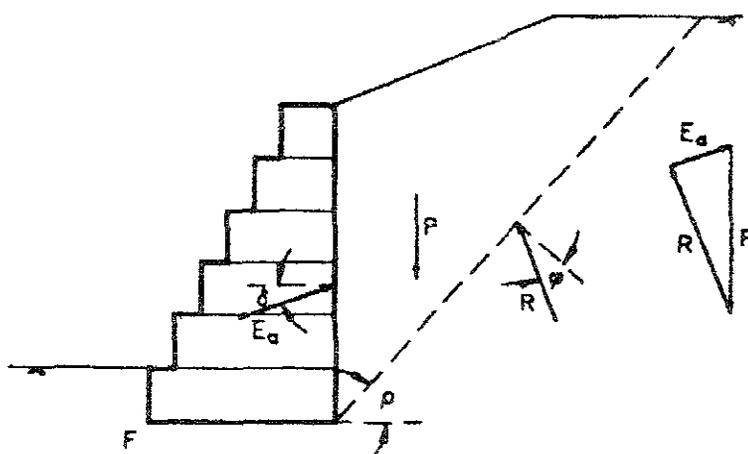


Figura 15. Peso propio de la cuña P .

Las direcciones de R y de E_a son dadas por el ángulo de fricción interna del suelo ϕ y por el ángulo de fricción δ entre el suelo y el muro, respectivamente. Este último es tomado como $\delta = \phi$, a menos que se contemple la utilización de un filtro geotextil entre el muro y el terraplén. En este caso δ debe reducirse. Como la dirección del plano de falla no es conocida inicialmente, ella se busca variándose su inclinación ρ en relación a la horizontal. La superficie de falla crítica es entonces aquella que lleva al mayor valor posible de E_a (figura 16) y éste será el empuje activo utilizado por el programa.

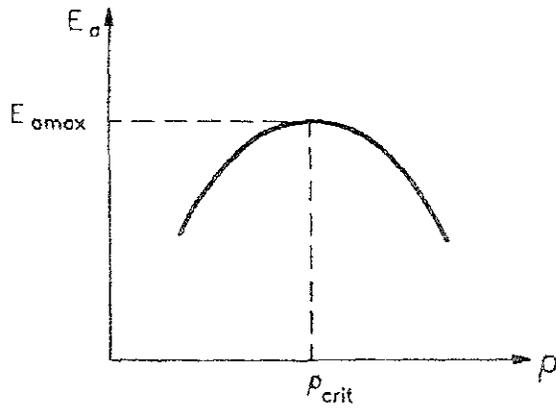


Figura 16. Variación de E_a con ρ .

3.5.2 Determinación de la superficie de empuje.

La superficie donde actúa el empuje activo se considera delimitada por un plano que pasa por el canto interior derecho de la base y por el canto superior derecho de la última capa de gaviones (figura 17).

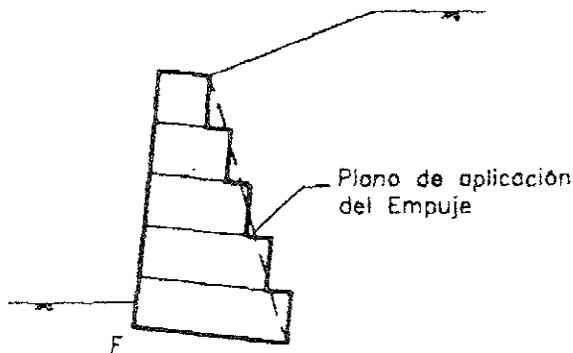


Figura 17. Superficie de empuje.

Cuando la base se extiende más allá de la última capa de gaviones, hacia el interior del terraplén, en una longitud superior a su altura, la porción excedente de la base se considera como un anclaje y el plano de aplicación de E pasará por este punto y no por el canto inferior derecho de la base (figura 18).

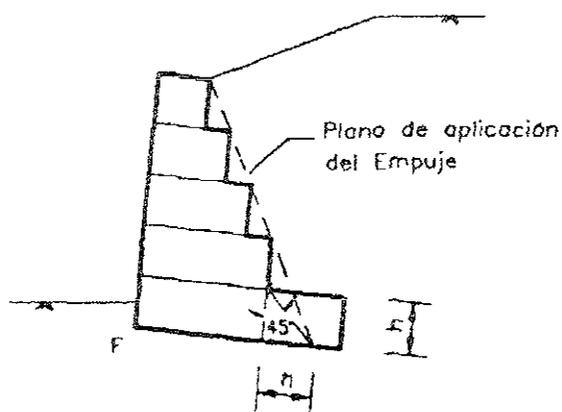


Figura 18. Base alargada.

3.5.3 Terraplén en capas.

Como el terraplén puede estar constituido por varias capas de suelos diferentes, es necesario realizar algunas modificaciones en el método del equilibrio límite.

En primer lugar, en vez de considerar que la superficie de falla está constituida por un solo plano, se considera que hay varios planos de falla, formando así más de una cuña de suelo (figura 19).

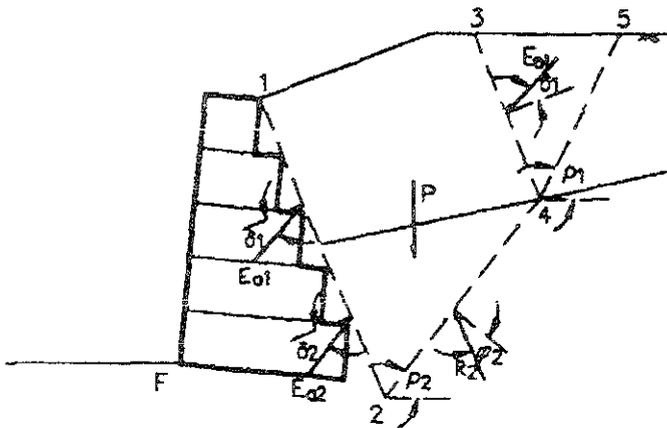


Figura 19. Terraplén con más de un tipo de suelo.

Primeramente se calcula el empuje debido a la capa superior de suelo E_{o1} utilizando el método del equilibrio límite original. Luego se considera un plano de falla partiendo del punto 2 con inclinación ρ_2 hasta encontrar la interfase entre las capas del punto 4; se supone que este punto pasa por el plano de aplicación del empuje E_{o1} , y para su determinación se aplica nuevamente el método del equilibrio límite original.

Para la determinación de E_{o2} se analiza el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña formada por los planos 1-2, 2-4, 4-3, y 3-1. El proceso se repite para varios valores de la inclinación ρ_2 hasta encontrar el máximo valor de E_{o2} .

El empuje total E_o que actúa sobre el plano 1-2 será la suma vectorial de E_{o1} y E_{o2} .

Para la determinación del punto de aplicación del empuje activo total, se adopta la hipótesis de que la presión lateral del suelo sobre el muro varía linealmente dentro de cada una de las capas atravesadas por la superficie del empuje (figura 20).

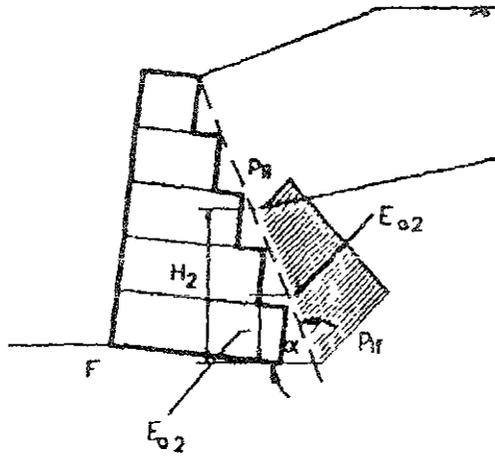


Figura 20. Punto de aplicación del empuje en las distintas capas.

La variación de la presión lateral con la profundidad está dada por:

$$\frac{d p_l}{d h} = \gamma \cdot k_a \quad (3.2)$$

Donde γ es el peso específico del suelo de la capa y k_a es el coeficiente de empuje.

Este coeficiente está dado por la expresión de Coulomb:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)} \right]^2} \quad (3.3)$$

Donde ε es la inclinación del plano 1-3.

Las presiones laterales en el tope y en la base de la capa inferior serán:

$$p_{li} = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{\gamma \cdot k_a \cdot H_2}{2} \quad (3.4)$$

y

$$p_y = \frac{E_{a2}}{H_2} + \frac{\gamma \cdot k_a \cdot H_2}{2} \quad (3.5)$$

Donde H_2 es la altura de la capa.

El centro de gravedad de ese diagrama de presiones se localiza en:

$$H_{pdL} = \frac{H_2}{2} - \frac{H_2^3}{12} \cdot \frac{\gamma \cdot k_a}{E_{a2}} \quad (3.6)$$

Este proceso es utilizado en la determinación del punto de aplicación en cada una de las capas de suelo atravesadas por la superficie de empuje, inclusive la capa superior. El punto de aplicación del empuje total se determina por equilibrio de momentos.

Nótese que este proceso puede extenderse para cualquier número de capas de suelo. Por ejemplo, a cada nueva capa insertada, el número de fuerzas necesarias para el equilibrio que conducen al cálculo del empuje activo total aumenta considerablemente, ya que se debe buscar la combinación entre valores de ρ , de cada plano de las superficies de falla, que conduzcan al mayor valor posible del empuje activo total.

3.5.4 Efecto de cohesión del suelo.

Cuando el suelo del terraplén presenta cohesión, surge una fuerza adicional C actuando sobre la superficie de falla debida a esta resistencia al corte del suelo. Esta fuerza se determina multiplicando la cohesión del suelo por la longitud de la superficie de falla.

Además, se sabe que en el estado activo surgen también esfuerzos de tensión en la porción superior del terraplén cohesivo. Como el suelo no resiste tensión, se abren grietas en esta parte del suelo (figura 21).



Figura 21. Grietas de tensión en terraplén cohesivo.

La profundidad z_0 de estas grietas se puede calcular como:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.7)$$

En caso de haber una sobrecarga distribuida q sobre el terraplén, ésta provoca una reducción en el valor de z_0 :

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{q}{\gamma} \quad (3.8)$$

Como estas grietas pueden estar llenadas con agua proveniente de lluvias, aparece también una fuerza horizontal debida a la presión del agua. Las fuerzas que actúan sobre una cuña de suelo formada por la superficie de falla y por la grieta de tracción se pueden ver en la figura 22.

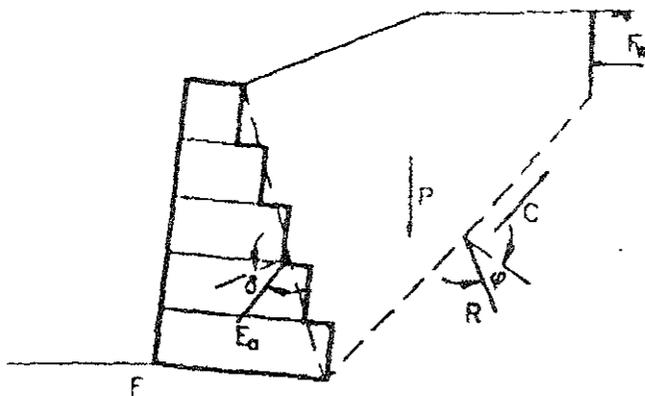


Figura 22. Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo cohesivo.

La posición más desfavorable para la grieta de tracción esta al final de la superficie de falla, como se ve en la figura 21, por lo tanto, en la búsqueda de la superficie crítica se admite el desarrollo de una de esas grietas en la extremidad de cada una de las superficies investigadas.

Cuando el suelo está formado por más de una capa, la grieta de tracción se calcula para cada una de las capas. Considerando la capa superior como una sobrecarga se busca una superficie de falla para cada una de esas grietas.

3.5.5 Efecto de la superficie freática.

La presencia de una superficie freática en el interior del suelo provoca un aumento en el valor del empuje activo. Esto se debe a la aparición de una fuerza U provocada por la presión del agua que actúa sobre la superficie de falla (figura 23).

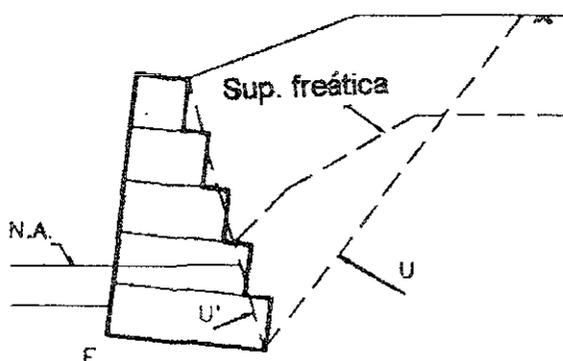


Figura 23. Presiones debidas al nivel freático.

Para la determinación de U se calcula la presión del agua a lo largo de la superficie de falla. Esta presión se toma como la diferencia de altura entre cada punto de la superficie de falla y la freática. Como la superficie freática se puede calcular aproximadamente como una secuencia de rectas, basta determinar la presión en los puntos dados por las intersecciones de esas rectas así como en los puntos correspondientes a la intersección con la superficie de falla. Como la presión del agua varía linealmente entre estos puntos, la fuerza U se calcula entonces como la integral de esas presiones a lo largo de toda la superficie de falla.

La presencia de agua también influye en el peso de la cuña de suelo. Como el suelo abajo del nivel freático está saturado y por lo tanto tiene un peso específico mayor, este aumento se estima en un 20%.

En caso que el muro esté parcialmente sumergido, como en el ejemplo de la figura 20, se debe también considerar la fuerza U' causada por la presión del agua sobre la superficie de empuje. Esta fuerza se determina por simple hidrostática y esto se debe a que la estructura de sostenimiento en gaviones es totalmente permeable. El efecto de esas fuerzas es una disminución del empuje activo total.

3.5.6 Efecto de las cargas externas.

3.5.6.1 Cargas distribuidas.

Las cargas distribuidas sobre el terraplén son simplemente adicionadas al peso de la cuña de suelo, tomándose la parte de estas cargas que se encuentran sobre la cuña, como se muestra en la figura 24.

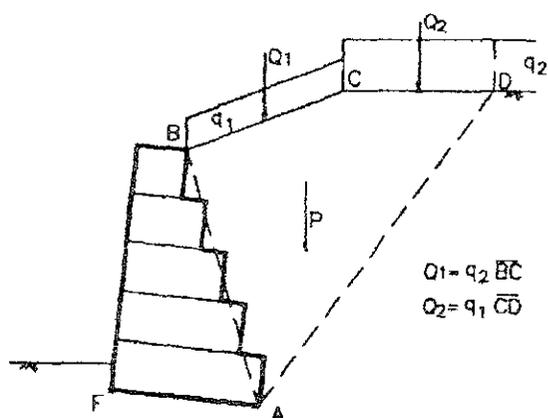


Figura 24. Consideración de las cargas distribuidas.

3.5.6.2 Cargas lineales.

Las cargas lineales también son adicionadas al peso de la cuña en el equilibrio de fuerzas. Solamente se consideran las cargas lineales que se encuentren sobre esa cuña. De esta forma, en el cálculo de la superficie de falla crítica ocurre un aumento instantáneo en el valor del empuje activo cuando la superficie de falla encuentra el punto de aplicación de una carga lineal. En la figura 25 se muestra un ejemplo con dos cargas lineales Q_1 y Q_2 , para el análisis de la superficie de falla crítica, sólo la carga lineal Q_1 se considera en el equilibrio de fuerzas.

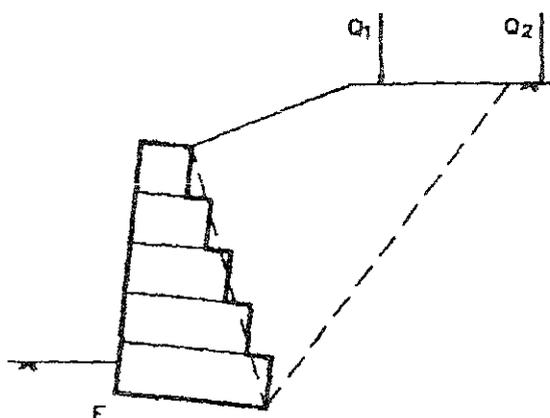


Figura 25. Consideración de las líneas de carga.

3.5.7 Efecto sísmico.

El efecto de movimientos sísmicos se considera a través de la adición de dos fuerzas de inercia en el equilibrio. Estas fuerzas, una horizontal H y otra vertical V , son calculadas multiplicándose el peso de la cuña de suelo por los coeficientes de aceleración horizontal k_h y vertical k_v (figura 26). En caso que hayan cargas aplicadas sobre el terraplén, se deben adicionar también las fuerzas de inercia para estas cargas.

Los valores de los coeficientes de aceleración son, en general, variables según cada región y vienen usualmente indicados por normas específicas para cada país.

Valores indicativos para el proyecto:

$$k_h = 0.04 \quad ; \quad k_v = 0 \quad \text{para áreas de baja sismicidad.} \quad (3.9)$$

$$k_h = 0.07 \quad ; \quad k_v = 0 \quad \text{para áreas de media sismicidad.} \quad (3.10)$$

$$k_h = 0.10 \quad ; \quad k_v = 0 \quad \text{para áreas de alta sismicidad.} \quad (3.11)$$

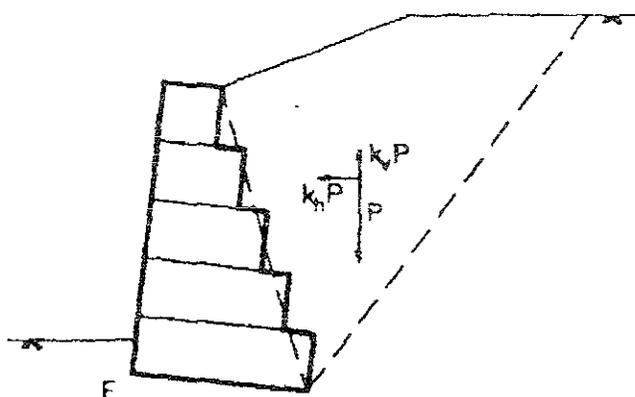


Figura 26. Fuerzas debidas al efecto sísmico.

Los valores de k_h y k_v son fijados por normas en función del riesgo sísmico local donde será construida la estructura de contención, normalmente el valor del coeficiente vertical se toma como nulo.

Para el proyecto de los muros flexibles en gaviones se hace referencia a los métodos de análisis de los muros rígidos, llegando así a un coeficiente de seguridad mayor.

Durante el diseño de muros de contención de alta resistencia contra sollicitaciones sísmicas es extremadamente importante tener toda la información relativa a la historia geológica del área a sanear, las condiciones del suelo y las posibles fluctuaciones del nivel freático del terreno, para poder así seleccionar los parámetros más apropiados para el diseño.

3.5.8 Punto de aplicación del empuje activo.

EL empuje total se divide en 3 partes:

- Efecto del suelo y de las cargas distribuidas, E_{s1} ;
- Efecto de todas las cargas lineales E_{s2} ;
- Efecto de las fuerzas de inercia E_{s3} .

A continuación se determina el punto de aplicación de cada una de las partes. El punto de aplicación del efecto del suelo y de las cargas distribuidas está determinado por la teoría de Coulomb como fue explicado en el tema 3.4.3.

La determinación del punto de aplicación del efecto de las cargas lineales aplicadas sobre el terraplén se hace de acuerdo a lo mostrado en la figura 27.

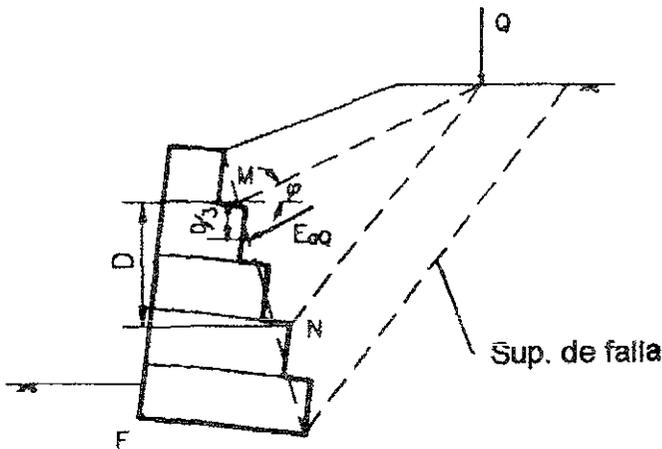


Figura 27. Punto de aplicación de la carga lineal.

Se determinan los puntos M y N sobre la superficie de aplicación del empuje por medio de dos segmentos de recta que parten del punto de aplicación de la carga lineal. Uno de ellos es paralelo a la superficie de falla crítica y el otro tiene una inclinación con horizontal igual al ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo.

En caso de que hubiera más de una carga lineal aplicada sobre el terraplén, se calcula antes una carga equivalente a través de un equilibrio de momentos con respecto a la extremidad superior de la superficie de empuje.

El punto de aplicación de E_{oQ} está localizado en el tercio superior del segmento MN.

En cuanto al punto de aplicación del efecto de las fuerzas de inercia E_{o1} , él está situado en el tercio superior de la altura total de la estructura de contención.

Después de determinar los puntos de aplicación de las tres partes del empuje activo, se determina el punto de aplicación del empuje total a través de un equilibrio de momentos con respecto a la extremidad inferior de la superficie de aplicación del empuje.

3.6 Determinación del empuje pasivo.

El empuje pasivo que se genera al frente del muro de gaviones, cuando éste tiene cierto empotramiento, como en la figura 28, está determinado por la teoría de Rankine, modificado para poder considerar el caso de tener un suelo cohesivo al frente del muro cuya superficie no sea horizontal.

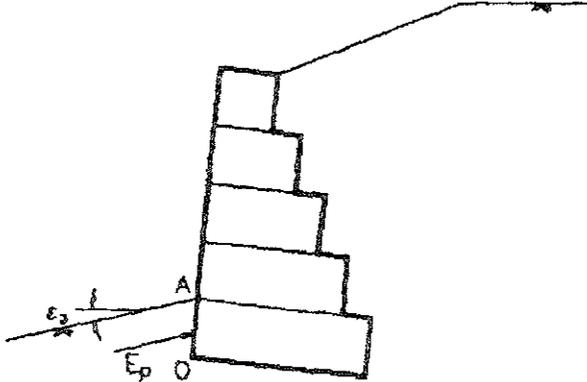


Figura 28. Caso de empuje pasivo.

Para este cálculo, se determina primero el valor de la presión pasiva disponible p_p a la superficie (punto A) y en el canto inferior izquierdo de la base (punto O). Si hubiera capas de suelo en la cimentación entre estos puntos, se determina también la presión pasiva disponible en estos puntos en el interior de cada capa.

En esta determinación se utiliza la presión vertical p_v que actúa en estos puntos calculada como:

$$p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \varepsilon_3 \quad (3.12)$$

donde γ es el peso específico del suelo, z es la profundidad del punto considerado en relación a la superficie externa y ε_3 es la inclinación de esa superficie.

En caso que el nivel de agua esté por encima del punto considerado, se toma el valor del peso específico sumergido γ' del suelo, calculado a partir del peso específico saturado:

$$\gamma' = \gamma_s - \gamma_o \quad (3.13)$$

Esta presión vertical se divide en dos componentes, una de ellas normal, σ , y otra tangencial, τ , cuyas expresiones son:

$$\sigma = p_v \cdot \cos \varepsilon_3 \quad (3.14)$$

$$\tau = p_v \cdot \sen \varepsilon_3 \quad (3.15)$$

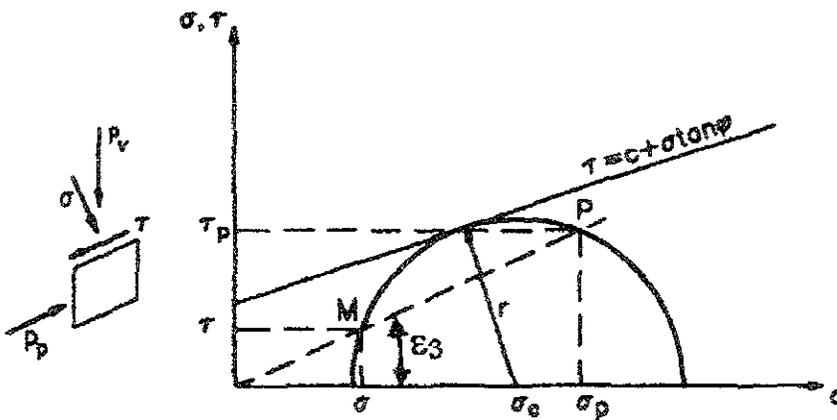


Figura 29. Determinación de la presión pasiva disponible.

Mediante la construcción gráfica de Mohr se determina el punto M , figura 29. El centro de este círculo está sobre el eje de las abscisas en el punto σ_c dado por:

$$\sigma_c = \frac{(\sigma + c \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos \varphi) + \sqrt{(\sigma \cdot \operatorname{sen} \varphi + c \cdot \cos \varphi)^2 - \sigma^2 \cdot \cos^2 \varphi}}{\cos^2 \varphi} \quad (3.16)$$

y el radio del círculo es:

$$\tau = \sigma_c \cdot \operatorname{sen} \varphi + c \cdot \cos \varphi \quad (3.17)$$

A continuación se determina el punto P situado en la intersección entre el círculo y la extensión del segmento de recta OM . Esta recta tiene inclinación ε_3 y por lo tanto:

$$\sigma_p = \frac{\sigma_c + \sqrt{\sigma_c^2 - (1 + \tan^2 \varepsilon_3) \cdot (\sigma_c^2 - \tau^2)}}{1 + \tan^2 \varepsilon_3} \quad (3.18)$$

y

$$\tau_p = \sigma_p \tan \varepsilon_3 \quad (3.19)$$

Finalmente, el valor de la presión pasiva p_p está dado por el segmento OE y por lo tanto:

$$P_p = \sqrt{\sigma_p^2 + \tau_p^2} \quad (3.20)$$

que es el empuje pasivo.

En caso que el punto M se encuentre arriba de la envolvente de resistencia, lo que es identificado por un valor negativo en el interior de la raíz de la expresión 3.16, el programa asigna un valor nulo a la presión pasiva disponible.

Después de la determinación de las presiones pasivas en el punto A y O , el programa calcula el empuje pasivo y su punto de aplicación, admitiendo una variación lineal de la presión pasiva entre estos dos puntos.

3.7 Análisis de la estabilidad externa.

3.7.1 Estabilidad contra el deslizamiento.

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención, sumada al empuje pasivo disponible en su frente, no son suficientes para contrarrestar al empuje activo.

La verificación contra el deslizamiento se hace comparando las fuerzas resistentes disponibles a lo largo de la base del muro con la fuerza motora. Esta última se determina a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el muro de contención, figura 30.

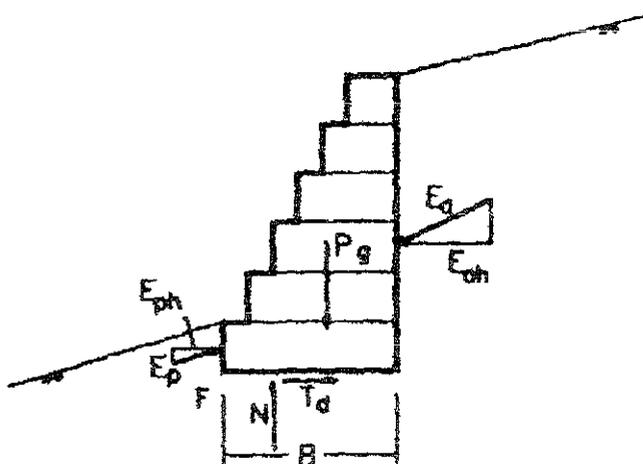


Figura 30. Fuerzas que actúan sobre el muro de contención.

Las fuerzas que actúan sobre el muro son:

- Empuje activo provocado por el terraplén E_a
- Empuje pasivo disponible E_p
- Peso propio del muro P_g
- Fuerza normal actuante en la base N
- Fuerza resistente tangencial en la base T .

Esta última fuerza es la que debe movilizarse para el equilibrio mientras que el valor disponible se calcula en función de la fuerza normal N . La determinación de N y T se hace simplemente planteando el equilibrio de fuerzas en ambas direcciones.

Además de las fuerzas citadas, otras pueden estar presentes en el equilibrio, como por ejemplo:

- Carga distribuida sobre el muro,
- Carga lineal sobre el muro,
- Fuerzas de inercia debidas al efecto sísmico,
- Fuerzas de subpresión.

Las dos primeras son obtenidas directamente de los datos del programa y sumadas al peso propio del muro.

Las fuerzas de inercia se obtienen multiplicando el peso de la estructura por los coeficientes de aceleración vertical, k_v , y horizontal, k_h , suministrados por el usuario.

En cuanto a la fuerza de flotación, ella surge cuando la estructura está parcialmente sumergida y se toma en cuenta de manera directa empleando el peso específico sumergido en el cálculo del peso propio del muro. Este peso específico es utilizado sólo para la parte del muro que se encuentra a bajo del nivel del agua y vale:

$$\gamma_g = \gamma_{gsat} - \gamma_a = \gamma_p \cdot (1-n) + n \cdot \gamma_a \quad ; \quad \gamma_{gsat} = (\gamma_p - \gamma_a) \cdot (1-n) \quad (3.21)$$

donde γ_p es el peso específico de las piedras que rellenan los gaviones y n es la porosidad (índice de vacíos).

La fuerza resistente disponible es dada por:

$$T_d = N \cdot \tan \varphi^* + c \cdot B \quad (3.22)$$

donde φ^* es el ángulo de fricción entre el suelo de la cimentación y la base y el material de la base del muro. El valor de φ^* se toma igual al ángulo de fricción del suelo-cimiento, en caso de que no sea empleado un geotextil sobre la base del muro. En caso contrario, el ángulo de fricción debe reducirse.

Cuando la base del muro se prolonga en el interior del relleno, según lo muestra la figura 31, el valor de T_d aumenta por el efecto de anclaje de esta prolongación.

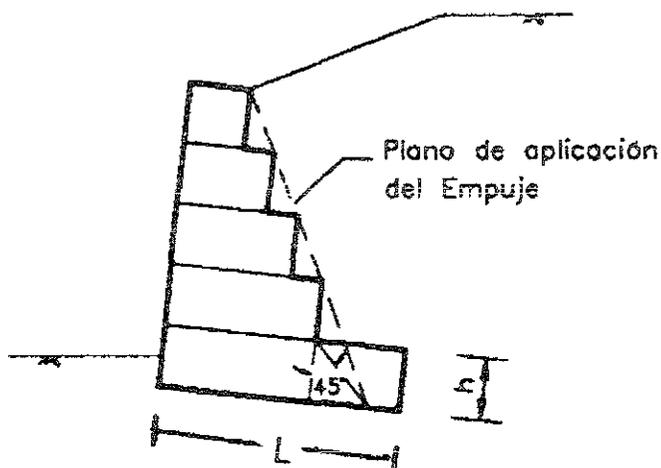


Figura 31. Prolongación de la base.

Para el cálculo de este aumento, se determina la presión vertical σ_v que actúa sobre la prolongación de la base y su largo L y así se obtiene:

$$T_a = (\sigma_v \cdot \tan \varphi^* + c) \cdot L \quad (3.23)$$

Nótese que en este caso el valor del ancho de la base B , utilizado en la ecuación 3.22 se reduce del valor de L .

El valor de T_a está limitado por la resistencia a la tracción de la malla de los gaviones, debiéndose cumplir que:

$$T_a = \frac{2 \cdot T_{max}}{1.2} \quad (3.24)$$

donde T_{max} es la máxima tracción admisible en la malla (4.3 ton/m).

El factor de seguridad contra el deslizamiento está dado por la expresión:

$$F_s = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \geq 1.3 \quad (3.25)$$

donde E_{ad} y E_{pd} son las componentes de los empujes activo y pasivo, respectivamente, en la dirección del deslizamiento (figura 29).

3.7.2 Estabilidad contra el Volteo.

La estabilidad contra el volteo de la estructura se verifica comparando los momentos producidos por las fuerzas resistentes, M_r , y los momentos de las fuerzas motoras, M_o . Estos momentos se determinan con respecto al extremo inferior izquierdo de la base del muro, que es el punto de rotación en el volteo (figura 32).

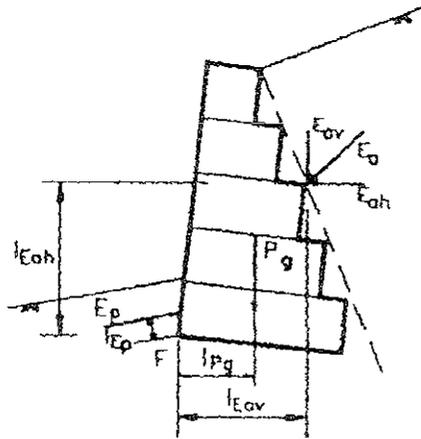


Figura 32. Momentos de estabilización y de volteo.

Las fuerzas que contribuyen a la estabilización son:

- Peso propio de la estructura,
- Empuje pasivo disponible,
- Cargas aplicadas sobre el muro,
- Componente vertical del empuje activo.

La fuerza de flotación que aparece cuando el muro está parcialmente sumergido, está considerada de manera indirecta en su peso propio, provocando una reducción en el momento estabilizador.

El momento de volteo, a su vez, está constituido por el momento de la componente horizontal del empuje activo que actúa sobre el muro y por el momento de las fuerzas de inercia provocadas por el efecto sísmico.

El factor de seguridad contra el Volteo es calculado entonces como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} \geq 1.5 \quad (3.26)$$

Muchas veces ocurre que el empuje activo provoca un momento en la dirección opuesta al Volteo. En estos casos, el coeficiente de seguridad contra el volteo pierde sentido pues no hay momento de Volteo. En estos casos el programa notificará al usuario de este hecho.

3.7.3 Presiones de contacto en la cimentación.

Para el cálculo de las presiones actuantes en la cimentación de la estructura, primeramente se determina el punto de aplicación de la fuerza normal N , calculada en la verificación del deslizamiento. Para este cálculo, se hace un equilibrio de momentos con respecto al borde inferior izquierdo de la base del muro, resultando:

$$d = \frac{M_r - M_a}{N} \quad (3.27)$$

donde M_r y M_a son los momentos resistente y actuante, y d es la distancia entre el punto de aplicación de N y el borde inferior izquierdo de la base (figura 33).

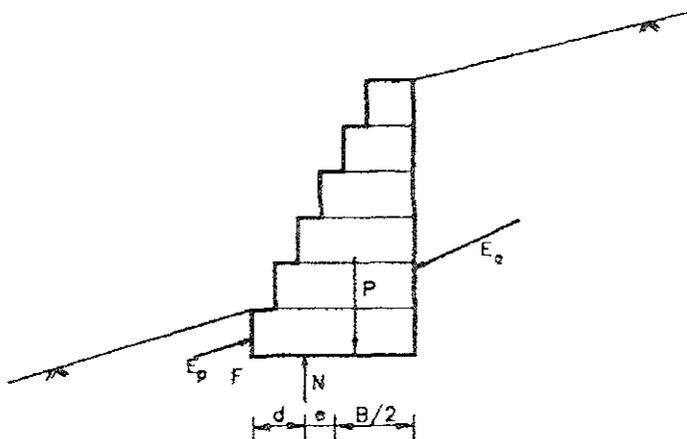


Figura 33. Punto de aplicación de N.

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención. Para que estas presiones sean determinadas, su distribución debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal para estas presiones y entonces los valores máximo y mínimo de ellas ocurrirán en los bordes de la base de la estructura, (figura 30) y estarán dados por:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right) \quad (3.28)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B} \right) \quad (3.29)$$

siendo e la excentricidad de la fuerza normal N . Nótese de esta última ecuación que, para que no se presenten esfuerzos de tensión, la excentricidad e debe ser menor o igual a $B/6$.

Si $e > B/6$, solamente una parte de la base se utiliza para la distribución de las presiones (figura 34).

Esta parte resulta igual a $3d$ y entonces el valor de la presión máxima σ_{max} es:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d} \quad (3.30)$$

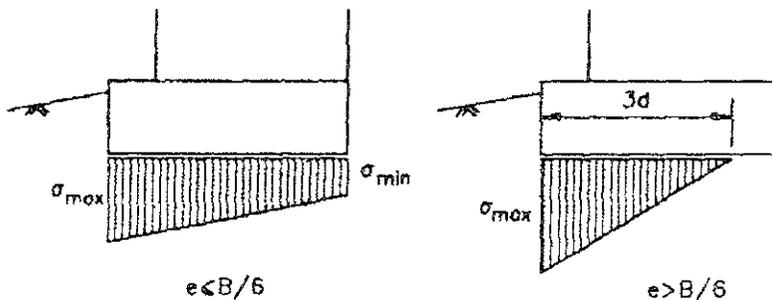


Figura 34. Distribución de las presiones en la base.

Esta última situación debe ser evitada siempre que sea posible.

El valor de las presiones que actúan en la cimentación debe ser comparado con la capacidad de carga admisible del sistema suelo-cimentación. Cuando el usuario no suministra este valor al programa, éste se calcula por la fórmula de Hansen:

$$p_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (3.31)$$

donde c es la cohesión del suelo, $q = \gamma \cdot z$, es la presión vertical a la profundidad de la cimentación, γ es el peso específico del suelo, B el ancho de la base de los gaviones y los otros parámetros están dados por:

$$i_q = 1 - \frac{T}{2N} \quad (3.32)$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (3.33)$$

$$d_c = d_q = 1 + 0.35 \frac{z}{B} \quad (3.34)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.35)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.36)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \quad (3.37)$$

$$N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi \quad (3.38)$$

La presión máxima admisible en la cimentación está dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{p_{lim}}{3} \quad (3.39)$$

El cálculo de la presión máxima admisible se lleva a cabo involucrando los parámetros de resistencia del suelo de apoyo. Si por debajo de esta capa existen estratos de suelo blandos o sueltos, en la determinación de la presión máxima deberá tomarse en cuenta las características de dichos estratos.

3.8 Análisis de la estabilidad interna.

Además de las verificaciones anteriores debe ser también revisada la posibilidad de falla interna de la estructura de contención. Ésta podría sufrir esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del empuje y sobrecargas aplicadas directamente sobre ella. De esta forma, esta verificación se hace de manera específica para cada tipo de estructura de contención.

En el caso de muros de gaviones, se debe verificar la seguridad contra el deslizamiento de los bloques de gaviones superiores respecto a los inferiores.

Para este análisis se determina el empuje activo que actúa en la parte del muro, encima de la sección analizada, utilizando los mismos procesos ya descritos en la determinación del empuje activo (figura 35).

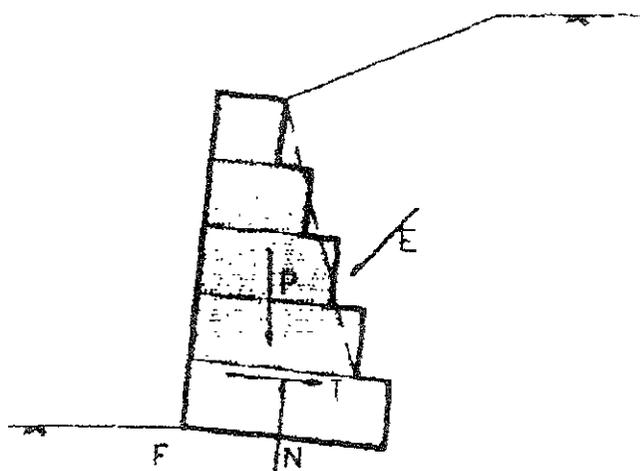


Figura 35. Análisis de las secciones intermedias.

A continuación se calculan las fuerzas de corte y normales máximas que actúan en la sección, estableciendo el equilibrio de las fuerzas y de los momentos como en los temas 3.7.1 y 3.7.3. El esfuerzo cortante será:

$$\tau = \frac{T}{B} \quad (3.40)$$

y la tensión normal máxima:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{2 \cdot d} \quad (3.41)$$

siendo B el ancho de la capa de gaviones arriba de la sección analizada y T , N y d resultan del equilibrios de fuerzas y de momentos.

Los valores admisibles para los esfuerzos de corte y normales son:

$$\tau_{adm} = N \cdot \tan \varphi^* + c_g \quad (3.42)$$

$$\sigma_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 \quad (3.43)$$

donde:

$$\varphi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (3.44)$$

$$c_g = 0.3 \cdot P_u - 0.5 \quad (\text{expresado en tf/m}^2) \quad (3.45)$$

En estas expresiones γ_g es el peso específico de los gaviones dado por $\gamma_g = \gamma_p \cdot (1-n)$ y P_u es el peso de la malla en Kg/m^3 . Éste se determina en función de la tracción admisible en la malla T_{max} (tabla 3.3).

T_{max} (t/m)	3.0	3.4	3.5	4.0	4.2	4.3	4.5	4.7	5.3
P_u (a) (kg/m ³)	8.5	11.2	11.0	11.0	12.3	11.8	14.3	15.2	15.0
P_u (b) (kg/m ³)	5.55	7.85	7.25	8.2	8.2	8.4	10.5	10.3	10.5

Tabla 3.3

En esta tabla, los valores de P_u (a) se refiere a gaviones de 0.5 m de alto y los valores de P_u (b) se refieren a gaviones de 1.0 m de alto.

3.9 Análisis de la estabilidad global.

3.9.1 Verificación de la falla global.

Además de las formas de falla citadas en los temas anteriores, es factible que pueda ocurrir la falla del relleno a lo largo de una superficie que contenga la estructura de contención. Este tipo de falla ocurre principalmente cuando hay capas o zonas de suelos menos resistentes debajo de la cimentación del muro de contención.

Esta forma de deslizamiento es similar a la que ocurre en taludes y, por lo tanto, los métodos utilizados en el análisis de estabilidad de taludes pueden también en este caso ser aplicados.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más empleados son los que consideran la parte del relleno sujeta a deslizamiento como un bloque rígido, así como los que suponen que el suelo se mueve como un bloque rígido dividido en franjas.

Los métodos del primer tipo generalmente utilizan superficies de fallas planas (figura 36), como el método de las cuñas, mientras que aquellos del segundo tipo utilizan generalmente superficies de fallas cilíndricas como el método de Fellenius y el método de Bishop.

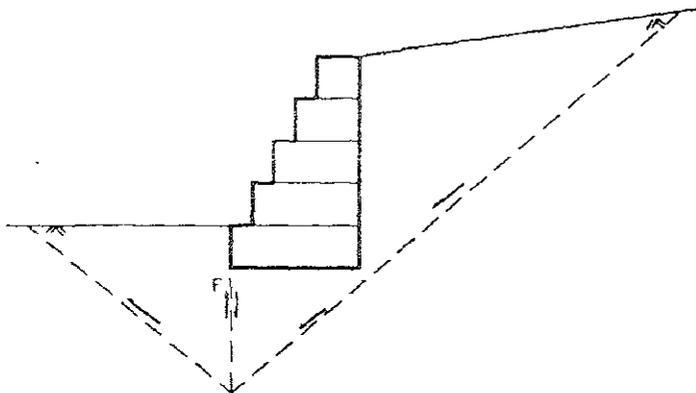


Figura 36. Falla global del terreno (superficies planas).

El método de las cuñas considera que la superficie de falla está formada por una serie de planos que delimitan cuñas rígidas.

El equilibrio de esas cuñas requiere que una parte de la resistencia sea movilizada a lo largo de esos planos. La relación entre la resistencia disponible a lo largo de la superficie de falla y la resistencia movilizada es el factor de seguridad contra la falla del relleno.

La superficie más crítica se encuentra mediante un proceso iterativo que permite identificar aquella superficie de menor valor del factor de seguridad.

Se puede notar que el análisis descrito arriba es bastante similar al realizado en la verificación contra el deslizamiento de la estructura a lo largo de su base. Ahí también los planos de falla forman tres "cuñas" rígidas: la cuña activa, la estructura de contención y la cuña pasiva (figura 37). La principal diferencia es que en el equilibrio de la cuña activa se considera la movilización total de la resistencia al corte a lo largo de las superficies AB y AC . Esto significa considerar un valor del factor de seguridad unitario para el deslizamiento a lo largo de esas superficies. Así, el factor de seguridad al deslizamiento F_d está limitado a la superficie de la base del muro y de la cuña pasiva. Como fue movilizada toda la resistencia disponible a lo largo de las superficies de la cuña activa, la resistencia necesaria para el equilibrio del conjunto a lo largo de las superficies donde F_d fue calculado es menor, lo que resulta en un valor numéricamente superior para éste, en relación al factor de seguridad contra la falla global.

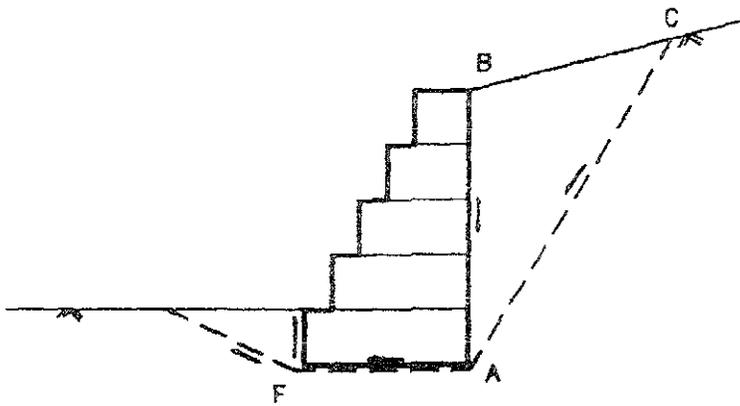


Figura 37. Cuñas formadas en el análisis de deslizamiento.

En cuanto a los métodos que emplean superficies cilíndricas, su forma de determinación del factor de seguridad es equivalente al del método de las cuñas, ya que también consideran la movilización parcial de la resistencia a lo largo de toda la superficie de falla.

La gran ventaja de los métodos que subdividen el material potencialmente inestable en franjas, es la posibilidad de considerar un gran número de situaciones diferentes, tales como capas de suelos distintos, presiones neutras, nivel freático, sobrecargas, etc. Además la consideración de superficies de falla cilíndricas es más realista por aproximarse mejor a las fallas observadas.

3.9.2 Método de Bishop.

Para el análisis de la estabilidad global del conjunto suelo-muro de contención se utiliza el método de Bishop que adopta superficies de fallas cilíndricas. De esta forma se analizan posibles círculos de falla que involucran tanto el terraplén como el muro de contención.

La parte del relleno delimitada por cada uno de esos arcos se divide en franjas (figura 38) y se calcula el factor de seguridad contra la falla a lo largo de esa superficie.

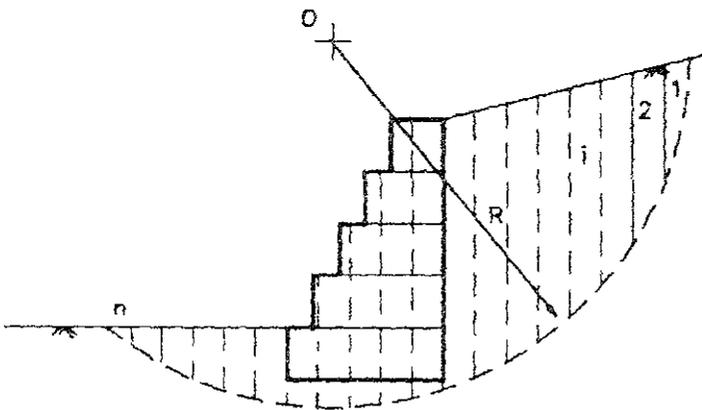
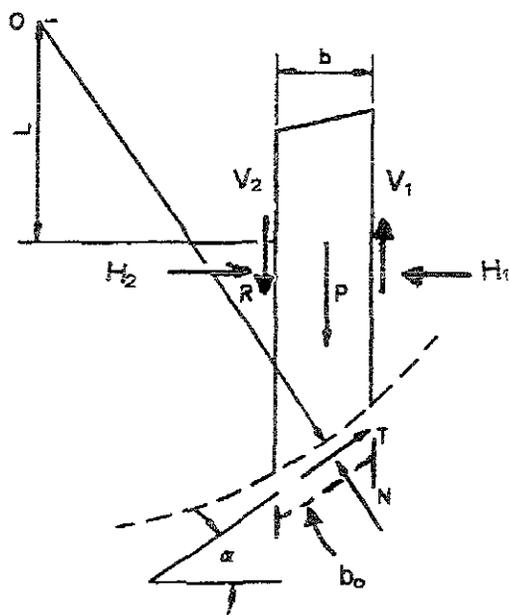


Figura 38. División de franjas en el método de Bishop.

Primeramente se propone una superficie de falla cilíndrica arbitraria y el material delimitado por esta superficie se divide en franjas. Las fuerzas que actúan sobre cada una de esas franjas se muestran en la figura 39. Ellas son:

- El peso propio P de la franja;
- El ancho b ;
- La inclinación de la superficie de falla α de cada una de las franjas;
- La fuerza normal N que actúa en la superficie de falla;
- La fuerza tangencial T que actúa sobre la superficie de falla;
- Las fuerzas horizontales H_1 y H_2 que actúan en las caras laterales de las franjas;
- Las fuerzas verticales V_1 y V_2 que actúan en las caras laterales de las franjas.



$$b = b_o \cdot \cos \alpha$$

Figura 39. Geometría y fuerzas que actúan en las franjas.

Realizando el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical se obtiene:

$$N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \sen \alpha - (V_1 - V_2) \quad (3.46)$$

La fuerza tangencial T está dada por:

$$T = \frac{c \cdot b_o + N \cdot \tan \phi}{F_s} = \frac{\frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \phi}{F_s} \quad (3.47)$$

donde F_s es el factor de seguridad (admitido igual para todas las franjas) contra la falla.

Se puede admitir que $V_1 - V_2 = 0$ con pequeña pérdida de precisión en el resultado. De esta forma,

$$N = \frac{P - \frac{c \cdot b}{F_s} \tan \alpha}{Mi(\alpha)} \quad ; \quad Mi(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan \alpha}{F_s} \right) \quad (3.48)$$

Realizando el equilibrio global de momentos con respecto al centro de rotación, y recordando que la sumatoria de los momentos de las fuerzas laterales entre las franjas es nula, se obtiene:

$$\sum_{i=1}^n (R \cdot T_i) = \sum_{i=1}^n (R \cdot P_i \operatorname{sen} \alpha_i) \quad (3.49)$$

ó:

$$R \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \phi}{F_s} = R \cdot \sum_{i=1}^n (P \cdot \operatorname{sen} \alpha) \quad (3.50)$$

entonces:

$$F_s = \frac{\sum \left(\frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \phi \right)}{\sum (P \cdot \operatorname{sen} \alpha)} \quad (3.51)$$

Sustituyendo el valor de N en esta última ecuación, se obtiene:

$$F_s = \frac{\sum \frac{c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + \left\{ \frac{P_i - \frac{c_i \cdot b_i}{F_s} \tan \alpha_i}{M_i(\alpha)} \right\} \tan \phi}{\sum P_i \operatorname{sen} \alpha_i} \quad (3.52)$$

En caso que el nivel del agua pase al interior de la franja, el peso de ésta se calcula utilizando el peso específico saturado para la parte bajo el nivel de agua y también se determina la presión neutra μ que actúa en la superficie de falla.

En los casos que se considere el efecto sísmico, se deben calcular las fuerzas de inercia H y V de la franja, además de la distancia vertical L entre el centro de gravedad de la franja y el centro del arco. Para las franjas que se encuentran sometidas a cargas distribuidas o lineales, éstas también deben ser incluidas en el análisis en forma de una fuerza resultante Q aplicadas sobre la franja.

El factor de seguridad, se determina entonces por la expresión:

$$F_s = \frac{\sum ci \cdot bi + (Pi + Qi - Vi - ui \cdot bi) \tan \phi}{Mi(\alpha)} \quad (3.53)$$

$$\sum \left(Pi + Qi - Vi - \frac{Hi \cdot Li}{R} \right) \text{sen } \alpha i + \frac{Ui \cdot yi}{R}$$

siendo U es el valor de la fuerza horizontal generada por el agua sobre la estructura cuando ésta se encuentra parcialmente sumergida y, " y " es la distancia vertical entre el punto de aplicación de esta fuerza al centro de rotación (figura 40).

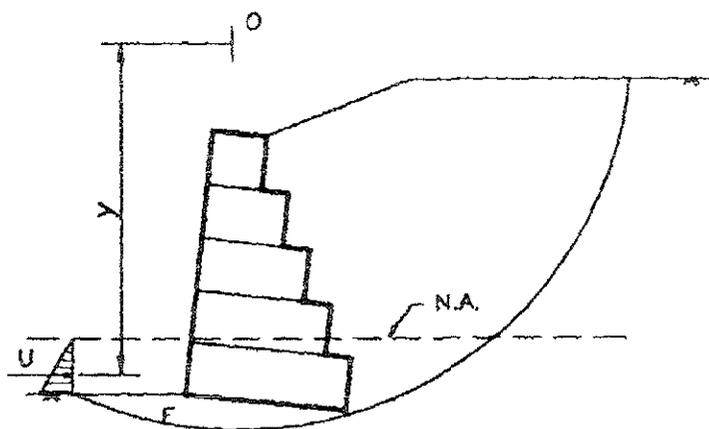


Figura 40. Fuerza horizontal U en un muro parcialmente sumergido.

Como el factor de seguridad F_s aparece en ambos lados de la expresión, su determinación es iterativa.

Se deben buscar varias superficies de falla hasta encontrar la más crítica (menor valor de F_s). Como para la identificación de una superficie de falla son necesarios tres parámetros (coordenadas del centro " O ", además del valor del radio R), ésta búsqueda es bastante tediosa por lo que se hace indispensable el empleo de algún algoritmo que facilite este trabajo. Uno de los algoritmos más eficientes utiliza una versión modificada del método simplex que se emplea en investigación de operaciones.

El programa utiliza el método Simplex.

3.9.3 Determinación del círculo crítico (método Simplex).

En la búsqueda del arco de falla que tiene el menor factor de seguridad, se utiliza un proceso de optimización basado en el método Simplex de búsqueda operacional.

El proceso parte de un círculo inicial que puede ser dado tanto por el usuario como, a falta de ello, ser adoptado por el programa. Los distintos círculos son estudiados variándose la distancia horizontal L_1 del punto de entrada del círculo en la cimentación, a la izquierda del muro, hasta el punto inicial de la superficie superior de la cimentación; la distancia vertical L_2 entre el círculo y el borde inferior derecho de la base y la distancia horizontal L_3 entre el punto de salida del círculo, a la derecha del muro, y la cresta de éste (figura 41).

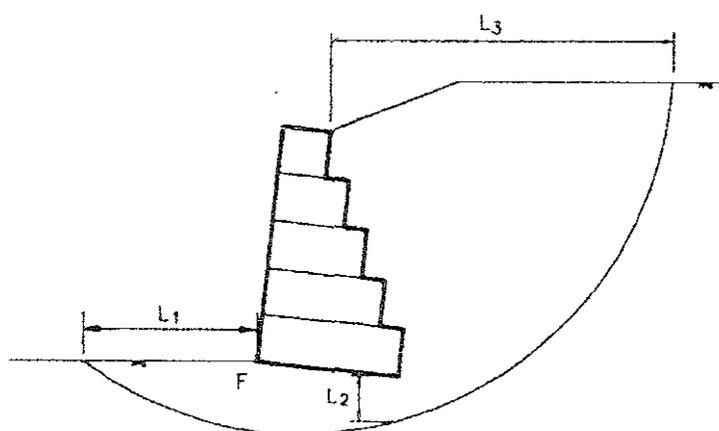


Figura 41. Coordenadas del círculo de falla.

El conjunto $C = (L_1, L_2, L_3)$ constituye entonces las coordenadas que identifican cada círculo que será estudiado.

A partir de las coordenadas del primer círculo C_1 , se determinan otros tres círculos C_2 , C_3 y C_4 :

$$C_1 = (L_{11}, L_{21}, L_{31}) \quad (3.54)$$

$$C_2 = (L_{12} = L_{11} + p \cdot l, L_{22} = L_{21} + q \cdot l, L_{32} = L_{31} + q \cdot l) \quad (3.55)$$

$$C_3 = (L_{13} = L_{11} + q \cdot l, L_{23} = L_{21} + p \cdot l, L_{33} = L_{31} + q \cdot l) \quad (3.56)$$

$$C_4 = (L_{14} = L_{11} + q \cdot l, L_{24} = L_{21} + q \cdot l, L_{34} = L_{31} + p \cdot l) \quad (3.57)$$

donde:

$$p = 0.943 \quad (3.58) \quad q = 0.236 \quad (3.59) \quad l = 5h \quad (3.60)$$

y h es la altura de la base del muro de contención.

Estos cuatro círculos forman un conjunto llamado *Simplex* que será utilizado para la búsqueda del círculo crítico. Son determinados los coeficientes de seguridad para los cuatro círculos del Simplex y se toma aquel que presenta el mayor valor. La posición de este círculo es entonces alterada a:

$$C_j^* = (L_{ij}^* = L_{ij} + \rho \cdot (\bar{L}_i - L_{ij})) \quad (3.61)$$

donde: \bar{L}_i es la media de las coordenadas i de los tres círculos restantes y $\rho = 2$.

En caso que esta operación resulte en un círculo no admisible, sea por cruzar la estructura de contención, o por traspasar la profundidad máxima especificada por el usuario, la constante ρ es reducida a 1.5. Después de calculado el coeficiente de seguridad de este nuevo círculo, el proceso se repite hasta que uno de los círculos del Simplex permanezca fijo por 8 iteraciones, cuando los otros tres círculos del Simplex son alterados para:

$$C_j^* = (L_{ij}^* = \frac{1}{2} \cdot (L_{ik} + L_{ij})) \quad (3.62)$$

donde C_j^* es el círculo estacionario.

El proceso continúa hasta que:

$$\frac{1}{3} \sum_{j=1}^4 (FS_j - \overline{FS})^2 < 10^{-4} \quad (3.63)$$

donde FS_j son los coeficientes de seguridad de los cuatro círculos del Simplex y \overline{FS} es la media de

estos valores. El programa, siempre ejecuta una segunda búsqueda partiendo de un círculo diferente para verificar la posibilidad de la existencia de mínimos locales en el coeficiente de seguridad. Cuando hubiera más de un suelo en la cimentación, en el terraplén, o cuando haya cargas lineales sobre el terraplén, el programa repite el proceso varias veces para asegurarse que todas las condiciones fueron analizadas.

3.10 Recomendaciones de diseño.

Algunas de las ventajas de los muros con gavión son su rapidez de construcción, son permeables y por tanto proporcionan un buen drenaje, pueden ser construidos en presencia de agua, son flexibles, resisten los asentamientos diferenciales sin romperse, y son relativamente económicos.

Los muros de gaviones se construyen en capas, como se hace con la mampostería, por ello, se puede decir que se parecen a un ladrillo de tamaño grande y flexible.

Los muros pueden ser de cara lisa o escalonada (muros con escalones internos o externos). Los muros con escalones internos, o sea con paramento externo plano, algunas veces son preferidos por razones funcionales o estéticas, pero desde el punto de vista estático son, en general, más recomendados los muros con escalones externos; para alturas superiores de 5 a 6 m, es también aconsejable el escalonamiento externo. Para alturas inferiores se puede considerar también el escalonamiento interno, pero con la advertencia de inclinar el muro de 0 a 10 grados contra el relleno.

El material con el que se llena el gavión tiene un diámetro que varía entre los 10 y 20 cm, esto permite que se trabaje manual o con equipo mecánico y se tiene un buen acomodamiento al vaciarlo dentro de las canastas. De pruebas realizadas con materiales de diferentes formas y tamaños, se ha encontrado que al utilizar una porosidad del 30% en el cálculo del peso específico del gavión lleno, da buenos resultados y se asegura así su máximo peso.

El coeficiente de fricción " f " que se desarrolla entre la base del muro de gaviones y un suelo no cohesivo se puede suponer que es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. Lo mencionado se basa en el hecho de que la superficie del muro es muy rugosa y el material del suelo penetra dentro de los huecos que dejan las piedras que forman el gavión, por ese motivo la fricción se desarrolla entre las partículas del suelo y no entre éstas y el gavión. Esto último puede comprobarse revisando la parte inferior de un muro que se ha volcado a propósito.

Si el muro está colocado sobre un suelo cohesivo, por ejemplo, arcilla, la resistencia al deslizamiento se calcula con base en la cohesión de la arcilla. Si se tiene una arcilla muy dura se

recomienda construir una zanja angosta en el sitio donde se va a desplantar el muro y llenarla hasta una altura de 15 cm con grava limpia, que tenga aproximadamente 7 cm de diámetro, bien compactada.

3.11 Normatividad.

Proyecto de norma NMX-B-085-SCFI-2000.

La secuencia de esta norma comprende a lo que se publicará para el uso de la misma.

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

1.1 Esta Norma Mexicana establece los requisitos que deben cumplir los gaviones, colchones y mallas fabricados a partir de malla hexagonal de alambre, con recubrimiento metálico o con recubrimiento metálico revestido de cloruro de polivinilo (PVC) torcida, así como los alambres, con recubrimiento metálico o con recubrimiento metálico revestido de PVC, para los amarres, atiesadores y sujetadores para traslape empleados para la fabricación, ensamble e instalación del producto.

1.2 La malla de alambre hexagonal torcida, usada para fabricar los gaviones y colchones para revestimiento, se produce en diferentes tipos, basados en el tipo de recubrimiento, ver inciso 3.

Nota: La malla hexagonal de alambre empleada para la fabricación de los gaviones y colchones comúnmente se le conoce como triple o doble torsión, ver figura 4.

2 REFERENCIAS

Para la correcta aplicación de esta norma se deben consultar las siguientes normas mexicanas:

NMX-B-172	Métodos de prueba mecánicos para productos de acero. Declaratoria de vigencia 11 de julio de 1988
NMX-H-014	Método de prueba para determinar la masa del recubrimiento de zinc en artículos de hierro o acero galvanizado

3 CLASIFICACIÓN.

Los gaviones y colchones para revestimiento fabricados con malla de alambre hexagonal torcida, se clasifican en base a su recubrimiento como se indica a continuación:

Tipo 1.- Consiste de malla hexagonal de alambre, con un recubrimiento de zinc, el cual se aplica antes de hacer la torsión. Los sujetadores, el alambre para amarre y los atiesadores, se fabrican de alambre con recubrimiento de zinc.

Tipo 2.- Consiste de malla hexagonal de alambre, con un recubrimiento de Zn-5Al-MM (aleación de zinc con 5 % de aluminio) el cual se aplica antes de hacer la torsión. Los sujetadores para traslape, el alambre para amarre y los atiesadores, se fabrican de alambre con recubrimiento de Zn-5Al-MM.

Tipo 3.- Consiste de malla hexagonal de alambre para amarre y de atiesadores como el tipo 1 y tiene un recubrimiento de PVC. Los sujetadores deben ser de alambre de acero inoxidable.

Tipo 4.- Consiste de malla hexagonal, con un recubrimiento de aluminio el cual se aplica antes de hacer la torsión. Los sujetadores, el alambre para amarre y los atiesadores, se fabrican de alambre con recubrimiento de aluminio.

4 DEFINICIONES

4.1 Gavión

Contenedor de malla de alambre hexagonal de diferentes tamaños y formas, reforzado en todas sus aristas con un calibre mayor al utilizado en la fabricación de la malla, con celdas internas uniformemente repartidas e interconectadas con otras unidades similares y que se llenan con piedras en el lugar de la obra, para formar así una estructura flexible, permeable y monolítica, como es el caso de: muros de contención, revestimiento de canales, revestimientos y vertederos en proyectos para control de erosión, ver figuras 1, 2 y 3.

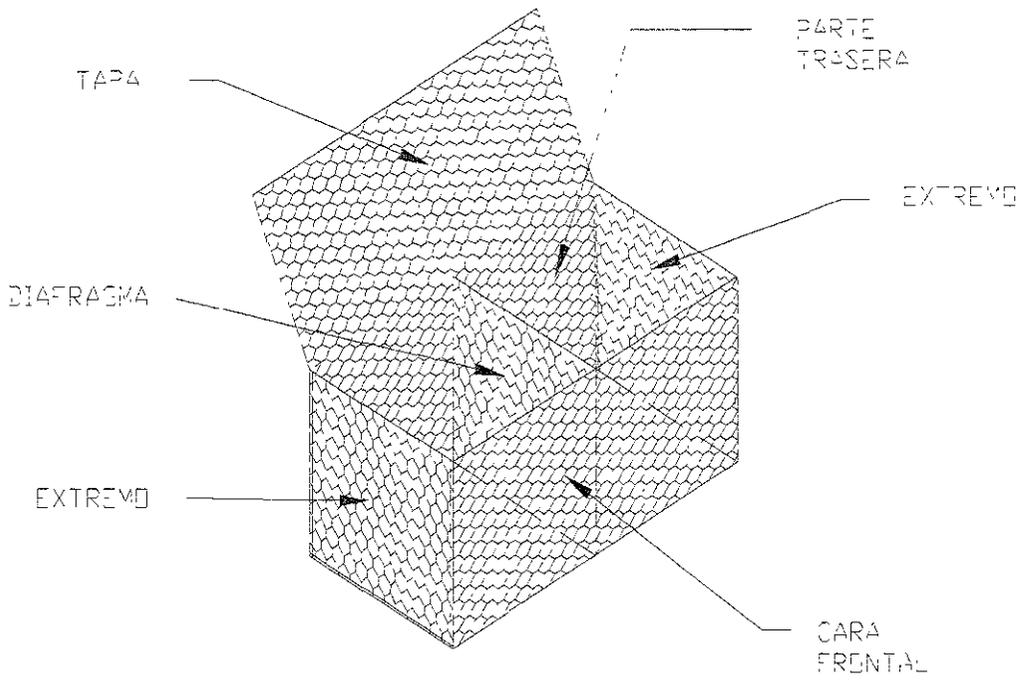


Figura 1.- Gavión

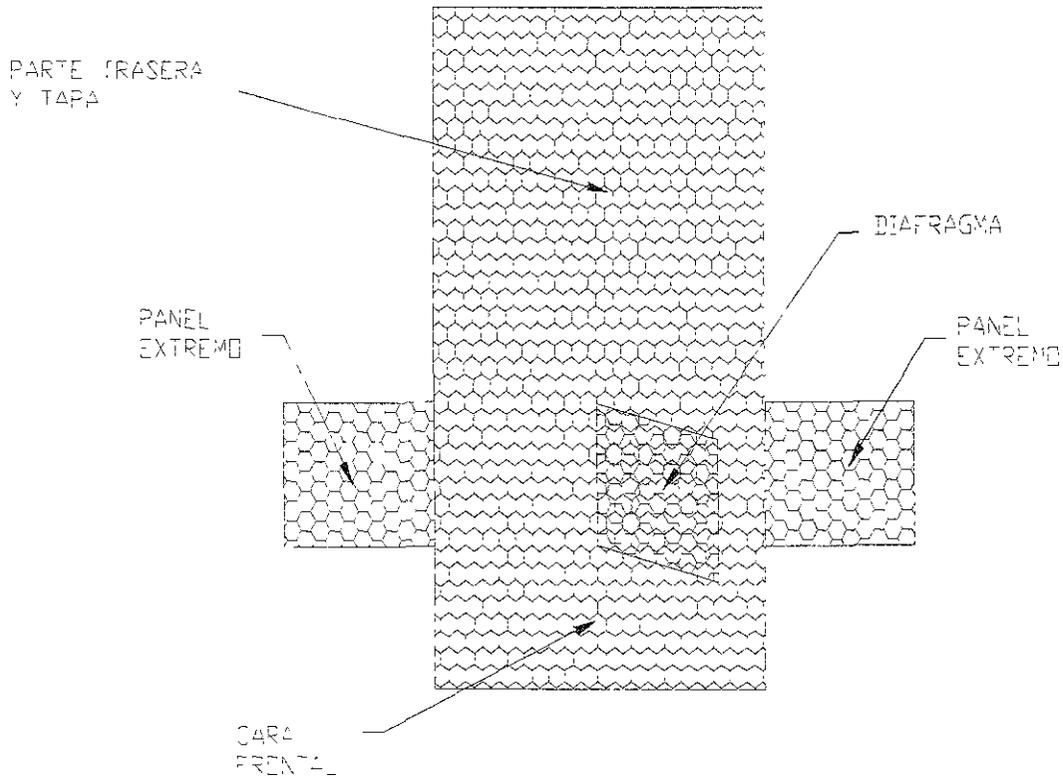


Figura 2.- Gavión fabricado mecánicamente

4.2 Colchones para revestimiento

Contenedor de malla hexagonal de alambre torcida, con celdas internas uniformemente repartidas y de altura relativamente pequeña en relación a las otras dimensiones, con aberturas de malla menores a las usadas en los gaviones; los colchones generalmente se usan para revestimiento de canales y protecciones marginales, ver figura 3.

4.3 Malla hexagonal de alambre

Malla que no se deshilvana, hecha a base de girar continuamente pares de alambre para generar tres torsiones y dar forma a las aberturas hexagonales, las cuales después se interconectan a alambres adyacentes, dando origen a las aberturas hexagonales.

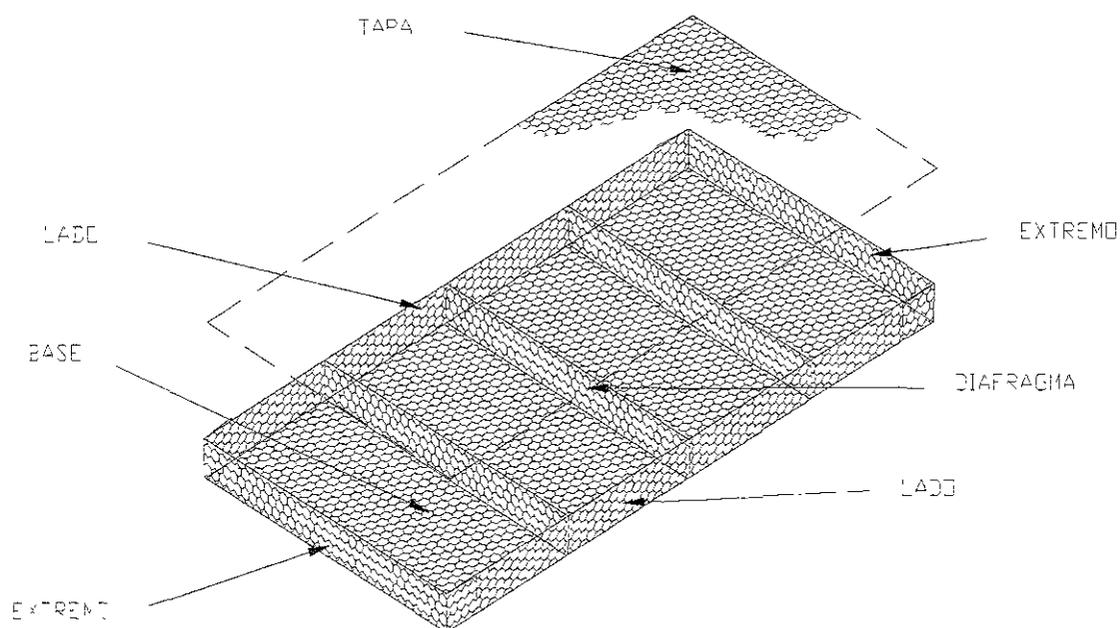


Figura 3.- Colchones para revestimiento.

4.4 Alambre para refuerzo de aristas

Alambre de terminación, usado para bordar la malla de alambre perpendicular a la torsión, envolviendo los alambres de la malla mecánicamente alrededor de éste, por lo menos 2,5 veces o insertando el mismo a través de las torsiones y doblando una sola abertura de malla.

4.5 Alambre para aristas

Alambre de terminación, usado para bordar la malla de alambre paralela a la torsión, tejiéndolo continuamente hacia la malla de alambre.

4.6 Alambre de amarre, para gaviones y colchones para revestimiento

Alambre de acero con recubrimiento metálico o un alambre de acero con recubrimiento metálico revestido de PVC, que se usa para armar e interconectar unidades vacías, cerrar y asegurar unidades llenas de piedras y para atiesadores.

4.7 Sujetadores para traslape, para gaviones

Es una alternativa al método de amarre con alambre usada en operaciones de ligamiento para gaviones y colchones para revestimiento.

4.8 Atiesadores para gaviones.

Alambre de acero con recubrimiento metálico o alambre de acero con recubrimiento metálico revestido de PVC, que se usa para mantener el frente lo más recto posible, conectando el panel de la cara frontal con el panel de la cara trasera de un gavión (el atiesador debe formarse en el sitio de la obra, con alambre del mismo diámetro que el usado para amarres, ver tabla 3.4).

5 ESPECIFICACIONES

5.1 Materiales y fabricación

5.1.1 El alambre usado para la fabricación de malla hexagonal torcida, para usarse en gaviones y colchones para revestimiento, debe cumplir con lo especificado en 5.1.1.1, 5.1.1.2, 5.1.1.3 ó 5.1.1.4, lo

que sea apropiado para el tipo ordenado, excepto que la resistencia a la tensión debe ser conforme a lo indicado en 5.2.1

5.1.1.1 El tipo 1, malla hexagonal torcida, debe fabricarse de alambre de acero con recubrimiento de zinc, conforme a lo especificado en la norma extranjera que se consigue en el apéndice A1.1, para el recubrimiento Clase 3 en condición de revenido.

5.1.1.2 El tipo 2, malla hexagonal torcida, debe fabricarse de alambre de acero con recubrimiento de Zn-5Al-MM, conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.2, para el recubrimiento Clase 80 en condición de revenido.

5.1.1.3 El tipo 3, malla hexagonal torcida, debe fabricarse del mismo tipo de alambre de acero con recubrimiento metálico (tipo 1), con un recubrimiento adicional de PVC extruído sobre el alambre de acero con recubrimiento metálico. El recubrimiento de PVC debe cumplir con las propiedades especificadas en 5.3.2.

5.1.1.3.1 Se permiten los polímeros termoplásticos o modificados así como sus métodos de aplicación, como sustitutos al recubrimientos de PVC, siempre y cuando su funcionamiento sea equivalente a los requisitos de funcionamiento del recubrimiento de PVC.

5.1.1.4 El tipo 4, malla hexagonal torcida, debe fabricarse de alambre de acero con recubrimiento de aluminio conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.3, en la condición de revenido.

5.1.2 El alambre de amarre y los atiesadores deben fabricarse de alambre de acero que tenga el mismo material de recubrimiento al de la malla de alambre (hexagonal torcida), suministrada en el pedido y conforme a lo especificado en las normas que se indican en los apéndices A1.1, A1.2 ó A1.3, con una resistencia a la tensión conforme a lo especificado en 5.2.1.

5.1.3 Los sujetadores para traslape fabricados de alambre de acero con recubrimiento de zinc y de alambre de acero con recubrimiento de aleación zinc- 5% aluminio, deben ser conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.4, para los tipos A, B, o C, de la Clase 3 y con una resistencia a la tensión especificada en 5.2.1. Los sujetadores fabricados de acero inoxidable deben ser conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.5, para el tipo 302 y con una resistencia a la tensión especificada en 5.2.1.

5.1.4 Los gaviones y colchones para revestimiento deben fabricarse con todos sus componentes conectados mecánicamente en las instalaciones del fabricante, con excepción de las tapas de los colchones, las cuales se producen por separado de la base (ver figuras 1, 2 y 3). Los gaviones (ver figuras 1 y 2) y los colchones para revestimiento (ver figura 3) deben suministrarse en forma plegada, ya sea doblados en pacas o en rollos para poder embarcarse.

5.2 Propiedades Mecánicas

5.2.1 Resistencia a la tensión

5.2.1.1 La resistencia a la tensión de la malla hexagonal torcida, el alambre para amarre y los sujetadores, debe ser conforme a lo especificado en las normas extranjeras que se indican en los apéndices A1.1, A1.2, y A1.3, para alambre en la condición de revenido y cuando se ensaye conforme a lo especificado en la norma mexicana NMX-B-172.

5.2.1.2 Sujetadores para traslape.- La resistencia a la tensión de: el alambre de acero con recubrimiento de zinc, el alambre de acero con recubrimiento de zinc-5% aluminio y el alambre de acero con recubrimiento de aluminio para sujetadores, debe ser conforme lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.4 tipo A, B, y C, tablas 2 ó 3. La resistencia a la tensión del alambre de acero inoxidable usado para sujetadores, debe ser conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.5 tipo 302, tabla 2. Cualquier sistema de sujeción debe proporcionar el número de sujetadores para traslape requeridos para cumplir con lo indicado en la tabla 2, conforme a la prueba de resistencia al desprendimiento (ver 9.1.2). El fabricante debe establecer el número de sujetadores para traslape requeridos para todas las conexiones verticales y horizontales para las uniones de una sola canasta o canastas múltiples, y debe incluir las instrucciones adecuadas de como instalar los sujetadores para traslape incluyendo dibujos o fotografías.

5.2.1.3. Resistencia en la unión de malla y panel con panel. - La resistencia mínima de la malla, el alambre para aristas en conexiones de malla, las conexiones panel con panel y la prueba de punzonamiento, cuando se ensayen conforme a lo especificado en 9.1, debe ser lo especificado en la tabla 3.5.

5.3 Propiedades físicas

5.3.1 Recubrimiento metálico

La masa del recubrimiento debe cumplir con lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.1, clase 80, para el recubrimiento de zinc, o con la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.2, clase 80, para el recubrimiento de Zn-5Al-MM, o con la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.3, para el recubrimiento de aluminio.

5.3.2 Recubrimiento de PVC.

Las propiedades iniciales del recubrimiento de PVC deben cumplir los siguientes requisitos:

5.3.2.1 Gravedad específica.- Debe ser de 1,30 a 1,35 cuando se determine conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.6.

5.3.2.2 Resistencia a la tensión.- Debe ser igual o mayor de 20,6 MPa [(2 Kgf/mm²) (2985psi)], cuando se pruebe conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.7.

5.3.2.3 Módulo de elasticidad.- Debe ser igual o mayor de 18,6 MPa [(2 Kgf/mm²) ó (2700 psi)], cuando se obtenga conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.7.

TABLA 3.4- Características de la malla

dimensiones en milímetros (pulgadas)

Características	Gavión		Colchón para revestimiento			
	Recubrimiento		Recubrimiento			
	Metálico	P.V.C	Metálico	P.V.C	Metálico	P.V.C
Tipo de malla	8 por 10		6 por 8		5 por 7	
Abertura de malla	83 x 114 (3.25 x 4.5)	83 x 114 (3.25 x 4.5)	64 x 83 (2.5 x 3.25)	64 x 83 (2.5 x 3.25)	53 x 74 (2.1 x 2.91)	53 x 74 (2.1 x 2.91)
Alambre de la malla	2.7 (0.106)	2.7 (0.106)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)
Alambre para aristas refuerzo	3.4 (0.134)	3.4 (0.134)	2.7 (0.106)	2.7 (0.106)	2.7 (0.106)	2.7 (0.106)
Alambre para amarre	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)
Sujetadores para traslape (2)	3.0 (0.118)	3.0 (0.118)	3.0 (0.118)	3.0 (0.118)	3.0 (0.118)	3.0 (2) (0.118)
Atiesadores: usando alambre para amarre	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)	2.2 (0.087)
Espesor del revestimiento de P.V.C:						
normal	N/A	0.50 (0.02)	N/A	0.50 (0.02)	N/A	0.50 (0.02)
mínimo	N/A	0.38 (0.015)	N/A	0.38 (0.015)	N/A	0.38 (0.015)

Notas:

Todas las dimensiones y diámetros de alambre son valores nominales mínimos.

Los sujetadores para traslape deben ser del mismo material empleado del gavión o colchón o de acero inoxidable conforme a las características que se especifican en la norma extranjera que se indican en el apéndice A1.5

TABLA 3.5- Requisitos de resistencia mínima de la malla y conexiones

Descripción de la prueba	Gaviones con recubrimiento metálico y P.V.C., en kN/m (libras/pie)	Colchones para revestimiento con recubrimiento metálico y P.V.C, en kN/m (libras/pie)
Paralelo a la torsión	42.3 (2900)	33.6 (2300)
Perpendicular a la torsión	20.4 (1400)	13.1 (900)
Conexión a las aristas	17.5 (1200)	10.2 (700)
Conexión panel con panel, usando alambre para amarre o sujetadores para traslape	17.5 (1200)	10.2 (700)
Prueba de punzonamiento, en KN (libras fuerza)	23.6 (5300)	17.8 (4000)

5.3.2.4 Dureza.- Debe tener una dureza Shore de 50 a 60, cuando se pruebe conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.8.

5.3.2.5 Temperaturas de fragilización.- Debe ser igual o menor de 264 K° (-9°C), o una temperatura más baja cuando lo especifique el comprador, cuando se pruebe conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.9.

Nota: La temperatura máxima de fragilización debe ser de por lo menos 281 K° (8°C), por abajo de la temperatura mínima en la cual deben llenarse los gaviones.

5.3.2.6 Resistencia a la abrasión.- El porcentaje de pérdida de masa debe ser menor de 12%, cuando se pruebe conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.10.

5.3.2.7 Exposición en cámara de niebla salina y exposición a la luz ultravioleta

5.3.2.7.1 El PVC no debe mostrar efectos de exposición después de 3000 horas en la cámara de niebla salina, cuando se pruebe conforme a lo especificado en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.11.

5.3.2.7.2 El PVC no debe mostrar efectos de exposición a la luz ultravioleta después de 3000 horas, cuando se use el aparato tipo E y 336 K (63°C), cuando se pruebe conforme a lo especificado en las normas extranjeras que se indica en los apéndices A1.12 y A1.13.

5.3.2.7.3 Evaluación del recubrimiento después de la cámara de niebla salina y de exposición a la luz ultravioleta

Después de la prueba de cámara de niebla salina y de la exposición a la luz ultravioleta, como se especifica en 5.3.2.7.1 y 5.3.2.7.2, el recubrimiento de PVC no debe mostrar grietas ni cambio notable de color, burbujas o desgarres. Además la gravedad específica, resistencia a la tensión, dureza y resistencia a la abrasión, no deben tener cambios mayores de 6%, 25%, 10%, y -10%, respectivamente, con relación a sus valores iniciales.

5.3.2.8 El recubrimiento de PVC no debe mostrar grietas o fracturas después de que los alambres se hayan torcido para la fabricación de la malla.

5.3.3 Resistencia a la niebla salina para sujetadores

Después de realizada la prueba, conforme a lo especificado en 9.1.3.1.1, los sujetadores para traslape, las aristas reforzadas o el alambre de la malla confinada por los sujetadores para traslape, no deben mostrar puntos de oxidación en ninguna de sus partes de la superficie, excluyendo los extremos cortados.

5.4 Dimensiones y tolerancias

5.4.1 El diámetro del alambre con recubrimiento metálico debe cumplir con lo especificado en la tabla 1 y con las tolerancias especificadas en las normas extranjeras que se indican en los apéndices A1.1, A1.2, y A1.3, la que sea aplicable.

5.4.2 El diámetro de un alambre con recubrimiento metálico y el de un alambre de acero inoxidable, usado para la fabricación de sujetadores, debe cumplir con lo especificado en la tabla 1 con las tolerancias especificadas en la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.4.

5.4.3 El espesor mínimo y el nominal del recubrimiento de PVC uniformemente aplicado deben ser los que se indican en la tabla 1.

5.4.4 Los gaviones deben fabricarse con malla tipo 8 por 10, teniendo la malla una abertura nominal de 83 por 114 mm (3,25 por 4,5 pulgadas). Las dimensiones se obtienen tomando las medidas en ángulos rectos hacia el eje central de la abertura de la malla ($D = 83$ mm, ver figura 4), paralelos a la torsión y a lo largo del mismo eje.

5.4.5 Los colchones para revestimiento deben fabricarse con malla tipo 5 por 7 ó malla tipo 6 por 8, teniendo la malla una abertura nominal de 53 por 74 mm ó 64 por 83 mm (2,1 por 2,91 ó 2,5 por 3,25 pulgadas). Las dimensiones se obtienen tomando las medidas en ángulos rectos hacia el eje central de la abertura de la malla ($D = 53$ ó 64 mm, ver figura 4), paralelos a la torsión y a lo largo del mismo eje.

5.4.6 El ancho y la longitud de un gavión, en la condición de fabricación, no deben diferir más del $\pm 5\%$ del tamaño ordenado antes de ser llenado (Los tamaños típicos de los gaviones se muestran en la Tabla 3.7).

5.4.7 El ancho y la longitud de un colchón para revestimiento en la condición de fabricación, no debe diferir más del $\pm 5\%$, y la altura no debe diferir más de $\pm 10\%$ del tamaño ordenado antes de su llenado. (Los tamaños típicos de los colchones para revestimiento se muestran en las Tabla 3.8).

5.4.8 Tolerancias en las aberturas de la malla

Las tolerancias en las aberturas de la malla hexagonal torcida, no deben exceder más de $\pm 10\%$ de la dimensión nominal "D" que se muestra a continuación, tabla 3.6 (figura 4).

Tipo de malla	Dimensión nominal para valores de "D"
5 x 7	53 mm (2.09 pulgadas)
6 x 8	64 mm (2.50 pulgadas)
8 x 10	83 mm (3.25 pulgadas)

Tabla 3.6 Dimensión de "D" dependiendo del tipo de malla.

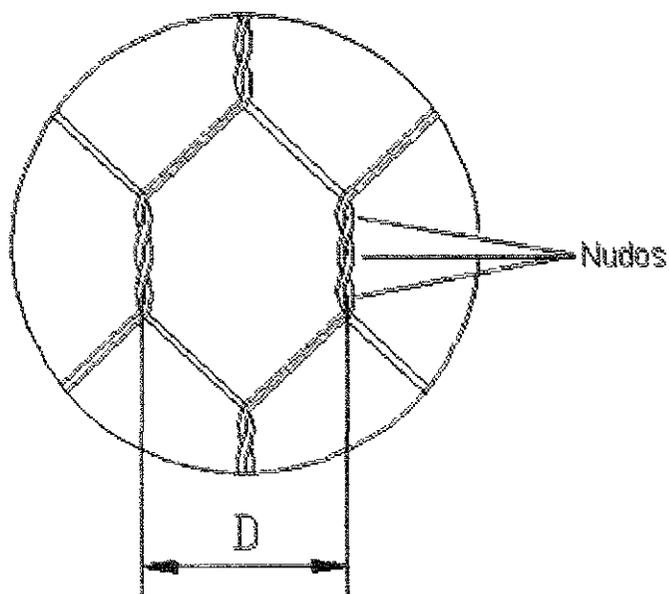


Figura 4.- Dimensión nominal "D" de la abertura de la malla de alambre

TABLA 3.7.- Medidas típicas del gavión.

Longitud, en metros	Ancho, en metros	Altura, en metros	Número de celdas, por pieza	Volumen, en metros cúbicos
1.50	1.00	1.00	---	1.50
2.00	1.00	1.00	2	2.00
3.00	1.00	1.00	3	3.00
4.00	1.00	1.00	4	4.00
1.50	1.00	0.50	---	0.75
2.00	1.00	0.50	2	1.00
3.00	1.00	0.50	3	1.50
4.00	1.00	0.50	4	2.00
1.50	1.00	0.30	---	0.45
2.00	1.00	0.30	2	0.60
3.00	1.00	0.30	3	0.90
4.00	1.00	0.30	4	1.20

TABLA 3.8- Medidas típicas del colchón para revestimiento.

Longitud, en metros	Ancho, en metros	Altura en metros	Número de celdas, por pieza	Volumen, en metros cúbicos
4.00	2.00	0.17	4	1.36
5.00			2	0.17
6.00			2	0.17
4.00	2.00	0.23	4	1.84
5.00	2.00	0.23	5	2.30
6.00	2.00	0.23	6	2.76
4.00	2.00	0.30	4	2.40
5.00	2.00	0.30	5	3.00
6.00	2.00	0.30	6	3.60

5.5 Inspección

A menos que se indique otra cosa en la orden de compra, el fabricante es el responsable de realizar la inspección y pruebas especificadas en esta norma. El fabricante, puede usar sus propias instalaciones o cualquier otra para efectuar las pruebas e inspección, a menos que el comprador no lo apruebe en la orden de compra. El comprador, bajo su propio costo, puede realizar cualquier inspección y pruebas especificadas en esta norma, cuando lo considere necesario para asegurarse que el material cumple lo especificado.

5.6 Certificado

Cuando se señale en la orden de compra, el fabricante debe proporcionarle al comprador un certificado de que el material cumple con lo especificado en esta norma.

6 EJECUCIÓN DEL TRABAJO

6.1 Cuando se fabrique alambre del grado y calidad apropiada, como se especifica en esta norma, debe dar como resultado un producto fuerte y utilizable para el tipo de malla, la cual debe tener aberturas substancialmente uniformes. Deben fabricarse y tener un buen acabado conforme a una buena práctica de fabricación, ésto se determina mediante inspección visual, y deben cumplir con lo especificado en esta norma.

7 MUESTREO

7.1 Las muestras para determinar las propiedades físicas y mecánicas de la malla de alambre torcida deben ser conforme a lo especificado en el capítulo 9.

7.2 Las muestras para determinar las propiedades físicas y mecánicas del alambre de acero con recubrimiento empleado para la malla, alambre para amarre y atiesadores, deben de seleccionarse al azar de los rollos de alambre usados para su fabricación.

8 NÚMERO DE PRUEBAS

8.1 Deben realizarse un mínimo de tres pruebas para cada una de las siguientes propiedades: resistencia de la malla de alambre de acero con recubrimiento metálico paralela a la torsión, perpendicular a la torsión, conexión de la malla de alambre de acero a las aristas, y la prueba de punzonamiento. Se requiere de una repetición de prueba para la resistencia y para la prueba en las conexiones, anteriormente mencionadas, cuando ocurran cambios en las características físicas de los elementos de la malla. Para alambre de acero con recubrimiento metálico y con recubrimiento de PVC, se aplican los mismos requisitos de la malla de alambre de acero con recubrimiento metálico. Los resultados de las tres pruebas deben cumplir con lo especificado en la tabla 3.5.

8.2 La resistencia a la tensión, la masa del recubrimiento metálico y el espesor del recubrimiento de PVC, en el alambre de acero con recubrimiento metálico usado en la fabricación de la malla, alambre para amarre, atiesadores y sujetadores, deben de certificarse por los fabricantes del alambre de acero para dar cumplimiento a lo especificado en las secciones 5.1 y 5.2 y tabla 3.4, para cada uno de los lotes por embarcarse a las instalaciones de los fabricantes de gaviones.

9 MÉTODOS DE PRUEBA.

9.1 Propiedades mecánicas.

9.1.1 Resistencia a la Tensión.- Las probetas de la malla de alambre deben ser representativas de las utilizadas en el campo, así como de los materiales, geometría de la malla y procedimiento constructivo. Deben ser también lo suficientemente grandes, para minimizar los efectos de variación. El ancho de la probeta no debe ser menor de siete veces dicha abertura, ni la longitud debe ser menor de catorce veces la abertura de la malla. Las pruebas deben efectuarse con la carga aplicada paralela a los ejes de la torsión y repetirse por separado en una probeta con la carga aplicada perpendicularmente a dicho eje.

9.1.1.1 El aparato debe sujetar al alambre, de tal manera que permita que la falla ocurra por lo menos a una distancia igual a una abertura de malla de los puntos de sujeción. Si una falla ocurre, en un alambre, y ésta conduce directamente al punto de sujeción, debe descartarse esa probeta y no incluirse en el informe de pruebas.

9.1.1.2 Insertar el alambre en las mordazas de la máquina de prueba. El sistema de sujeción debe ser ajustable y libre de deslizamientos axiales, de tal manera que los alambres sujetos mantengan la geometría de la malla, similar a la que se usa en campo. Los alambres deben fijarse de tal manera que se eliminen las fallas en las mordazas. Estas pueden dejarse sueltas hasta que se aplique la precarga, para permitir que los alambres se ajusten. Luego debe aplicarse la carga a una velocidad uniforme que no exceda el 50% ni el 3% de la resistencia última por segundo de la malla (ver tabla 2). La carga debe tomarse inicialmente como una precarga del 20% de la resistencia mínima especificada, debiendo en ese momento pararse el viaje del cabezal de la máquina. Las dimensiones de la malla deben anotarse en ese instante y tomarse como las dimensiones iniciales de la probeta. Después debe continuarse con la aplicación de la carga de manera uniforme con incrementos del 10% de la resistencia mínima especificada, hasta que ocurra la primera fractura o un alambre en el sistema se suelte. Puede pararse el viaje del cabezal de la máquina, en cada incremento de carga o cuando ocurra un incidente durante la prueba, con el fin de anotar la información pertinente tal como: carga, tipo de fractura, geometría resultante de la malla y alargamiento, así como la reducción en el diámetro del alambre.

La distorsión de la malla o cambios en longitud deben medirse con exactitud y redondearse al 0.5% del alargamiento alcanzado. Los resultados de las pruebas deben ser de acuerdo con los requisitos mostrados en la tabla 2.

9.1.2 Prueba al desprendimiento

Deben montarse un juego de paneles unidos, los cuales se preparan con el mismo método que se especifica para la prueba de cámara salina (sin exposición de 48 horas), a una máquina de tensión con mordazas que sujeten firmemente los paneles a todo lo ancho. Las mordazas deben diseñarse para que únicamente transmitan fuerzas de tensión. La carga debe aplicarse a una velocidad uniforme que no exceda 220 N/s [(50 libras/s) ó (22 kg/s)], hasta que ocurra la falla. Ésta ocurre cuando se alcanza la carga máxima y se observe una caída en la resistencia con las subsecuentes cargas, o cuando la abertura entre los dos alambres de las aristas más cercanos, para un sujetador confinando a dos o a cuatro alambres para aristas, sea mayor de 50 mm (2 pulgadas), en cualquier punto a lo largo del ancho del panel. La resistencia de los paneles unidos al momento de la falla debe ser la que se indica en la tabla 3.4.

9.1.3 Prueba de cámara de niebla salina

9.1.3.1 Deben unirse entre sí dos paneles iguales para gavión, cada uno con un ancho de 10,5 veces la abertura de la malla a lo largo del alambre para arista, con la instalación adecuada de sujetadores para traslape de alambre a lo largo de las dos aristas, para que así cada uno de los sujetadores para traslape confinen dos de las aristas y dos alambres de malla. Un sujetador adecuadamente instalado debe reunir los siguientes requisitos:

9.1.3.1.1 Cada sujetador de tipo traslape, debe estar cerrado y los extremos libres del sujetador, deben traslaparse como mínimo 25,4 mm. (1 pulgada). El par de paneles unidos, debe someterse a la prueba de cámara niebla salina, conforme a la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.11, por un periodo no menor de 48 horas \pm 1 hora de duración del ciclo.

9.1.4 Prueba de punzonamiento.

Una sección sin cortes de 1,82 m (6 pies) de longitud (sin refuerzo en las aristas) y no menor de 0,91 m (3 pies) de ancho (con aristas reforzadas), incluyendo todas las conexiones en las aristas reforzadas, debe tener los extremos firmemente sujetos 0,91 m (3 pies) a lo largo del ancho de la muestra. Cuando el ancho de la sección a probarse exceda de 0,91 m (3 pies), las mordazas deben centrarse a lo largo del ancho, permitiendo así que el ancho excedente caiga libremente en ambos lados de la sección sujeta. La muestra debe someterse a una fuerza de tensión de magnitud suficiente para causar el 10% de alargamiento de la sección de la muestra que está entre las mordazas. Después del alargamiento y durante la sujeción de la muestra, como se describió anteriormente (o de otra manera, sin soporte), la sección debe someterse a una carga aplicada a una área de 900 cm² (1 pie²), la cual debe estar aproximadamente al centro de la sección de la muestra, entre las mordazas y perpendicular a la dirección de la fuerza de tensión. La muestra debe soportar, sin rupturas en cualquiera de sus alambres o de aberturas en cualquiera de los sujetadores de la malla, una carga real aplicada mediante un martinete circular a una velocidad como la indicada en 9.1.2, igualando o excediendo los valores que se indican en la tabla 2. La cabeza del martinete utilizada en la prueba debe ser circular, con un diámetro de 305 mm (12 pulgadas) y debe tener las orillas biseladas o redondeadas para evitar cortes en los alambres.

9.2 Masa del recubrimiento metálico.

La masa del recubrimiento debe determinarse conforme a lo especificado en la norma mexicana NMX-H-014 o conforme a la norma extranjera que se indica en el apéndice A1.14 ó A1.15

9.3 Espesor del recubrimiento de PVC.

9.3.1 El espesor del recubrimiento de PVC debe determinarse en una pieza, de un alambre removido de una malla, seleccionada al azar.

9.3.1.2 Debe medirse con un micrómetro el diámetro del alambre de acero con recubrimiento metálico y con recubrimiento de PVC. Se determina el espesor del recubrimiento de PVC desprendiéndolo del alambre y se mide el diámetro resultante con un micrómetro. El espesor del recubrimiento es la diferencia entre el diámetro del alambre de acero con recubrimiento metálico y con recubrimiento de PVC y el diámetro medido del alambre con recubrimiento metálico, dividido entre dos. (Este valor debe ser el indicado en la tabla 3.4). Cuando se desprenda el recubrimiento de PVC, debe tenerse cuidado de no desprender superficie metálica.

10 MARCADO Y EMBALAJE

10.1 Marcado.

Para identificar las medidas y tipos de gaviones así como de colchones para revestimiento, éstos, previo acuerdo entre fabricante y comprador, pueden marcarse con franjas en diferentes colores con el fin de facilitar su rápida identificación.

10.2 Embalaje.

Para facilitar las maniobras así como la carga y el transporte, los gaviones y colchones para revestimiento se suministran doblados y agrupados en pacas (ver tabla 3.9 y 3.10).

Tabla 3.9- Medidas típicas de los gaviones con diafragmas.

Medidas			Volumen	Diafragmas
Longitud	Ancho	Altura		
m	m	m	m ³	número
1.50	1.00	1.00	1.50	---
2.00	1.00	1.00	2.00	1
3.00	1.00	1.00	3.00	2
4.00	1.00	1.00	4.00	3
1.50	1.00	0.50	0.75	---
2.00	1.00	0.50	1.00	1
3.00	1.00	0.50	1.50	2
4.00	1.00	0.50	2.00	3
1.50	1.00	0.30	0.45	---
2.00	1.00	0.30	0.60	1
3.00	1.00	0.30	0.90	2
4.00	1.00	0.30	1.20	3

Tabla 3.10- Medidas típicas de los colchones.

Medidas			Área	Diafragmas
Longitud	Ancho	Altura		
m	m	m	m ²	número
4.00	2.00	0.17	8.00	3
5.00	2.00	0.17	10.00	4
6.00	2.00	0.17	12.00	5
4.00	2.00	0.23	8.00	3
5.00	2.00	0.23	10.00	4
6.00	2.00	0.23	12.00	5
4.00	2.00	0.30	8.00	3
5.00	2.00	0.30	10.00	4
6.00	2.00	0.30	12.00	5

11 APÉNDICE

11.1 Datos para el pedido

En la orden de compra deben incluirse, como mínimo, los siguientes datos:

Cantidad (número de unidades), como se muestra en el plano.

Tipo de producto (gavión o colchón para revestimiento).

Tamaño (longitud x ancho x altura).

Tipo de recubrimiento, incluyendo el tipo específico a suministrar, ver inciso 3

Designación de esta norma.

Requisitos especiales.

Certificado, si se requiere.

Ejemplo:

100 gaviones de 2 x 1 x 1 m (6 x 3 x 3 pies), 100 colchones de 4 x 2 x 0.23 m (12 x 6 x 0.75 pies) y 100 tapas de 4 x 2 m (12 x 6 pies), como se muestra en los planos (conforme al proyecto); tipos 1, 2, 3, ó 4, con los sujetadores para traslape requeridos o alambre para amarre y atiesadores conforme a la norma mexicana NMX-B-085-SCFI-1999.

12 BIBLIOGRAFÍA

ASTM A 975-1997 Standard specification for double-twisted hexagonal mesh gabions andrevet mattresses (metallic-coated steel wire or metallic-coated steel wire with poly vinyl chloride (PVC) coating).

13 CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Esta norma no concuerda con ninguna norma internacional por no existir referencia en el momento de su elaboración.

APÉNDICE.

A1 En tanto no se elaboren las normas mexicanas correspondientes, deben consultarse las siguientes normas extranjeras:

- A1.1 ASTM A 641 Specification for zinc-coated (galvanized) carbon steel wire.
A1.2 ASTM A 856/A 856M Specification for zinc-5% aluminum mischmetal alloy-coated carbon steel wire.
A1.3 ASTM A 809 Specification for aluminum-coated (aluminized) carbon steel wire.
A1.4 ASTM A 764 Specification for metallic coated carbon steel wire, coated at size and draw to size for mechanical springs.
A1.5 ASTM A 313 Specification for chromium-nickel stainless and heat-resisting steel spring wire.
A1.6 ASTM D 792 Test methods for specific gravity (relative density) and density of plastics by displacement.
A1.7 ASTM D 412 Test methods for vulcanized rubber and thermoplastic rubbers and thermoplastic elastomers-tension.
A1.8 ASTM D 2240 Test method for rubber property-durometer hardness.
A1.9 ASTM D 746 Test method for brittleness temperature of plastics and elastomers by impact.
A1.10 ASTM D 1242 Test methods for resistance of plastic materials to abrasion.
A1.11 ASTM B 117 Test method of salt spray (fog) testing.
A1.12 ASTM D 1499 Practice for operating light-and water-exposure apparatus (carbon-arc type) for exposure of plastics.
A1.13 ASTM G 23 Practice for operating light-exposure apparatus (carbon-arc type) with and without water for exposure of nonmetallic materials.
A1.14 ASTM A 90/ A -90M Test method for weight (mass) of coating on iron and steel articles with zinc or zinc-alloy coating.

4 Diseño de muros de gaviones usando el programa GAWACWIN 1.0

En la actualidad hay una infinidad de herramientas de cálculo que ayudan a la solución de problemas en ingeniería, agilizando los cálculos y permitiendo el análisis de diferentes opciones de solución.

4.1 Problemática.

En este capítulo se van a diseñar muros de gaviones usando el programa GAWACWIN 1.0, para un problema real, el cual fue ocasionado por las lluvias que se presentaron los días 27, 28, y 29 de septiembre del año 2000, en la obra Las Choapas-Ocozocuautla en el estado de Veracruz, carretera Las Choapas -Raudales-Ocozocuautla. En el tramo Km. 0+000 al Km. 80+000, subtramo Km. 0+000 al Km. 25+000, origen en el Km. 21+370, carretera Coatzacoalcos – Villahermosa.

Carretera: Las Choapas – Ocozocuautla.

Tramo: Las Choapas – Raudales.

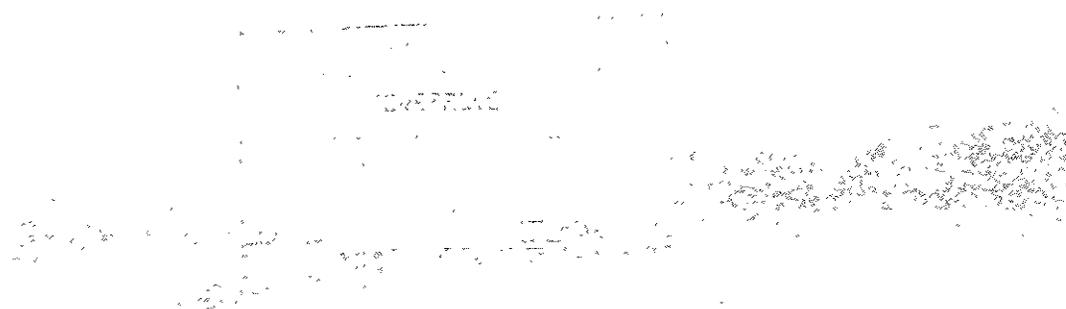


Foto 1. Letrero informativo de la construcción de la carretera.

En la fotografía se presentan los daños ocasionados por las lluvias.



Foto 2. Km. 16+690, vista hacia adelante, aspecto que muestra el derrumbe de la pared del corte del lado derecho.

4.2 Datos del problema.

Se proporcionan las características de los materiales que conforman la estructura de contención, el terreno existente, y el material a contener, para el análisis del muro.

La roca para el relleno del muro es propia del lugar, la cual es una roca sana, de buen peso volumétrico. A continuación se describen los valores que se requieren para el diseño del muro.

4.2.1 Datos para los Análisis y resultados.

A continuación se presentan los análisis y los resultados para la solución del problema, el cual aparece en la fotografía.

Carretera Coatzacoalcos-Villahermosa Km. 16+690 derrumbe de la pared del corte lado derecho (foto 2).

4.2.2 Datos sobre el muro:

Inclinación del muro : 6.00 grados
Peso específico de las piedras : 2.60 ton/m³
Porosidad de los gaviones : 30.00%
Geotextil en el terraplén : No
Geotextil en la base : No
Malla y diámetro del alambre : 8 x 10, ϕ 2.70 mm

Capa	Largo (m)	Altura(m)	Distancia(m)
1	2.00	1.00	--
2	1.50	1.00	0.50
3	1.50	1.00	1.00

4.2.3 Datos sobre el suelo del terraplén.

Inclinación del primer trecho. : 30.00 grad0s
Largo del primer trecho : 10.00m
Inclinación del segundo trecho : 0.00 grados
~~Peso~~ específico del suelo : 1.80 ton/m³
Ángulo de fricción interna del suelo : 32.00 grados
Cohesión del suelo : 0.00 ton/m²

Capas adicionales en el terraplén.

Capa	Altura inicial (m)	Inclinación (grados)	Peso específico (ton/m ³)	Cohesión (ton/m ²)	Ángulo de fricción interna (grados)
0	0	0.00	0	0.00	0.00

4.2.4 Datos sobre la cimentación.

Profundidad de la cimentación : 0.50 m
Largo horizontal en la cimentación : 10.00 m
Inclinación de la cimentación : 0.00 grados
Peso específico del suelo : 1.80 tno/m³
Ángulo de fricción interna del suelo : 32.00 grados
Cohesión del suelo : 0.00 ton/m²

4.2.5 Datos sobre el nivel freático.

No hay.

4.2.6 Datos las sobrecargas.

No hay.

4.2.6 Datos sobre efectos sísmicos.

Coefficiente Horizontal : 0.00

Coefficiente Vertical : 0.00

4.3 Resultados de los análisis de estabilidad.

4.3.1 Empuje Activo y Pasivo.

Empuje Activo	:	3.83 ton/m
Punto de aplicación con referencia al eje X	:	2.09 m
Punto de aplicación con referencia al eje Y	:	0.79 m
Dirección del empuje con referencia al eje X	:	26.00 grados

Empuje pasivo	:	0.73 ton/m
Punto de aplicación con referencia al eje X	:	0.02 m
Punto de aplicación con referencia al eje Y	:	0.17 m
Dirección del empuje con referencia al eje X	:	0.00 grados

4.3.2 Deslizamiento.

Fuerza normal en la base	:	10.10 ton/m
Punto de aplicación con referencia al eje X	:	1.15 m
Punto de aplicación con referencia al eje Y	:	-0.12 m
Fuerza de corte en la base	:	1.67 ton/m
Fuerza resistente en la base	:	7.14 ton/m
Coefficiente de seguridad contra el deslizamiento	:	2.98

4.3.3 Volteo.

Momento activo	:	2.71 ton/m ²
Momento resistente	:	14.46 ton/m ²
Coefficiente de seguridad contra el Volteo	:	5.34

4.3.4 Presiones actuantes en la cimentación.

Excentricidad	:	- 0.15 m
Esfuerzo normal a la izquierda	:	2.87 ton/m ²
Esfuerzo normal a la derecha	:	7.38 ton/m ²
Máximo esfuerzo aceptable en la cimentación	:	18.35 ton/m ²

4.3.5 Estabilidad global.

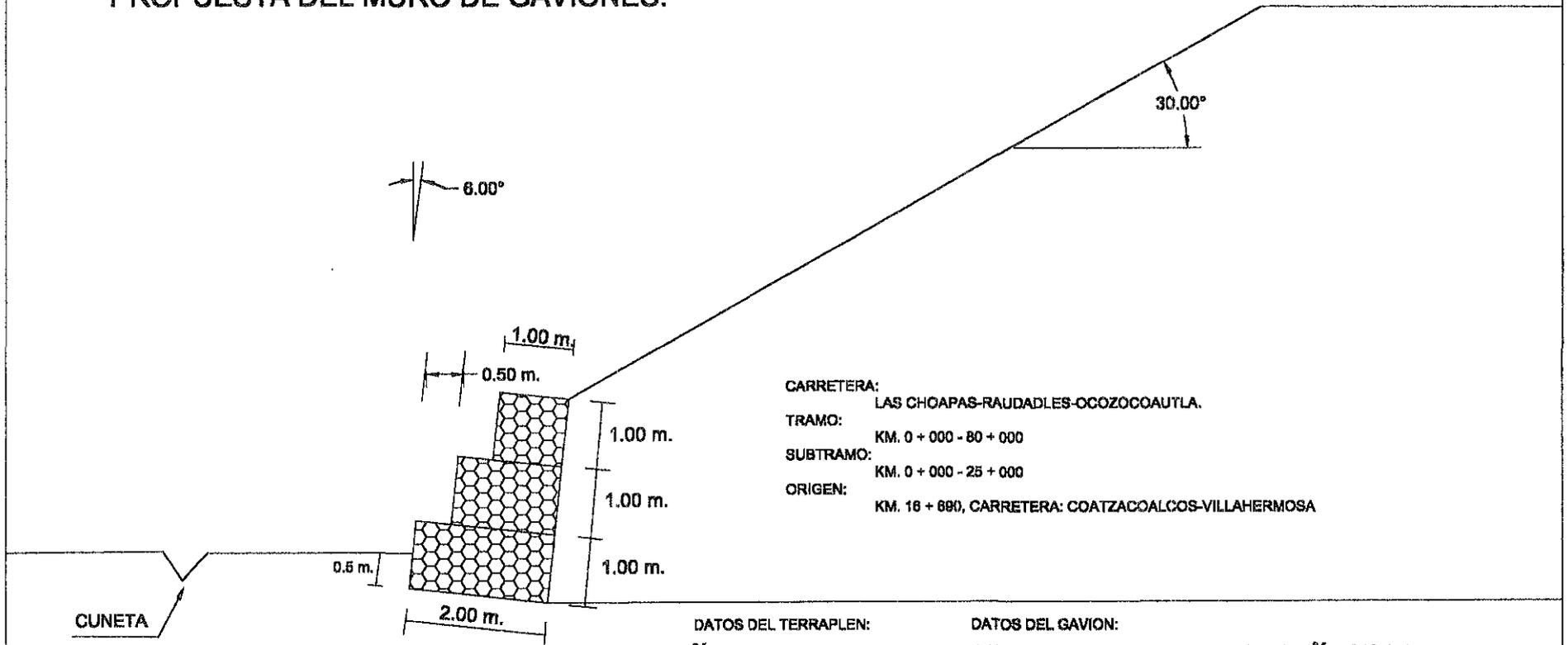
Centro del arco con referencia al eje X	:	-0.20 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	13.25 m
Radio del arco	:	13.73 m
Número de superficie analizadas	:	41
Coefficiente de seguridad contra la falla global	:	1.47

4.3.6 Estabilidad interna.

Capa	H m	N ton/m	T ton/m	M ton/m ²	τ Máx. ton/m ²	τ Adm. ton/m ²	σ Máx ton/m ²	$ \sigma$ Adm. ton/m ²
1	1.99	5.43	0.97	4.67	0.65	4.60	3.16	
2	0.99	2.04	0.17	1.11	0.17	3.47	1.87	61.00

LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA.

KM. 16 + 690, VISTA HACIA ADELANTE
PROPUESTA DEL MURO DE GAVIONES.



CARRETERA: LAS CHOAPAS-RAUDADLES-OCOZOCOAUTLA.
 TRAMO: KM. 0 + 000 - 80 + 000
 SUBTRAMO: KM. 0 + 000 - 25 + 000
 ORIGEN: KM. 16 + 690, CARRETERA: COATZACOALCOS-VILLAHERMOSA

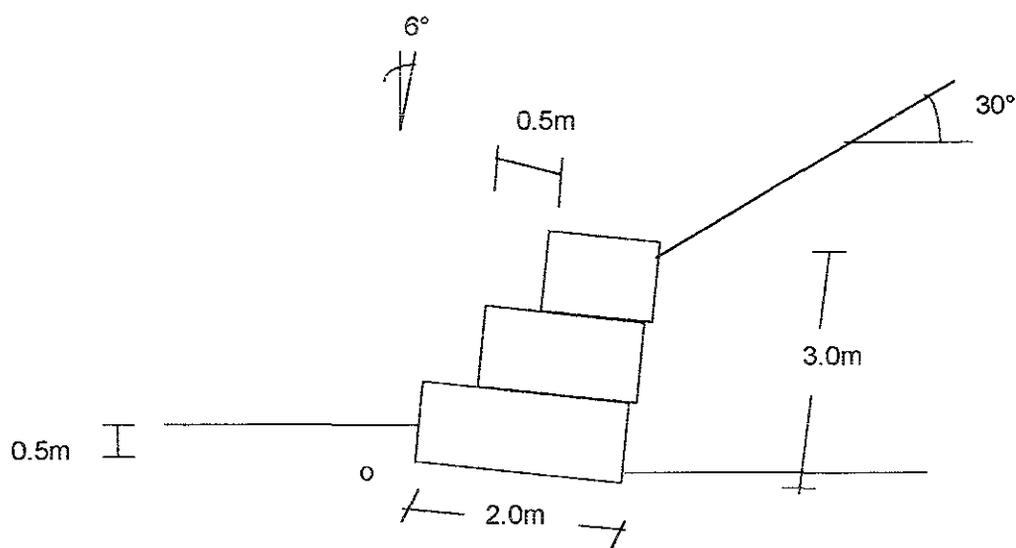
DATOS DEL TERRAPLEN:

$\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$
 $\phi = 32^\circ$
 $c = 0.00 \text{ t/m}^3$
 $s = 30.00^\circ$

DATOS DEL GAVION:

PESO ESPECIFICO DE LA PIEDRA DE RELLENO: $\gamma_p = 2.60 \text{ t/m}^3$
 POROSIDAD: $n = 0.30$
 MALLA Y DIAMETRO DEL ALAMBRE: 8 X 10, $\phi 2.70 \text{ mm}$.
 INCLINACION DEL MURO: 6.00°

4.4 Revisión del muro analizado por el programa.



Datos del muro:

Inclinación del muro $\alpha = 6^\circ$

Altura del muro $h = 3.00$ m.

Ancho de la cimentación $B = 2.00$ m.

Peso específico de la piedra $\gamma_p = 2.60$ t/m³

Porosidad del gavión $n = 0.3$

Malla y diámetro del alambre: $8 \times 10, \phi 2.70$ mm.

Datos del suelo del terraplén.

Ángulo del talud $\varepsilon = 30^\circ$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1.80$ t/m³.

Ángulo de fricción del suelo $\phi = 32^\circ$.

El ángulo δ de fricción sobre la superficie de empuje se asume para los muros en gaviones igual

a ϕ , $\phi = \delta$.

Cohesión $c = 0$ t/m²

SOLUCIÓN.

Por estar del lado de la seguridad no se tiene en cuenta el empuje pasivo cuesta abajo, debido a la profundidad de la cimentación.

La altura del empuje resulta ser:

$$H = h \cdot \cos\alpha$$

$$H = 3 \cdot \cos 6$$

$$H = 2.98m.$$

El peso del muro es:

$$P = \gamma_p \cdot (1 - n) \cdot A$$

A es el área del muro por el ancho unitario.

$$A = 2 \times 1 + 1.5 \times 1 + 1 \times 1 = 4.50m^2.$$

$$P = 2.60 \cdot (1 - 0.3) \cdot 4.50 = 8.19t/m$$

El muro de contención será calculado como una estructura a gravedad y por lo tanto el plano de empuje resulta ser en el intradós del muro:

$$\beta = 90 + \alpha = 96^\circ$$

Cálculo del empuje activo

El coeficiente de presión activa resulta ser para escalonamiento hacia fuera:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

$$k_a = 0.48$$

El empuje activo resulta ser:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot k_a$$

Sustituyendo valores.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot (1.8) \cdot (2.98)^2 \cdot (0.48) = 3.83t/m$$

Las componentes horizontal y vertical del empuje activo resultan ser:

$$E_{ah} = E_a \cos(90 + \delta - \beta)$$

$$E_{av} = E_a \sen(90 + \delta - \beta)$$

Sustituyendo valores

$$E_{ah} = 3.83 \cdot \cos(90 + 32 - 96) = 3.44t/m$$

$$E_{av} = 3.83 \cdot \sen(90 + 32 - 96) = 1.67t/m$$

Cálculo de las coordenadas del centro de gravedad del muro, tomando como punto de referencia el punto "o" serán:

$$X_g = \frac{\sum \bar{x} \cdot A}{A_T}$$

$$Y_g = \frac{\sum \bar{y} \cdot A}{A_T}$$

$$X_g = 1.19m.$$

$$Y_g = 1.28m.$$

Teniendo en cuenta la inclinación del muro se transforman en:

$$X_{gm} = X_g \cdot \cos\alpha + Y_g \cdot \sen\alpha$$

$$Y_{gm} = -X_g \cdot \sen\alpha + Y_g \cdot \cos\alpha$$

$$X_{gm} = 1.32m.$$

$$Y_{gm} = 1.15m.$$

Verificación de la seguridad contra el volteo.

Cálculo del momento actuante

$$M_a = E_{ah} \cdot d$$

$$d = \frac{H}{3} - B \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

$$d = 0.79m.$$

$$M_a = 3.44 \cdot (0.79) = 2.7t/m.$$

Cálculo del momento resistente

$$M_R = E_a \cdot s + P \cdot s'$$

s es la distancia horizontal entre el punto de volteo "o" y el punto de aplicación del empuje activo.

s' es la distancia horizontal entre el punto de volteo "o" y el punto de aplicación del peso propio del muro.

$$s = B \cdot \operatorname{cos} \alpha - \frac{1}{\tan \beta}$$

$$s = 2.09m.$$

$$s' = X_{gm}$$

$$s' = 1.32m.$$

$$M_R = 1.67 \cdot (2.09) + 8.19 \cdot (1.2) = 14.30t/m.$$

El factor de seguridad contra el volteo es:

$$F_{SV} = \frac{M_R}{M_a}$$

$$F_{SV} = \frac{14.30}{2.70} = 5.30$$

Verificación de la seguridad contra el deslizamiento.

Por estar del lado de la seguridad no se tiene en cuenta el empuje pasivo cuesta abajo, debido a la profundidad de la cimentación.

Cálculo de la fuerza actuante

$$F_a = E_{ah} \cdot \cos \alpha$$

$$F_a = 3.44 \cdot \cos 6 = 3.42t/m.$$

Cálculo de la fuerza resultante

$$F_R = f \cdot N + c \cdot B + E_p \cos \delta$$

f es el coeficiente de fricción.

$$f = \tan \delta$$

$$c = 0 \text{ t/m}^2$$

$$F_R = f \cdot N$$

$$N = (P + Pc + E_{av}) \cos \alpha + (P + Pc + E_{ah}) \sin \alpha$$

Pc es el peso del terreno entre la cimentación y el plano horizontal.

$$P_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (B \cos \alpha) \cdot (B \sin \alpha)$$

$$P_c = 0.37$$

$$N = 10.17 + 1.07 = 11.24t/m$$

$$F_R = 11.24 \cdot \tan 32 = 7.03t/m$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$F_{SD} = \frac{F_R}{F_a}$$

$$F_{SD} = \frac{7.03}{3.40} = 2.07$$

Verificación de la capacidad de carga en la cimentación.

Cálculo de la fuerza normal y tangencial.

$$N = (P + Pc + E_{av})\cos\alpha + (P + Pc + E_{ah})\operatorname{sen}\alpha$$

$$N = 10.17 + 1.07 = 11.24t/m$$

$$T = E_{ah} \cdot \cos\alpha - (P + E_{av})\operatorname{sen}\alpha$$

$$T = 2.37t/m$$

la excentricidad es igual a:

$$e = \frac{B}{2} - d$$

" d " es la distancia entre el punto de aplicación de la normal N y el canto inferior izquierdo de la base, M_R y M_a son los momentos resistente y actuante respectivamente.

$$d = \frac{M_R - M_a}{N}$$

$$d = \frac{14.30 - 2.70}{11.24} = 1.03$$

$$e = \frac{2}{2} - 1.03 = -0.03m.$$

Se cumple que la excentricidad $e \leq \frac{B}{6}$ por lo tanto el esfuerzo máximo y mínimo valen

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 5.08t/m^2$$

$$\sigma_{\min} = 6.16t/m^2$$

Presión máxima en la base de la cimentación

$$p_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$q = z \cdot \gamma_s$$

$$q = 0.5 \cdot (1.8) = 0.9t$$

$$c = 0 \text{ t/m}^2$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2N}$$

$$i_q = 1 - \frac{2.37}{2 \cdot (11.24)} = 0.89$$

$$i_\gamma = i_q^2 = 0.80$$

$$d_c = d_q = 1 + 0.35 \frac{z}{B}$$

$$d_c = d_q = 1 + 0.35 \frac{0.5}{2} = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

$$N_c = \frac{23.18 - 1}{\tan 32} = 35.49$$

$$N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 1.8 \cdot (23.18 - 1) \cdot \tan 32 = 24.95$$

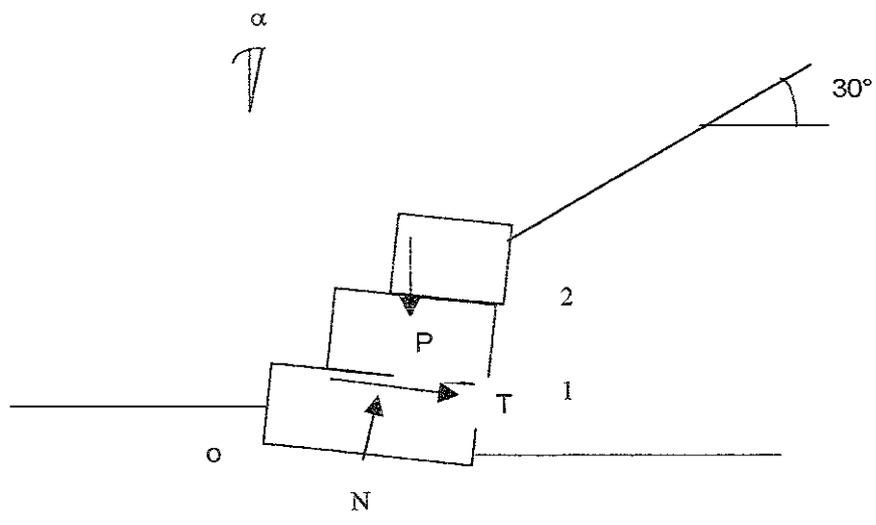
$$p_{\text{lim}} = 0.9 \times 2318 \times 1.09 \times 0.89 + \frac{1}{2} \times 1.8 \times 2 \times 2495 \times 1 \times 0.8 = 5617 \cdot t/m^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{P_{lim}}{3}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{56.17}{3} = 18.72 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{\text{max}}$$

Análisis de la estabilidad interna.



Los valores admisibles para los esfuerzos cortantes y normales son:

$$\tau_{adm} = N \cdot \tan \varphi^* + c_g$$

$$\sigma_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30$$

$$\varphi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ$$

$$c_g = 0.3 \cdot P_u - 0.5$$

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n)$$

Pu se toma de las tablas 3.7 y 3.3 del capítulo 3, dependiendo de la malla y del tamaño del gavión.

Para la malla 8 x 10, φ 2.70 mm, carga de falla = 4.5 t/m.

$$P_u = 10.30 \text{ Kg/m}^3$$

$$c_g = 0.3 \times 1030 - 0.5 = 259 / m^3$$

$$\gamma_g = 2.60 (1 - 0.3) = 1.82 / m^3$$

$$\varphi^* = 25 \cdot 1.82 - 10 = 355^\circ$$

Los esfuerzos cortante y normal máximo valen:

$$\tau_{\max} = \frac{T}{B}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{2 \cdot d}$$

$$d = \frac{H}{3} - B \operatorname{sen} \alpha$$

B , d , T , N , P y E_o varían dependiendo del bloque analizado.

$$P = \gamma_s \cdot (A)$$

A es el área de los bloques analizados.

Bloque	H (m)	N (t/m)	T (t/m)	τ_{\max} (t/m ²)	τ_{adm} (t/m ²)	σ_{\max} (t/m ²)	σ_{adm} (t/m ²)
1	1.99	5.36	1.19	0.79	6.41	5.25	61.00
2	0.99	2.08	0.22	0.22	4.07	4.73	61.00

Para el bloque uno:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot (1.8) \cdot (1.99)^2 \cdot (0.48) = 1.71 \text{ t/m}$$

Las componentes horizontal y vertical del empuje activo resultan ser:

$$E_{ah} = 1.71 \cdot \cos(90 + 32 - 96) = 1.70 \text{ t/m}$$

$$E_{av} = 1.71 \cdot \operatorname{sen}(90 + 32 - 96) = 0.18 \text{ t/m}$$

El peso de la estructura vale

$$P = 2.60 \cdot (1 - 0.3) \cdot 2.5 = 4.55 \text{ t/m}$$

Las componentes normal y tangencial son las siguientes

$$N = (P + E_{av}) \cos \alpha + (P + E_{ah}) \operatorname{sen} \alpha$$

$$N = 5.36 \text{ t/m}$$

$$T = E_{ah} \cdot \cos \alpha - (P + E_{av}) \operatorname{sen} \alpha$$

$$T = 1.19 \text{ t/m}$$

esfuerzos cortante y normal máximos y admisibles son

$$\sigma_x = \frac{1.19}{1.50} = 0.79 t / m^2$$

$$\sigma_m = 5.36 \tan 55 + 2.59 = 6.41 t / m^2$$

$$= \frac{1.99}{3} - 1.5 \cdot \text{sen} 6^\circ = 0.51$$

$$\sigma_{\max} = \frac{5.36}{2 \cdot (0.51)} = 5.25 t / m^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 50 \cdot (1.82) - 30 = 61.00 t / m^2$$

para el bloque dos:

$$\bar{E}_a = \frac{1}{2} \cdot (1.8) \cdot (0.99)^2 \cdot (0.48) = 0.42 t / m$$

Las componentes horizontal y vertical del empuje activo resultan ser:

$$E_{ah} = 0.42 \cdot \cos(90 + 32 - 96) = 0.42 t / m$$

$$E_{av} = 0.42 \cdot \text{sen}(90 + 32 - 96) = 0.044 t / m$$

El peso de la estructura vale

$$P = 2.60 \cdot (1 - 0.3) \cdot 1 = 1.82 t / m$$

Las componentes normal y tangencial son las siguientes

$$N = (P + E_{av}) \cos \alpha + (P + E_{ah}) \text{sen} \alpha$$

$$N = 2.08 t / m$$

$$T = E_{ah} \cdot \cos \alpha - (P + E_{av}) \text{sen} \alpha$$

$$T = 0.22 t / m$$

Los esfuerzos cortante y normal máximos y admisibles son

$$\tau_{\max} = \frac{0.22}{1} = 0.22 t / m^2$$

$$\tau_{\text{adm}} = 2.08 \tan 55 + 2.59 = 4.07 t / m^2$$

$$d = \frac{0.99}{3} - 1.0 \cdot \text{sen}6^\circ = 0.22$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2.08}{2 \cdot (0.22)} = 4.73 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 50(1.82) - 30 = 6100 \text{ t/m}^2$$

Análisis de la estabilidad global.

Análisis de la estabilidad global por el método de dovelas.

$$\Delta L_n = \frac{bn}{\cos \alpha_n}$$

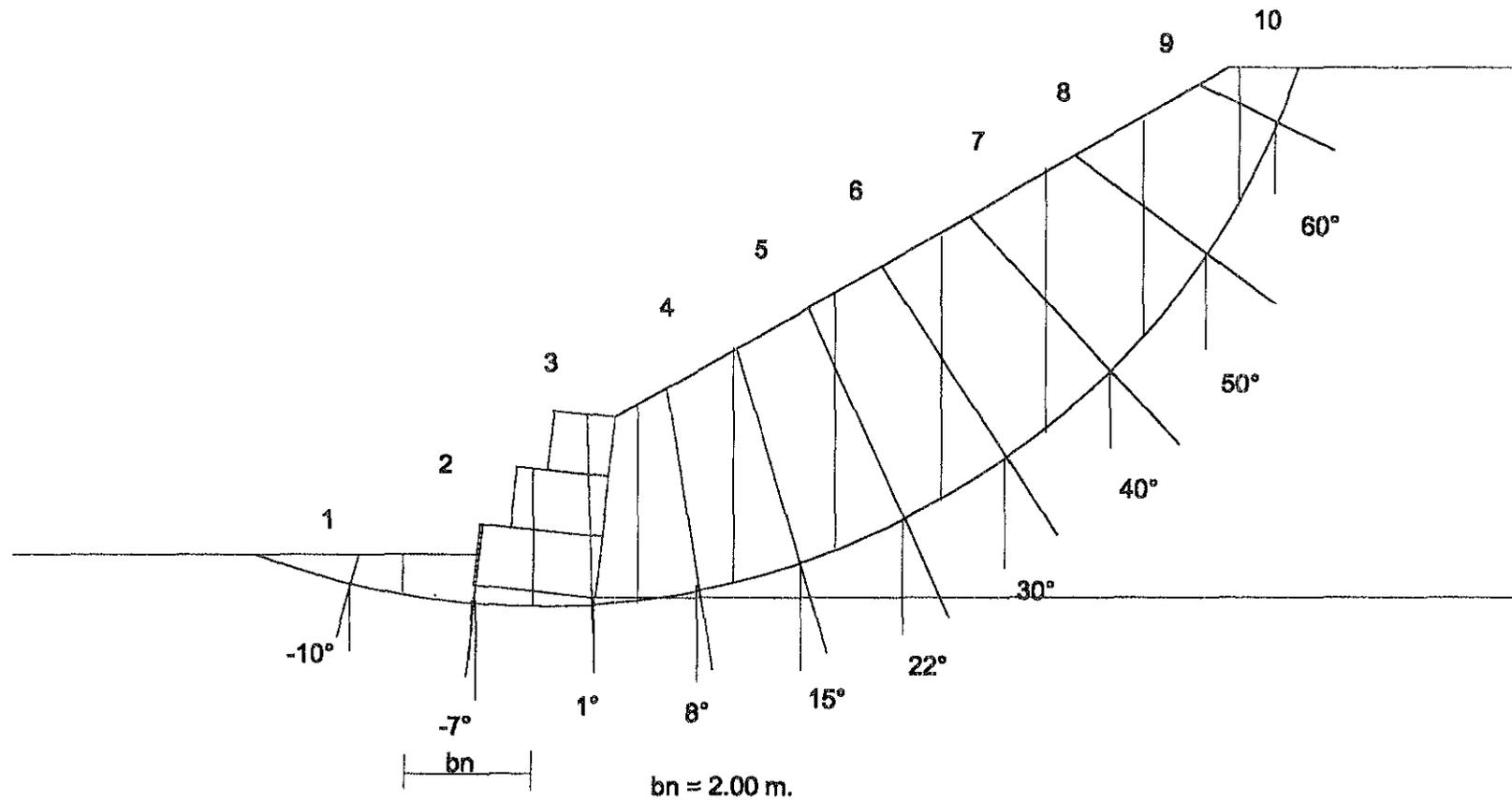
$P = \gamma \cdot A$ El área será considerando un espesor unitario perpendicular a la sección mostrada.

Dovela	Peso (P)	α_n	$\text{sen} \cdot \alpha_n$	$\text{cos} \cdot \alpha_n$	ΔL	$P \cdot \text{sen} \alpha_n$	$P \cdot \text{cos} \alpha_n$
1	0.72	-10	-0.1736	0.9848	2.031	-0.1250	0.7090
2	3.54	-7	-0.1219	0.9925	2.015	-0.4309	3.5085
3	10.96	1	0.0175	0.9998	2.000	0.1917	10.9528
4	14.04	8	0.1392	0.9903	2.019	1.9544	13.9038
5	16.20	15	0.2588	0.9659	2.070	4.1926	15.6476
6	18.00	22	0.3746	0.9272	2.157	6.7428	16.9876
7	18.9	30	0.5000	0.8660	2.309	9.4500	16.3674
8	16.2	40	0.6428	0.7660	2.611	10.4133	12.4092
9	9.90	50	0.7660	0.6428	3.111	7.5834	6.3637
10	1.44	60	0.8660	0.5000	4.000	0.7200	0.7200
					$\Sigma 24.3254$	$\Sigma 40.6923$	$\Sigma 97.2720$

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \Delta L_n + P_n \cdot \text{cos} \alpha_n \cdot \tan \varphi)}{\sum (P_n \cdot \text{sen} \alpha_n)}$$

$$F_s = \frac{97.2720(\tan 32)}{40.6923} = 1.49$$

ANALISIS DE LA ESTABILIDAD GLOBAL POR EL METODO DE DOVELAS.



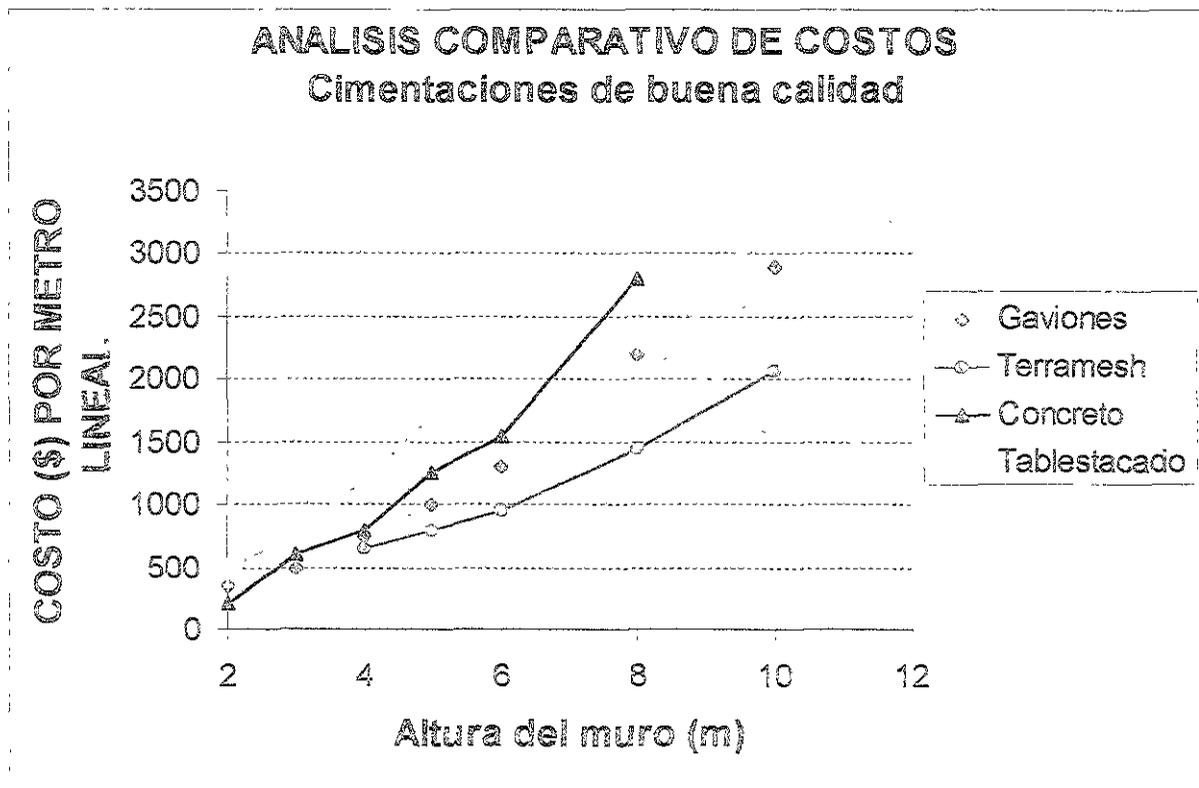
4.5 Análisis comparativo de costos para diferentes tipos de obras de contención.

Se realizaron estudios y pruebas en condiciones similares, para cada uno de los diferentes tipos de obras de contención y se llegaron a los resultados mostrados en la tabla comparativa de costos (4.1).

El análisis de costos se hizo con valores en dólares, para cada altura de los muros de contención.

Muro de gaviones.		Sistema Terramesh		Muro de concreto		Tabiestaca	
2	350	4	650	2	200	2	500
3	500	5	800	3	600	3	750
4	750	6	950	4	800	4	1200
5	1000	8	1450	5	1250	5	1700
6	1300	10	2075	6	1550	6	2400
8	2200			8	2800		
10	2900						

Tabla 4.1 Análisis comparativo de costos por metro lineal.



5. Proceso constructivo.

Con base en los requerimientos del proyecto a realizar y los resultados obtenidos del empuje de tierras en la estructura, calculados con el programa GAWACWIN 1.0, se procede a ejecutar la obra.

Se solicita el total de gaviones que se requiere para empezar su ensamblaje, sin olvidar el alambre de amarre y atirantamiento que se necesita (la cantidad estimada de alambre es de 8% para los gaviones de 1.0 m de altura, y de 6% para los de 0.5 m, en relación al peso de los gaviones suministrados). Una vez que se cuenta con los gaviones y el alambre de amarre se procede al ensamblaje de estos.

5.1 Ensamblaje.

1. Se corta el alambre de amarre en tamaños aproximados de la mitad del rollo como vienen de embarque (foto 1).

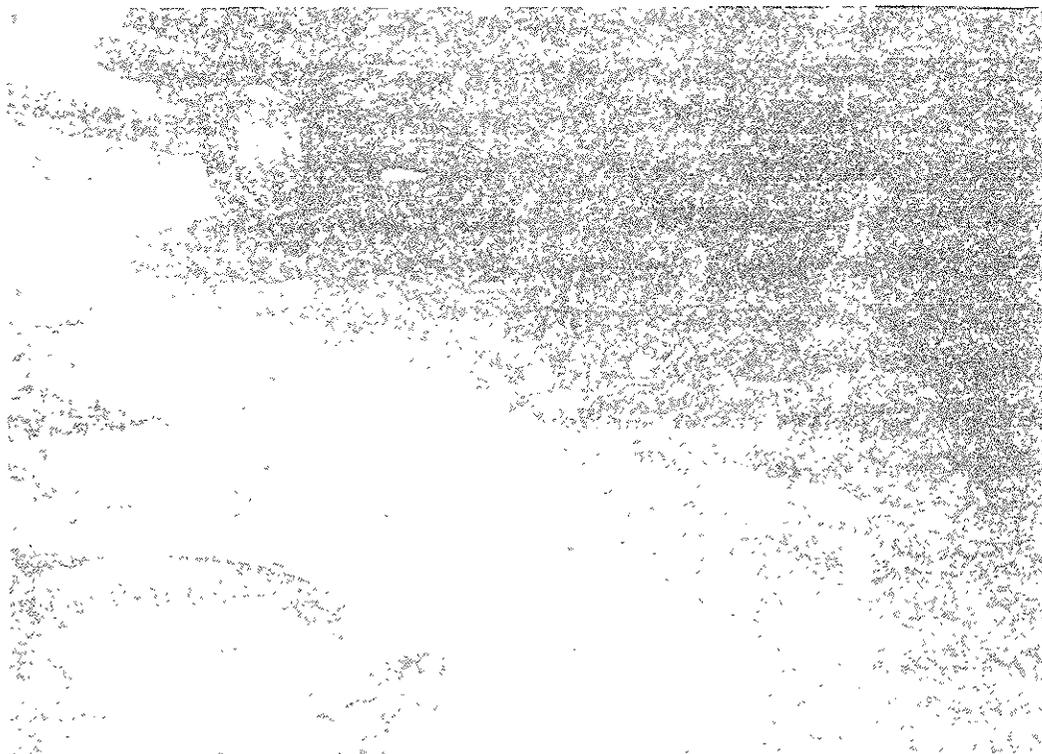


Foto 1. Forma eficaz para cortar el alambre.

2. Se desdobra cada gavión sobre una superficie firme y plana extendiéndolo y eliminando cualquier curvatura, como se muestra en las fotos 2 y 3, respectivamente.



Fotos 2 y 3. En estas fotos se muestra la manera en la que se desdobra un gavión.

3. Se doblan los paneles de los extremos y lados para formar una caja, como se muestra en la foto 4.

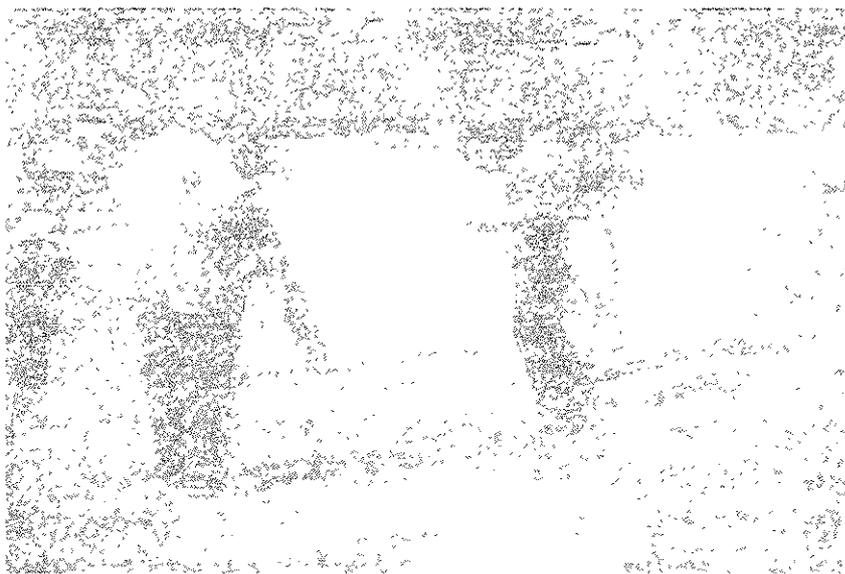


Foto 4. En la foto se muestra como se van uniendo los extremos y lados para formar una caja con el gavión.

4. Se unen las esquinas superiores usando los alambres gruesos (aristas) que sobresalen de cada esquina, se atan los bordes con el alambre de amarre, primero con vueltas simples y luego con vueltas dobles, cada abertura (aproximadamente 10 cm fotos 5 y 6).

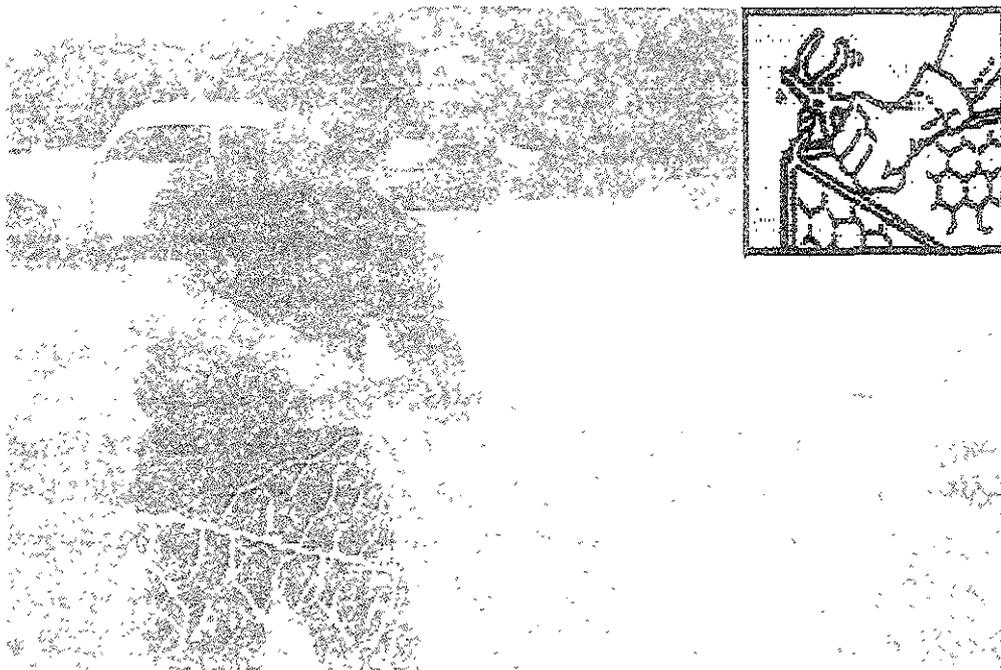


Foto 5. En la foto se muestra la forma en que se unen las esquinas superiores del gavión.

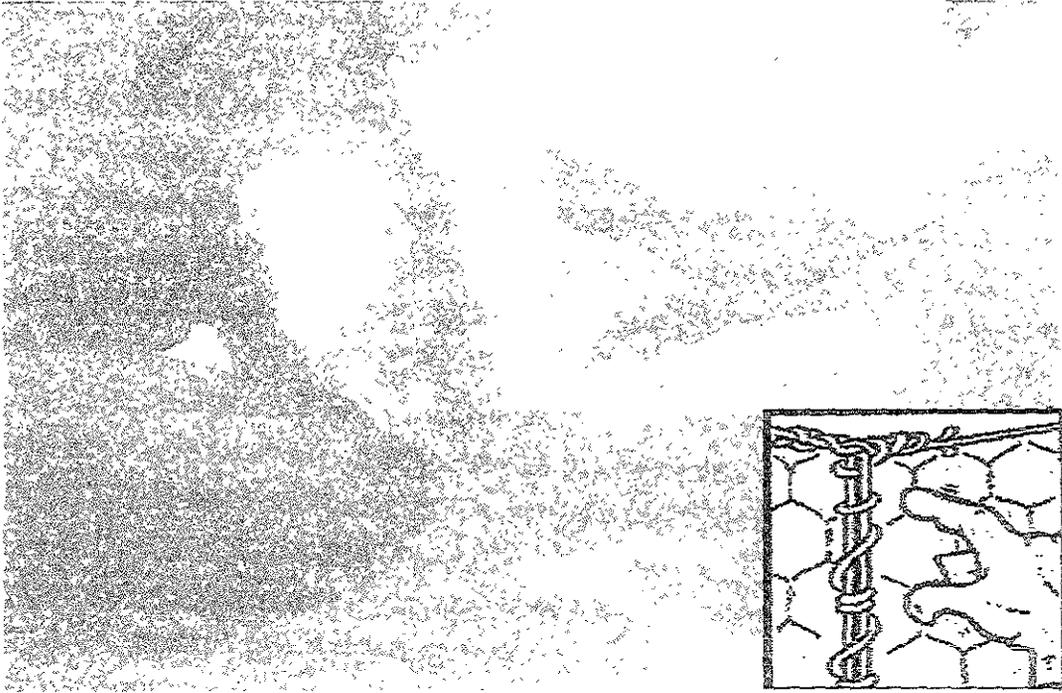


Foto 6. En la foto se muestra la forma en la que se unen los bordes con el alambre de amarre, primero con vueltas simples y luego con vueltas dobles.

5. Al igual como se unieron los extremos y lados del gavión, se hace lo mismo con los diafragmas, atándolos con las paredes laterales, primero con vueltas simples y luego con vueltas dobles a cada abertura (aproximadamente 10 cm foto 7).



Foto 7. En la foto se muestra como se va uniendo el diafragma con las paredes laterales.

6. Después de ensamblar el gavión se acomoda en un lugar el cual facilite su traslado para la disposición del mismo, como se muestra en la foto 8 y 9.



Foto 8. En la foto se muestra el acomodo de los gaviones para después ser trasladados al lugar de la obra.



Foto 9. En la foto se puede apreciar la forma en la que puede ser trasladado un gavión ya ensamblado.

5.2 Colocación y relleno.

5.2.1 Colocación.

Se tiene que nivelar y compactar la base donde los gaviones serán colocados hasta obtener un terreno regular con la pendiente prevista, o como lo indique el proyecto.

Se deben amarrar cuidadosamente cada gavión a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontales como verticales, antes del relleno.

El amarre se efectúa utilizando el alambre provisto junto a los gaviones y se realiza de forma continua, atravesando todas las mallas con dos vueltas. Para obtener una mejor terminación, los gaviones pueden ser tensados antes de ser rellenos mediante una cimbra de madera como alternativa (foto 10).

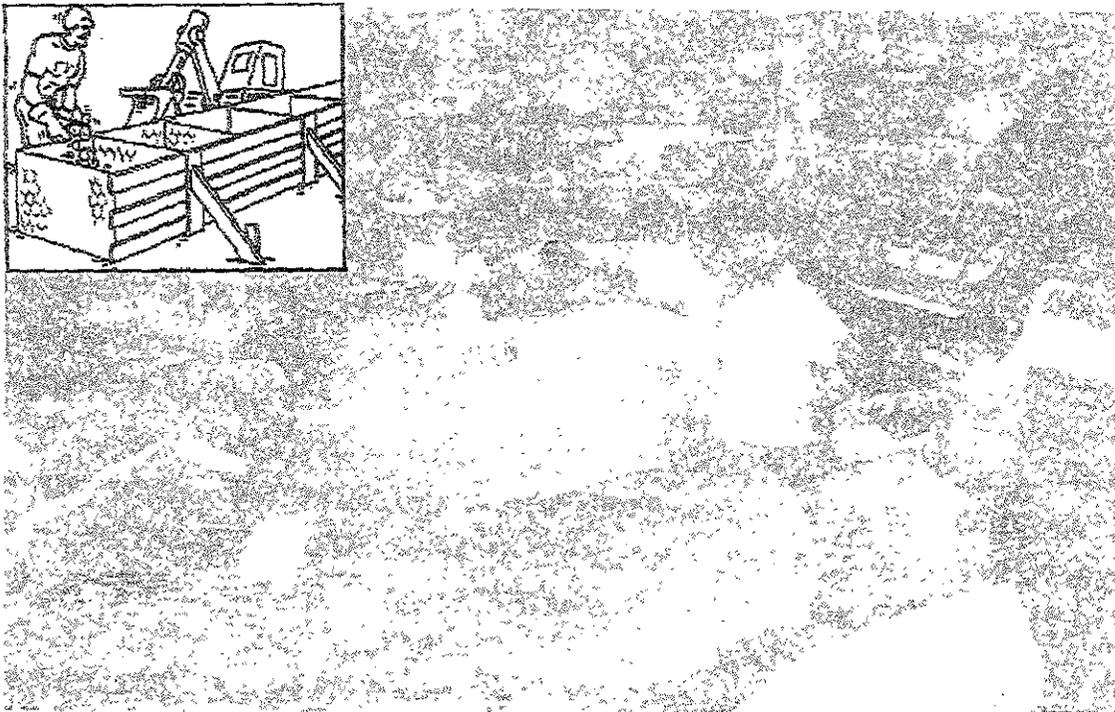
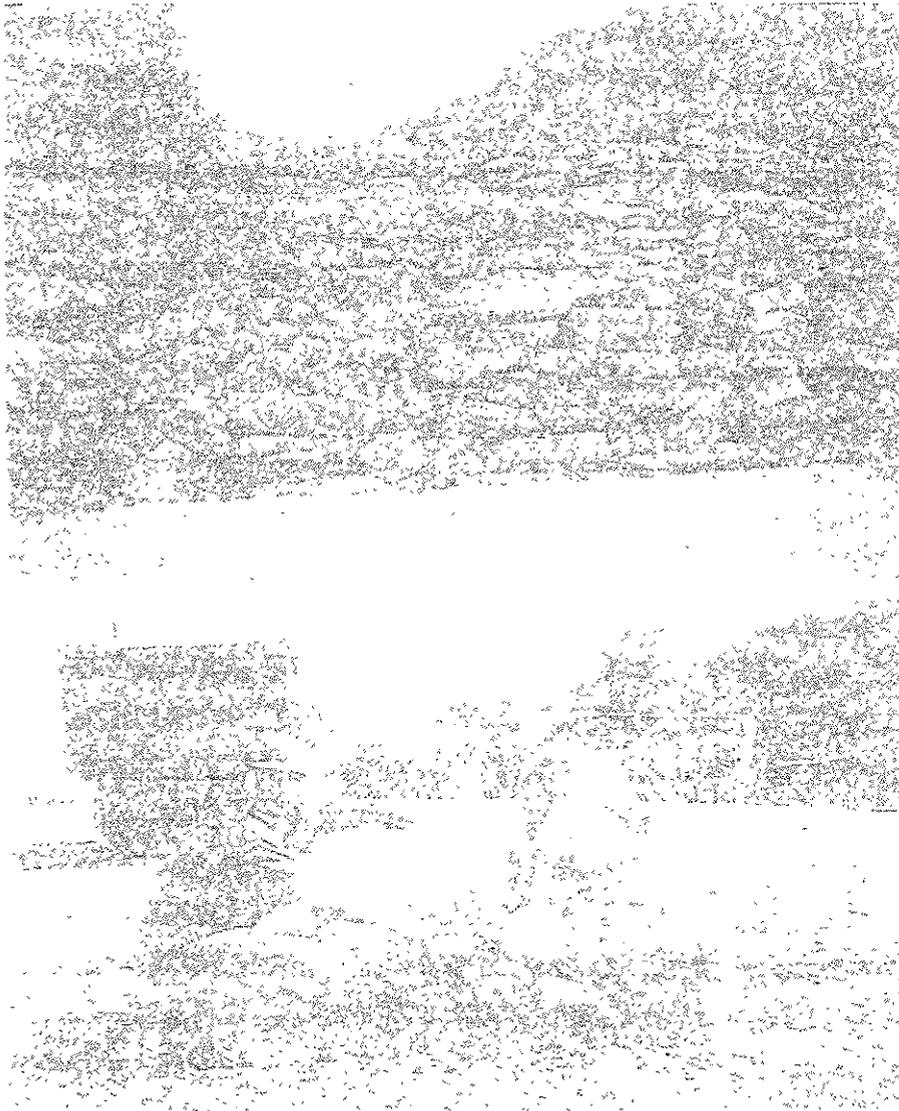


Foto 10. En la foto se puede apreciar una cimbra de madera en los lados, esto es para obtener una mejor terminación en el muro.

5.2.2 Relleno.

El relleno puede ser efectuado manualmente o con medios mecánicos. Deberá ser usada piedra limpia, sana, compacta, y de buen peso específico. El material más usado es piedra de cantera o canto rodado (fotos 11 y 12). El tamaño debe ser en lo posible regular con dimensiones comprendidas entre 1.5 a 2 veces el diámetro "D" de la malla (figura 1). El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos asegurando así el máximo peso (normalmente esto se logra, cuando el acomodo de la piedra es manual).



Fotos 11 y 12. En la foto de arriba se aprecia el gabi6n llenado con piedra de cantera y en la foto de abajo con piedra de canto rodado.

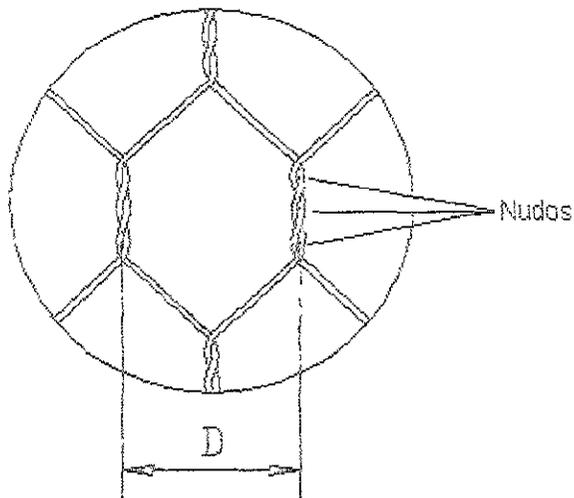


Figura 1. En la figura se muestra el diámetro "D" de la malla

El relleno debe efectuarse en tres etapas:

1. Se llena solamente una tercera parte de los gaviones, nivelando la superficie. Luego se colocan dos tirantes de alambre uniendo paredes opuestas, con las extremidades atadas alrededor de dos nudos de las mallas como se observa en las fotos 13 y 14.

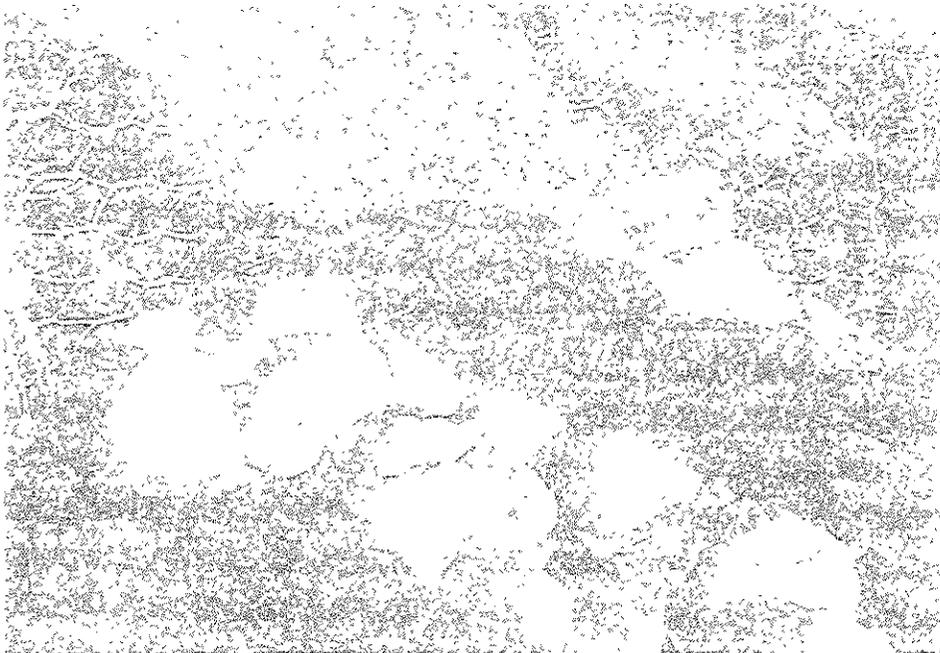


Foto 13. En la foto se perciben los tirantes de alambre atados en los extremos de las paredes.



Foto 14. En la foto se aprecia como los tirantes de alambre están atados alrededor de dos nudos de las mallas.

2. Se repite esta operación hasta que el gavión este lleno dos terceras partes de su capacidad, sin olvidar la colocación de los tirantes de alambre.
3. Se termina de llenar el gavión, el nivel del llenado debe sobrepasar de 3 a 5 cm la altura de éste, para posteriormente cerrar la tapa, uniéndola a los bordes superiores de la base y al diafragma.

Los gaviones vacíos, colocados arriba de una capa ya terminada, deben ser unidos a lo largo de las aristas en contacto con la capa inferior de gaviones ya llenos, para lograr un contacto continuo entre los mismos que asegure la monoliticidad de la estructura.

5.2 Disposición de los gaviones.

El mejor comportamiento de este tipo de obra se obtiene realizando con el máximo cuidado, el llenado de los gaviones y colocando los mismos de tal manera que, en función de sus tamaños disponibles, se obtenga una distribución homogénea en el acomodo de los mismos (figura 2).

El acomodo de los gaviones debe hacerse de tal forma que se puedan colocar de forma vertical y horizontal a la sección del terraplén, dependiendo de los tamaños existentes y a los requerimientos del proyecto, esto es con la finalidad de contrarrestar la falla al corte en las uniones del muro, evitando con esto una falla interna en el muro.

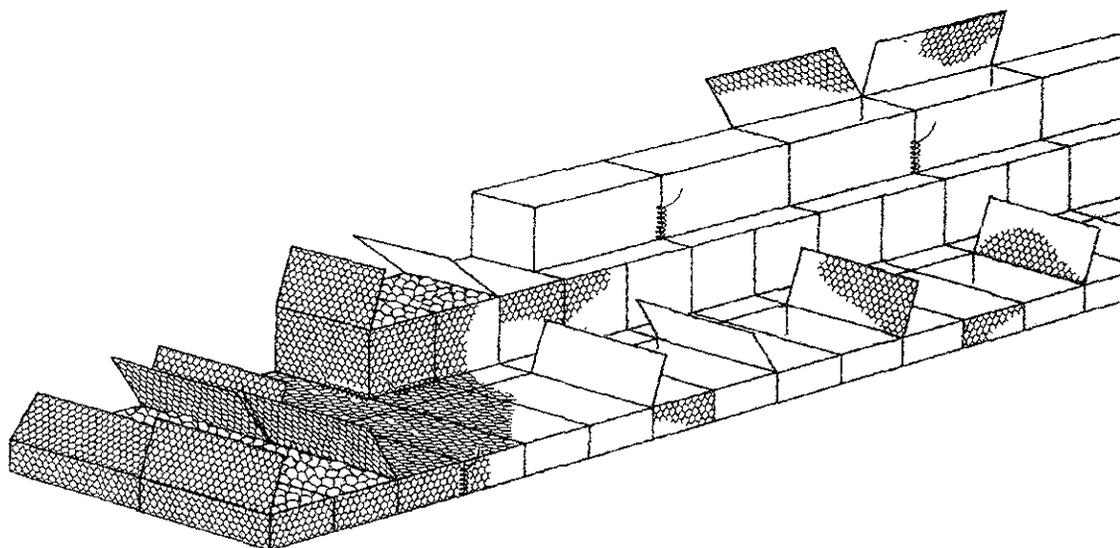


Figura 2. Disposición de los gaviones para facilitar las fases de relleno.

5.2 Requerimientos de personal.

Una cuadrilla para la instalación del gavión, se compone habitualmente de 12 peones, distribuida de la siguiente manera.

- 2 peones en desempaque y armado.
- 2 peones colocando el gavión en el sitio y cosiéndolos.
- 6 peones llenando los gaviones y colocando tensores.
- 2 peones cerrando las tapas.

Con esta cuadrilla, terreno afinado y materiales a pie de obra, se puede obtener un rendimiento de 36 m³ por jornada.

5.3 Requerimientos de herramienta.

La herramienta necesaria para la instalación del gavión es la siguiente:

- 1 Zapapico.
- 1 Pala cuadrada.
- 6 Pinzas de corte No. 9 (electricista).
- 2 Ganchos de fierro.
- 1 Barra de línea de 60 cm.

6. Conclusiones.

En este trabajo de tesis se describió el uso de gaviones en estructuras de contención como una alternativa más, ante los métodos convencionales ya conocidos. Las ventajas más importantes al usar una estructura a base de gaviones, sobre las demás alternativas son varias, una de ellas es la habilidad de proporcionar flexibilidad, la malla de alambre hexagonal torcida tolera movimientos internos sin perder la resistencia de su diseño original, esta característica permite a las estructuras de gaviones resistir asentamientos diferenciales o movimientos telúricos, sin arriesgar la integridad de la estructura. Otra ventaja importante es su permeabilidad, ya que al no contar con ningún tipo de aglutinante o cementante, la porosidad del gavión evita que se genere presión hidrostática, reduciendo el riesgo de una falla estructural inesperada.

Otras cualidades que tienen los muros de contención a base de gaviones son: resultan rápidos de construir y son de funcionamiento inmediato, se pueden instalar en presencia de agua y en condiciones climáticas adversas, utilizan mano de obra no calificada y del lugar, pueden ser construidos en sitios de difícil acceso y en suelos de baja capacidad de carga, tienen la cualidad de integrarse rápidamente al medio natural, ya que son capaces de vegetarse; con esto aumenta su duración.

Las estructuras de contención a base de gaviones pueden ser la alternativa más económica o la de mayor costo, ya que sino se cuenta con el abastecimiento del insumo principal (en este caso la piedra) a distancias razonables, se eleva considerablemente el costo de la obra por el acarreo del mismo.

El uso del programa de diseño para muros de contención a base de gaviones Gawac Win 1.0, es de gran confiabilidad para el cálculo de los diferentes tipos de falla (volteo, deslizamiento, global, etc.), los métodos que se utilizan para analizar los diseños, son los convencionales de equilibrio límite; Rankine, Meyerhof y Bishop (estabilidad global), lo que permite optimizar el uso de los gaviones en la construcción de los muros.

El uso de la normatividad vigente para la construcción y los requisitos que deben cumplir los gaviones, son de gran importancia para el buen funcionamiento de la obra, ya que con estos se evita que haya problemas en el comportamiento de la estructura, haciéndola confiable y apta para resistir las sollicitaciones requeridas por el proyecto.

BIBLIOGRAFIA.

- [1] J. A. Jiménez Salas, J. L. De Justo Alpañes y Alcibiades A. Serrano González, Geotécnia y Cimientos II. Mecánica de Suelos y de Rocas. Rueda, Madrid 1981
- [2] Manuel Jesús Mendoza López. Geotécnia. Capítulo 23 del manual de Ingeniería de Ríos. Publicación 602 del Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F. 1998
- [3] MACCAFERRI GABIONS, INC. GAWAC BR – 2.O, Manual de Referencia y Uso. Maryland E.U.A. 1990
- [4] R. Agostini, L. Cesario, A. Conte, M. Masetti, A. Papetti. Flexible Gabion Structures in Earth. Retaining Works. OFFICINE MACCAFERRI S.p.A. BOLOGNA, ITALY 1987
- [5] E. Juárez Badillo, A Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de suelos. Limusa, México 1979