



UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA AMBIENTAL



# **MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES DE GAVIONES**

**Elaborado por:**

**ING. GIAN FRANCO MORASSUTTI F.**

**NOVIEMBRE, 2.013**

---



**UNIVERSIDAD DE CARABOBO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE CIVIL**



**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA AMBIENTAL**

## **MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES EN GAVIONES**

**Elaborado por:**

**Ing. Gian Franco Morassutti F.**

**Tutor: Ing. Arnoldo Gómez**

**Fecha: Febrero de 2.013**

### **RESUMEN**

Tradicionalmente en nuestro medio se ha considerado a los muros gaviones como obras artesanales, sin entrar en detalles sobre la alta resistencia a empujes activos que pueden desarrollar los mismos cuando son ejecutados con un sistema constructivo adecuado.

Los Gaviones representan una solución válida desde el punto de vista técnico y económico para la construcción de obras de contención, para cualquier ambiente, condición climática y aún en aquellas zonas que son de difícil acceso.

La estructura del gavión está constituida por una cesta de malla metálica rellena de material pétreo. Esta malla posee una elevada resistencia mecánica, gracias a su doble torsión la cual impide que esta se desarme ante el cortado del alambre, asegurando de esta forma que en cada cruce, se tenga un punto fijo manteniendo la flexibilidad de la malla y acotando las posibles deformaciones.

La duración de esta malla se debe principalmente a la fuerte galvanización de los alambres y para el caso de condiciones agresivas para el zinc, se disponen de alambres fuertemente galvanizados revestidos de P.V.C..

En el presente documento se hace una descripción de las cestas de gaviones acordes con la normativa nacional e internacional. Se describen las características de un muro de gaviones en lo que se refiere a sus ventajas y desventajas. También se describen los criterios de diseño para lograr el dimensionamiento optimizado de una estructura de gaviones para la contención de tierras y finalmente se desarrollan ejemplos de cálculo.

**Palabras clave:** Gavión, galvanizado, Material pétreo.

---



UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE CIVIL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA AMBIENTAL



## MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES EN GAVIONES

### CONTENIDO

<b>CAPITULO I - EL PROBLEMA</b>	<b>1</b>
I.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.-	1
I.2.- FORMULACION DEL PROBLEMA.-	2
I.3.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.-	2
I.3.1.- Objetivo General.-	2
I.3.2.- Objetivos específicos.-	2
I.4.- JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.-	2
En lo social.-	3
En lo académico.-	3
En lo técnico.-	3
I.5.- DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.-	3
<b>CAPITULO II - MARCO TEÓRICO</b>	<b>4</b>
II.1.- ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.-	4
II.1.1.- Antecedentes teóricos.-	4
II.1.2.- Antecedentes descriptivos.-	6
II.2.- BASES TEÓRICAS.-	7
II.2.1.- Conformación del Manual.-	7

<b>II.2.2.- Procedimiento para elaborar un manual.-</b>	<b>8</b>
<b>II.2.3.- Estudio Preliminar.-</b>	<b>8</b>
<b>II.2.4.- Búsqueda de Fuentes de Información.-</b>	<b>8</b>
<b>II.2.5.- Levantamiento de la información.-</b>	<b>8</b>
<b>II.2.5.1.- Investigación documental.-</b>	<b>9</b>
<b>II.2.5.2.- Consulta a sistemas de información.-</b>	<b>9</b>
<b>II.2.5.3.- Clasificar la información que se obtenga.-</b>	<b>9</b>
<b>II.2.5.4.- Observación directa.-</b>	<b>9</b>
<b>II.2.5.5.- Integración de la información.-</b>	<b>9</b>
<b>CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO.-</b>	<b>10</b>
<b>III.1.- DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.-</b>	<b>10</b>
<b>III.2.- PLANIFICACION DE LA INVESTIGACIÓN.-</b>	<b>10</b>
<b>III.3.- NIVEL DE INVESTIGACIÓN.-</b>	<b>11</b>
<b>III.4.- MODALIDAD DE PROYECTO ESPECIAL.-</b>	<b>11</b>
<b>III.5.- DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.-</b>	<b>11</b>
<b>III.5.1.- Fases de la investigación.-</b>	<b>12</b>
<b>III.5.1.1.- Fase I: Selección y análisis de Material Bibliográfico.-</b>	<b>12</b>
<b>III.5.1.2.- Fase II: Elaboración del Manual.-</b>	<b>12</b>
<b>III.5.2.- Población y Muestra.-</b>	<b>12</b>
<b>III.5.3.- Técnicas de Recolección de Datos.-</b>	<b>13</b>
<b>III.5.4.- Instrumentos de Recolección de Información.-</b>	<b>13</b>
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>14</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>14</b>
<b>CAPITULO IV: RESULTADOS</b>	<b>15</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	

---

# CAPITULO I

## EL PROBLEMA

### I.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.-

Tradicionalmente en nuestro medio se ha considerado a los muros gaviones como obras artesanales, sin entrar en detalles sobre la alta resistencia a empujes activos que pueden desarrollar los mismos cuando son ejecutados con un sistema constructivo adecuado.

Los Gaviones representan una solución válida desde el punto de vista técnico y económico para la construcción de obras de contención, para cualquier ambiente, condición climática y aún en aquellas zonas que son de difícil acceso.

La estructura del gavión está constituida por una cesta de malla metálica rellena de material pétreo. Esta malla posee una elevada resistencia mecánica, gracias a su doble torsión la cual impide que esta se desarme ante el eventual cortado del alambre, asegurando de esta forma que en cada cruce, se tenga un punto fijo manteniendo la flexibilidad de la malla y acotando las posibles deformaciones.

La duración de esta malla se debe principalmente a la fuerte galvanización de los alambres y para el caso de condiciones agresivas para el zinc, se disponen de alambres fuertemente galvanizados revestidos de P.V.C..

En el presente documento se hace una descripción de las cestas de gaviones acordes con la normativa nacional e internacional. Se describen las características de un muro de gaviones en lo que se refiere a sus ventajas y desventajas. También se describen los criterios de diseño para lograr el dimensionamiento optimizado de una estructura de gaviones para la contención de tierras y finalmente se desarrollan ejemplos de cálculo.

Existe diversa bibliografía que describen las estructuras de gaviones, sin embargo el presente trabajo tiene la finalidad de recoger las características técnicas de las estructuras de gavión, así como recoger las experiencias en el campo de la construcción para que sean consideradas en el diseño de estas estructuras, orientando los diseños hacia el establecimiento de soluciones que propicien la promoción y protección del medio ambiente, considerando las estructuras de gaviones como estructuras

---

de bajo impacto ambiental y de un importante impacto social, como generador de mano de obra no calificada.

Este documento forma parte integral de otros que se elaborarán, con la finalidad de entregar al lector los conceptos fundamentales del cálculo de estructuras flexibles en gaviones como una herramienta práctica, sencilla y didáctica para el cálculo, diseño y construcción de estructuras de gaviones.

## **I.2.- FORMULACION DEL PROBLEMA.-**

La edición de “**DISEÑO DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES EN GAVIONES**”, será una herramienta de ayuda al estudiante y al profesional de la ingeniería, como documento de consulta para el desarrollo del diseño de estas estructuras.

## **I.3.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.-**

### **I.3.1.- Objetivo General.-**

Elaborar un manual teórico práctico para el Diseño de Estructuras Flexibles en Gaviones, para estudiantes y profesionales de la Ingeniería.

### **I.3.2.- Objetivos específicos.-**

1. Definir los conceptos fundamentales de una estructura de gavión.
2. Conocer los elementos que componen una estructura de gavión, tales como la calidad del alambre con que se fabrica la cesta, características del material pétreo, elaboración y fabricación de una estructura de gaviones.
3. Elaborar un Manual de Diseño de Estructuras Flexibles en Gaviones.

## **I.4.- JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.-**

El propósito del documento a presentar se basa en que existe diversa información y bibliografía internacional del diseño de estructuras de gaviones, mas sin embargo no se cuenta con un documento que defina las características de los gaviones y que defina un procedimiento de cálculo sencillo basado en las mejores técnicas de la ingeniería para obtener el dimensionamiento optimizado de una estructura de gavión.

Este documento sirve de apoyo en las siguientes áreas:

---

**En lo social.-** Constituye una herramienta eficaz en el desarrollo de proyectos de ingeniería civil, tanto para el estudiante investigador, como para el futuro Ingeniero Civil, en el desarrollo de su vida profesional.

Además constituye una propuesta de una estructura cuya elaboración se basa en la demanda de mano de obra no calificada.

**En lo académico.-** Servirá de fuente de información, para el estudio y consulta profesional para el cálculo de estas estructuras.

**En lo técnico.-** Permite aplicar en el ámbito de la ingeniería civil, las teorías y conocimientos adquiridos, así como desarrollar nuevos diseños en la optimización de los recursos disponibles en la construcción de obras de estas características.

#### **I.5.- DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.-**

En la presente investigación se establecen definiciones, teorías y métodos necesarios para la el diseño de estructuras flexibles en gaviones como alcance al óptimo dimensionamiento de estas estructuras.

Es preciso indicar que existen diversas aplicaciones de las estructuras de gaviones en la ingeniería hidráulica que será objeto de futuras publicaciones.

---

## CAPITULO II

### MARCO TEÓRICO

#### II.1.- ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.-

##### II.1.1.- Antecedentes teóricos.-

Los muros de contención por gravedad tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación.

Designamos con el nombre de empuje a las acciones producidas por las masas contenidas en el trasdós de los muros que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas y en general a materiales no cohesivos. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Las estructuras de contención son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca. Son estructuras que proveen soporte a estos macizos y evitan el deslizamiento causado por su peso propio o por cargas externas. Ejemplos típicos de estructuras de contención son los muros de contención, los tablestacados y las pantallas ancladas. Aunque la geometría, el proceso constructivo y los materiales utilizados en las estructuras citadas sean muy diferentes entre si, todas ellas son construidas para contener la posible rotura del macizo, soportando las presiones laterales ejercidas por este.

Las estructuras de contención están entre las más antiguas construcciones humanas, acompañando la civilización desde las primeras construcciones en piedra de la prehistoria. Sin embargo, su dimensionamiento con bases y argumentos racionales, utilizando modelos teóricos, sólo se desarrolló a partir del siglo XVIII, cuando en el año 1.773, el físico e ingeniero francés Charles - Augustin de Coulomb presentó su trabajo "*Essai sur une des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture*". ("Ensayo sobre una de las reglas de máximos y mínimo para algunos problemas de estática en relación a la arquitectura").

En uno de los capítulos de este trabajo Coulomb trata acerca de la determinación del empuje lateral aplicado por el suelo sobre una estructura de contención. En esta teoría, mediante el estudio del método de máximos y



---

mínimos, Coulomb explicó el comportamiento de rotura de los suelos a través de la definición de la línea de rotura crítica que se crea en el trasdós de un muro, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite.

Esta determinación es el paso más importante en el dimensionamiento de una estructura de contención. El trabajo de Coulomb constituye, aún hoy en día, una de las bases principales de los métodos corrientes de dimensionamiento de muros de contención. Inclusive con el desarrollo de la moderna Mecánica de Suelos, el modelo idealizado por Coulomb continua siendo ampliamente aplicado.

William Rankine en el año 1857, casi un siglo después de las aportaciones realizadas por Coulomb, estudió de forma más racional el fenómeno de rotura del terreno que se crea tanto en el trasdós de un muro como bajo sus cimientos. En su estudio, definió los estados de equilibrio plástico, que corresponden a la condición de estados de tensiones de los cuales todos los puntos de una masa semi-infinita de suelo están al borde de la falla.

En términos generales, el análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura. Este equilibrio es afectado por las características de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y por el peso propio de esos dos elementos, además de las condiciones que rigen la interacción entre ellos. Estas condiciones tornan el sistema bastante complejo y hay, por tanto, como en diversos casos en la ingeniería, la necesidad de adoptar modelos teóricos simplificados que tornen el análisis posible.

Estos modelos deben tener en cuenta las características de los materiales que influyen en el comportamiento global, además de la geometría y las condiciones locales.

Para dimensionar un muro de contención por gravedad es necesaria una metodología para analizar los empujes activos sobre las estructuras, las cuales se pueden denominar fuerzas actuantes, para así generar las fuerzas resistentes, las cuales estarán definidas fundamentalmente por el peso del dimensionamiento de la estructura de contención.

Esta metodología se basa en las teorías de Coulomb y Rankine. La experiencia de obras realizadas y las pruebas efectuadas demuestran que los resultados obtenidos, adaptando estas teorías a proyectos de muros de contención por gravedad, conducen a resultados (dimensionamientos) a favor de la seguridad y muy conservadores.

---

Existen límites de validez de tales teorías debido a la esquematización de los cálculos que son relativamente simples (terreno en una única camada, sin la presencia del nivel freático, suelo no cohesivo, terreno a contener con superficie constante, etc.). Estas teorías tratan de determinar los diferentes empujes que se producen en la tierra, tanto en caso pasivo como en activo.

En la Teoría de Coulomb se suponen las siguientes premisas:

1. El suelo es isotrópico y homogéneo.
2. La superficie de ruptura es un plano. (Coulomb reconoció que esto no es cierto, pero facilita enormemente los cálculos sin alejarse mucho de la realidad).
3. Las fuerzas de fricción están distribuidas uniformemente a lo largo de un plano de ruptura y supone un coeficiente de fricción.
4. La cuña de ruptura es un cuerpo rígido.
5. Existen las fuerzas de fricción entre suelo y muro.
6. La falla es un problema tridimensional.

Por su parte, en la Teoría de Rankine se propone que la estabilidad de una masa granular sea tratada promedio de la teoría matemática de la estabilidad fraccional sin recurrir a suposiciones, ni artificios, tomando en cuenta las siguientes condiciones.

1. Suelo isotrópico y homogéneo.
2. La superficie de falla es un plano.
3. No hay fricción entre suelo y muro.
4. La masa que falla actúa como un cuerpo rígido.
5. La dirección del empuje es paralela al talud del terreno.
6. El talud se prolonga indefinidamente.
7. Considera al suelo sin cohesión  $C = 0$ .
8. Considera al suelo en un estado de equilibrio plástico.

En ocasiones, los diseñadores utilizan la presión hidrostática que producirá un fluido imaginario llamado peso específico equivalente. A esta forma de hallar los empujes se le llama equivalente líquida o equivalente fluida. Esto no es más que la modificación de la fórmula de Rankine.

### **II.1.2.- Antecedentes descriptivos.-**

Los gaviones son elementos modulares, fabricados con una red en malla metálica hexagonal a doble torsión de alambre fuertemente

---

galvanizado, reforzado en los bordes con un alambre mas grueso y divididos en celdas mediante diafragmas.

El término Gavión tiene su origen en la palabra latina *GABBIA*, que traducida al Español significa Jaula.

Se tienen pruebas históricas que en la antigüedad el pueblo italiano usaba los “*gabbioni*” del latín “*gabbia*” que significa “*cesta grande*”. Estos “*gabbioni*” eran cestas de mimbre rellenas de tierra, usadas para fortificar emplazamientos militares y reforzar las orillas de los ríos.

En la ingeniería civil es una técnica milenaria, utilizada antes de Cristo por los Egipcios y Chinos, en defensas fluviales en los ríos Nilo y Amarillo.

La técnica del gavión consiste en remplazar los grandes bloques de piedra, que son de difícil transporte y manipuleo, por varios elementos unidos entre sí y rellenos con piedras de pequeñas dimensiones, formando estructuras homogéneas.




Actualmente se entiende como gavión a cajas modulares elaboradas de mallas metálicas hexagonales de doble torsión de diferente tamaño, el cual lleva tratamientos especiales de protección como la galvanización y la plastificación. Sus principales características es que son flexibles, permeables y monolíticas.



## **II.2.- BASES TEÓRICAS.-**

Un manual es el documento que contiene la descripción de actividades que deben seguirse en la realización de las funciones de una unidad. Suelen contener información y ejemplos, documentos necesarios a utilizar y cualquier otro dato que pueda auxiliar al correcto desarrollo de las actividades. En él se encuentra registrada y transmitida la información básica referente a todas las unidades, lo que facilita las labores de clase, estudio y evaluación.

### **II.2.1.- Conformación del Manual.-**

En términos generales el manual debe estar compuesto por los siguientes puntos:

-  Identificación
-  Índice de contenido
-  Introducción

- 
-  Objetivos
  -  Definiciones y teorías

### **II.2.2.- Procedimiento para elaborar un manual.-**

Los responsables de efectuar los manuales tienen que definir y delimitar su universo de trabajo para estar en posibilidad de actuar en él; para ello, deben realizar actividades que se indican a continuación.

### **II.2.3.- Estudio Preliminar.-**

Este paso es indispensable para conocer en forma global las funciones y actividades que se realizan en el área o áreas donde se va a actuar. Con base en él se puede definir la estrategia global para el levantamiento de información, identificando las fuentes de la misma, actividades por realizar, magnitud y alcances del proyecto, instrumentos requeridos para el trabajo y en general, prever las acciones y estimar los recursos necesarios para efectuar el estudio.

### **II.2.4.- Búsqueda de Fuentes de Información.-**

Referencia de las instituciones, áreas de trabajo, documentos, personas y mecanismos de información de donde se pueden obtener datos para la investigación.

### **II.2.5.- Levantamiento de la información.-**

Los esfuerzos de recopilación deben enfocarse en el registro de hechos que permitan conocer y analizar información específica y verdaderamente útil para el manual, pues de lo contrario se puede incurrir en interpretaciones erróneas, lo cual genera retraso y desperdicio de recursos. Asimismo, debe aplicarse un criterio de discriminación, basado en el objetivo del estudio, y proceder continuamente a su revisión y evaluación para mantener una línea de acción uniforme.

Esta actividad exige mantener una relación constante con las fuentes internas emisoras de la información, así como con las áreas u organizaciones con otra ubicación física.

Para recabar la información en forma ágil y ordenada se puede utilizar alguna o una combinación de las siguientes técnicas de recopilación:

---

### **II.2.5.1.- Investigación documental.-**

Esta técnica permite la selección y análisis de aquellos escritos que contienen datos de interés relacionados con el manual. Para ello se estudian documentos tales como bases jurídico-administrativas, diarios oficiales, actas de reuniones, circulares, oficios y todos aquellos que contengan información relevante para el estudio.

### **II.2.5.2.- Consulta a sistemas de información.-**

Acceso a sistemas computacionales que contienen información y recursos de apoyo para estructurar el manual. Este mecanismo permite recabar información interna y/o de sistemas externos a la organización enlazados a través de redes.

### **II.2.5.3.- Clasificar la información que se obtenga.-**

Esta fase implica diferenciar la situación real de la relativa a sugerencias para mejorarla, procurando no confundir ambos aspectos.

Para apoyar y/o agilizar la captura de información se puede emplear el muestreo, que es una técnica estadística auxiliar que sirve para inferir información acerca del universo que se investiga, a partir del estudio parcial del mismo.

### **II.2.5.4.- Observación directa.-**

Este recurso puede ser empleado por los técnicos o analistas en el área física donde se desarrolla el trabajo de la organización. A partir del análisis de la información recabada se deben sostener pláticas con algunas de las personas que prestan sus servicios en estas áreas para complementarla o afinarla.

### **II.2.5.5.- Integración de la información.-**

Una vez que se cuenta con la información de las áreas involucradas en el estudio, se debe ordenar y sistematizar los datos a efecto de poder preparar su análisis.

---

## CAPITULO III

### MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico se refiere a las vías a seguir para el desarrollo de la investigación, hasta que se escribe el reporte final de la misma. Al respecto, Tamayo (1994) nos dice: *“todo investigador requiere de una orientación metodológica para la interpretación de los hechos y las relaciones que se establecen entre las variables que se estudian, a fin de que los resultados obtenidos o nuevos conocimientos tengan el grado máximo de exactitud y confiabilidad.”*

#### III.1.- DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.-

El diseño de investigación esta conformado por un conjunto de actividades, sistemáticamente organizadas en función de orientar las pruebas y técnicas a instrumentar, procesar y analizar la información.

La presente investigación es documental, puesto que se basa en los datos provenientes de fuentes impresas y otro tipo de documentos.

El Manual UPEL (2007), conceptualiza la investigación documental como: *“El estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos. La originalidad del estudio se refleja en el enfoque, criterios, conceptualizaciones, reflexiones, recomendaciones y en general, en el pensamiento del autor.”*

#### III.2.- PLANIFICACION DE LA INVESTIGACIÓN.-

La planificación de la investigación se refiere a la clase de estudio que se va a realizar. Orienta sobre la finalidad general del estudio y sobre la manera de recoger la información.

Según la propuesta de Palella y Martins (2006,94) (Gómez (2011), el presente trabajo esta orientado hacia un Diseño No Experimental, del tipo de Investigación de Campo.

---

### III.3.- NIVEL DE INVESTIGACIÓN.-

El nivel de investigación se refiere a: *“al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio”* Gómez (2011).

Según los objetivos del presente estudio, este se ubica en el nivel Descriptivo, Explicativo y Evaluativo, ya que se fundamenta a partir de hipótesis descriptivas, se encuentra orientada a proporcionar respuestas o soluciones, mediante la elaboración y desarrollo de una propuesta, a problemas, requerimientos y necesidades planteados en una determinada realidad, partiendo de estudios y teorías ya establecidas, y su orientación es eminentemente práctica, y diseñada con el fin de alcanzar un determinado propósito, en este caso el diseño de una estructura flexible en gaviones.

A través de este trabajo se busca solucionar y mejorar el proceso de diseño de estructuras de gaviones, proponiendo la utilización de un manual que ilustre los detalles y requerimientos de diseño más recomendables para garantizar su integridad y un comportamiento correcto.

### III.4.- MODALIDAD DE PROYECTO ESPECIAL.-

Por modalidad se entiende el modelo de investigación que se adopte para ejecutarla.

Según el Manual de la UPEL (2009), Proyectos Especiales son aquellos que se refieren a: *“Trabajos que lleven creaciones tangibles, susceptibles de ser utilizadas como soluciones a problemas demostrados o que respondan a necesidades o intereses de tipo cultural, se incluyen en esta categoría los trabajos de elaboración de textos y de materiales de apoyo educativo, el desarrollo de software, prototipos y de productos tecnológicos en general”*

El estudio y ejecución de un manual sobre: **“DISEÑO DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES EN GAVIONES”**, se enmarca como un Proyecto Especial, de acuerdo a la naturaleza y características del problema objeto del estudio, ya que la misma desarrollara una guía o manual de apoyo educativo a estudiantes y profesionales de la ingeniería civil.

### III.5.- DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.-

Describir la metodología de un proyecto de investigación, es establecer y explicar las fases que permitirán alcanzar los objetivos propuestos. En una investigación cuya modalidad es de Proyecto Especial, se han establecido las fases que a continuación se describen.

---

### **III.5.1.- Fases de la investigación.-**

#### **III.5.1.1.- Fase I: Selección y análisis de Material Bibliográfico.-**

La recopilación y revisión de fuentes bibliográficas y documentales tales como: textos, guías utilizadas en otras universidades nacionales e internacionales, seminarios, formatos, páginas web, etc., que permitan obtener la información necesaria al trabajo.

Análisis y selección de la información bibliográfica y documental recopilada

#### **III.5.1.2.- Fase II: Elaboración del Manual.-**

Una vez realizada esta investigación documental, se ha elaborado un manual de diseño de estructuras de gaviones con la información más relevante.

Se plantea elaborar un Manual con un contenido teórico resumido y algunos comentarios prácticos, motivando los requerimientos de los diseños y posteriormente un capítulo que contenga las especificaciones particulares y figuras detalladas.

El manual tiene como finalidad ser una solución práctica a ser utilizado por estudiantes de ingeniería civil e ingenieros civiles para el diseño de estructuras flexibles en gaviones.

### **III.5.2.- Población y Muestra.-**

Toda investigación, en la fase de diseño, *“implica la determinación del tamaño poblacional y muestra necesario para su ejecución. La ausencia de este paso puede conducir a que el estudio carezca del número adecuado de sujetos, con lo cual es imposible estimar adecuadamente los parámetros ni identificar diferencias significativas, cuando en realidad si existen”*, Parella y Martens,(2006: 115). La población de una investigación es el conjunto de unidades de las que se desea obtener información y sobre las que se van a generar conclusiones y la muestra es la escogencia de una parte representativa de la población, cuyas características reproduce de la manera más exacta posible. En el caso de la presente investigación, la población está conformada por la información bibliográfica utilizada.



---

### **III.5.3.- Técnicas de Recolección de Datos.-**

Para el análisis de las fuentes documentales, que permitieron abordar y desarrollar los requisitos teóricos de la investigación, se emplearon las siguientes técnicas: observación documental resumida, resumen analítico y análisis. Igualmente, se emplearon técnicas operacionales para tratar las fuentes documentales de subrayado, fichaje, citas y notas de referencia, presentación de cuadros y gráficos.

Como punto de partida se tuvo la observación documental, mediante lectura general de textos, se inició la búsqueda y observación de los hechos presentes en los materiales escritos consultados que fueron de interés para la presente investigación. La lectura inicial fue seguida de varias lecturas más determinadas y rigurosas de los textos, a fin de captar los planteamientos esenciales y aspectos lógicos de sus contenidos y propuestas, con el fin de poder extraer aquellos datos bibliográficos útiles para el presente estudio.

Para Claret V. Arnoldo (2008), la técnica de presentación resumida permite dar cuenta y síntesis, acerca de las ideas que contienen las obras consultadas. Cabe destacar que esta técnica asume un papel primordial en la construcción de los contenidos de la investigación. La técnica de resumen analítico se utiliza para describir la estructura de los textos consultados y delimitar sus contenidos básicos en función de los datos que se precisaron conocer.

### **III.5.4.- Instrumentos de Recolección de Información.-**

Se define un instrumento de recolección de datos, a cualquier recurso del cual pueda valerse el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos información, Gómez (2011).

La investigación se ha basado en la recopilación de información de diferentes textos bibliográficos, acerca de los requerimientos y detalles de diseño para la optimización de las estructuras de gaviones, así como también de las diferentes normas y especificaciones que se deben tomar en cuenta para el diseño que se encuentran en los códigos y normas de la construcción civil.

Una vez realizada esta investigación documental, se elaborará un manual de diseño con la información más relevante.

---

## CONCLUSIONES

El manual de Diseño de Estructuras Flexibles en Gaviones será un instrumento eficaz de guía y ayuda en los estudios, para los estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil.

## RECOMENDACIONES

Proponer a consideración y aprobación del jurado, escribir y editar el **“Manual de Diseño de Estructuras Flexibles en Gaviones”**, del departamento de Ingeniería Ambiental, de la Escuela de Ingeniería Civil (Facultad de Ingeniería) Universidad de Carabobo.

---

## CAPITULO IV

### RESULTADOS

#### **DISEÑO DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES DE GAVIONES**

##### RESUMEN

En su forma más simple los gaviones de alambre son esencialmente cestas llenas de rocas. La palabra de gaviones deriva del italiano “*gabbione*”, que significa gran jaula.

Tradicionalmente en nuestro medio se ha considerado a los muros gaviones como obras artesanales, sin entrar en detalles sobre la alta resistencia a empujes activos que pueden desarrollar los mismos cuando son ejecutados con un sistema constructivo adecuado.

Por lo general el montaje del muro de gaviones se iniciaba con la colocación de una malla de alambre de bajo calibre y con poca protección de galvanizado, elaboradas manualmente con un trenzado manual de vueltas y separaciones aleatorias, las cuales culminan en una malla con orificios de dimensiones no adecuadas, que permiten deformaciones que no se corresponden con un elemento estructural adecuado a los requerimientos. Esto traía como consecuencia muros que transmitían al terreno presiones inadecuadas, generando asentamientos y colapsos del muro ante la presencia de cualquier empuje activo.

Desde hace varias décadas se dispone de cestas elaboradas con alambre de mayor calibre y fuertemente galvanizado, diseñadas y fabricadas con procesos y normativas industriales que permiten obtener un producto cónsono con las necesidades y normativas que cumpla con los requerimientos estructurales que se necesite.

Este documento pretende resumir los aspectos relevantes sobre el diseño de estructuras de gaviones. Se ha tratado de enfatizar los principios que son particulares y propios de las estructuras flexibles de gaviones, pasando rápidamente por temas clásicos de la mecánica de suelos que se encuentran en varios textos.

La finalidad de este libro es la de lograr un documento técnico de fácil comprensión, donde se obtengan los parámetros necesarios para poder diseñar y construir una estructura de gaviones en varios de los casos que, desde el punto de vista de la ingeniería, se puedan presentar.

## CAPITULO V

### PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS GAVIONES

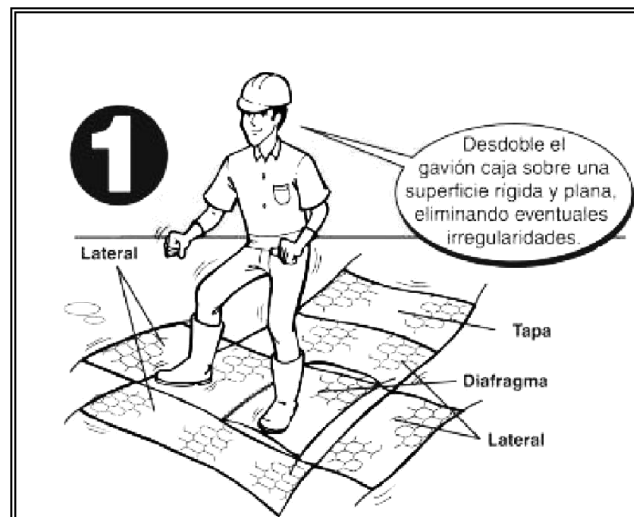
Las estructuras de gaviones sean estas del tipo caja, saco o tipo colchón Reno, tienen un procedimiento constructivo particular para cada uno ellos. A continuación, se describen las actividades a realizar durante la construcción de una estructura de gaviones.

Es preciso destacar que los procedimientos que se describen a continuación han sido obtenidos de los Manuales Técnicos de Maccaferri®, empresa con más de cien años de experiencia en la elaboración de gaviones y que gentilmente otorgaron el permiso para la reproducción de este material.

#### V.1.- GAVIONES CAJA.-

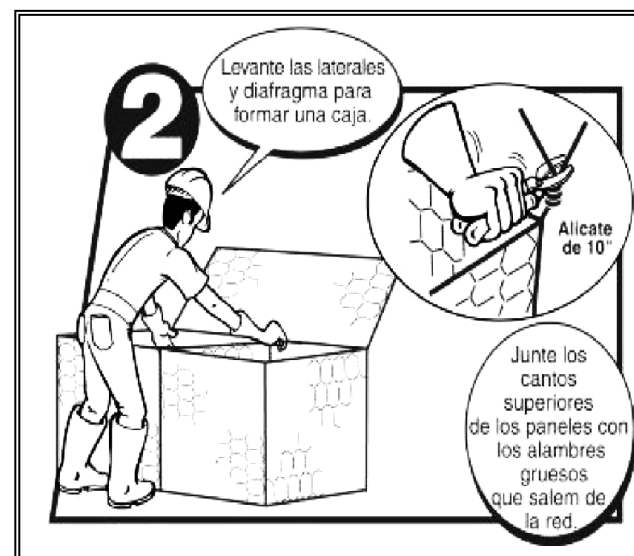
##### PASO 1.-

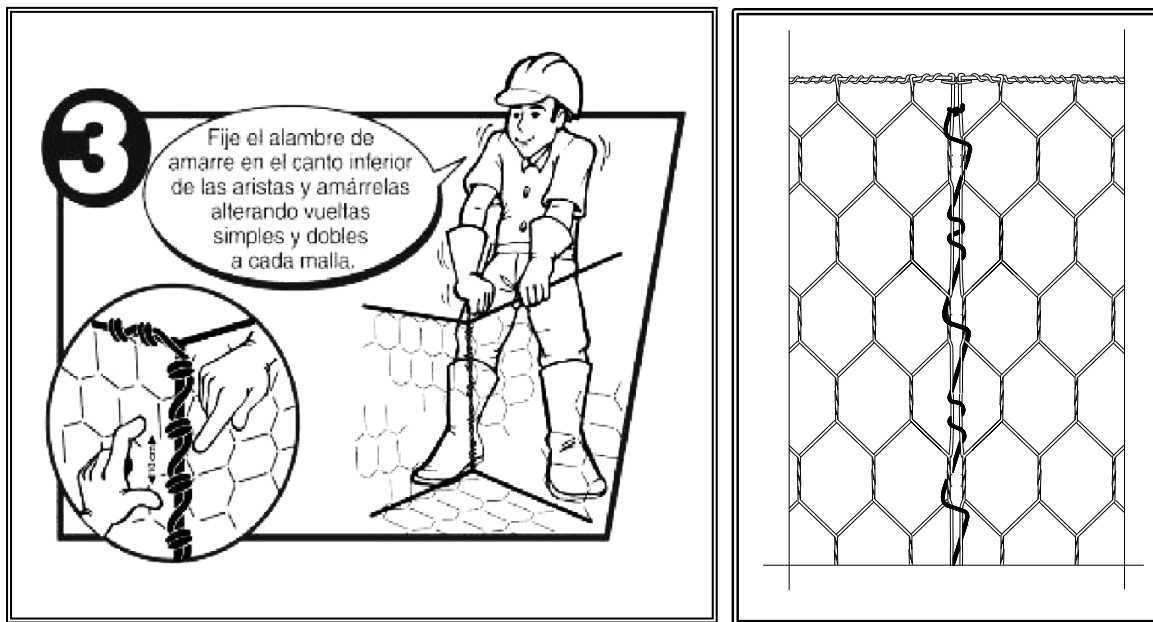
Preparar convenientemente la superficie de asiento. Colocar sobre ésta la estructura metálica: desdoblarla, extenderla en el suelo y pisar la malla hasta eliminar las irregularidades.



##### PASO 2.-

Doblar los paneles, levantando los laterales y el diafragma para formar una caja unir las cuatro aristas con alambre galvanizado de la misma calidad que el empleado en la malla.



**PASO 3.-**

Cortar un pedazo de alambre de 1,5 m de largo y fijarlo con un amarre de dos vueltas consecutivas en la parte inferior de la unión de las aristas. Amarre los paneles en contacto, alternando vueltas simples y dobles en los orificios de la malla, (estas costuras se ejecutaran en forma continua). Repetir la operación con los diafragmas. En la imagen a la derecha se ilustra el amarre entre paneles, obsérvese el alternando de vueltas simples y dobles en los orificios de la malla.

**PASO 4.-**

Amarre las cestas en forma individual y luego amarre varias cestas en grupos, siempre con el mismo tipo de costura. Lleve los grupos de cestas hasta el lugar determinado en el diseño y amarrarlos a las cestas ya colocadas, por medio de resistentes costuras a lo largo de todas las aristas en contacto. Esta operación de vincular entre sí las distintas piezas es de fundamental importancia para la estabilidad de la obra, ya que estas formas deben actuar como una estructura monolítica para tolerar las deformaciones y asentamiento que pueden llegar a producirse.

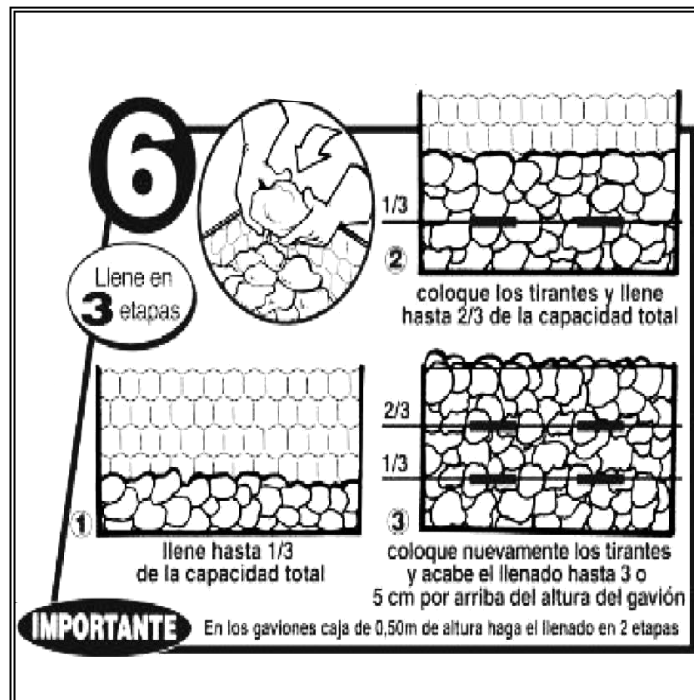


**PASO 5.-**

Alinear las cajas antes de rellenarlas, puede usarse encofrados de madera para una buena terminación y acabado bien alineado. Por razones técnicas y estéticas es muy importante tensar las canastas antes de rellenarlas, ya que así se comprueba si no optimizar el relleno y se obtiene un mejor rendimiento en la aplicación.

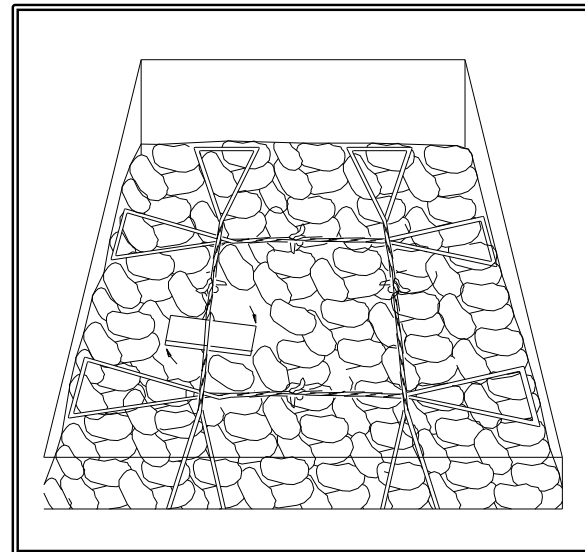
**PASO 6.-**

Llenar las cajas hasta  $1/3$  de su capacidad total. Fijar dos tirantes o tensores horizontales en ambos sentidos de la cesta, tal y como se ilustra en la figura a la derecha, y luego llenar hasta los  $2/3$ . Fije otros dos tirantes y acabe el llenado hasta 1 a 5 cm por arriba de la altura de la caja. El material pétreo puede ser de canto rodado ó roca de cantera y debe cumplir con las especificaciones indicadas en el aparte III.1.3.-

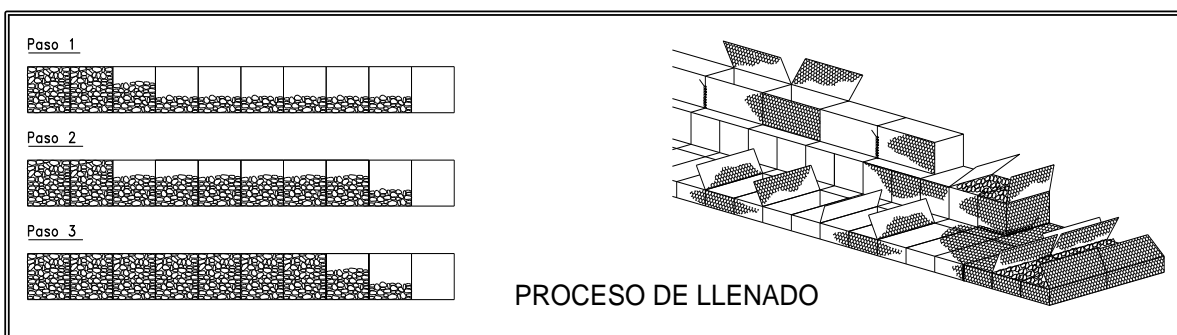
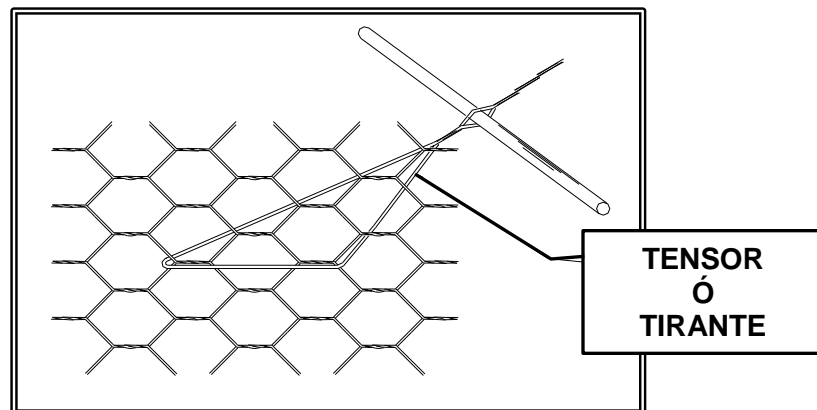


Es una práctica común realizar el llenado colocando las rocas de mayor tamaño en el perímetro de la cesta y llenar el centro con las mas pequeñas, con la finalidad de lograr la menor relación de vacíos y por ende el mayor peso específico de la estructura de gavión.

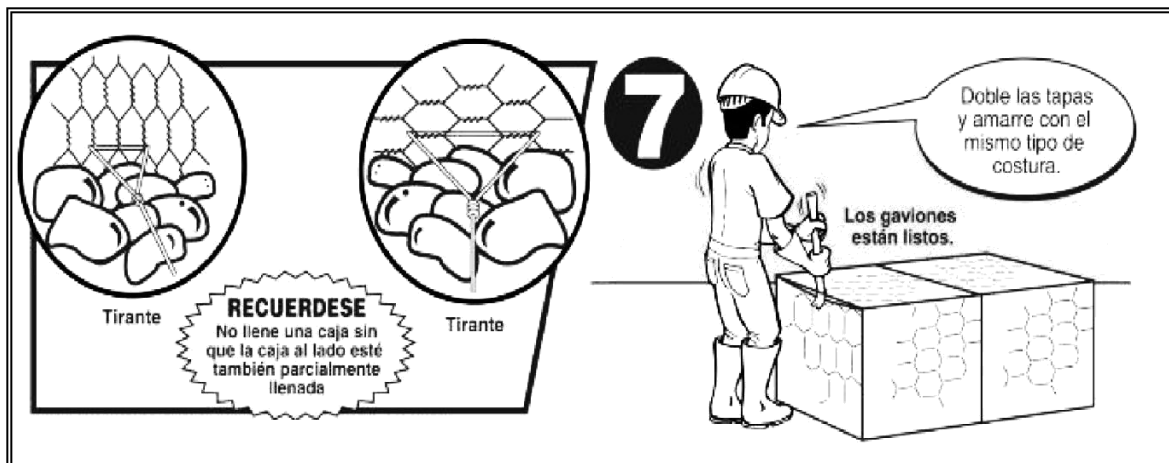
Detalle de la disposición de los tirantes o tensores que se deben colocar a 1/3 y a 2/3 de la altura de la cesta.



Detalle del amarre del tensor ó tirante que debe colocarse a 1/3 y a 2/3 de la altura de la cesta.



Se recomienda que el llenado de la hilera de cestas se realice de manera homogénea llenado todas las cestas hasta 1/3 de su altura para colocar los tensores a lo largo de toda la hilera y luego seguir llenando hasta 2/3 de la altura, colocar los tensores de este nivel y luego terminar de llenar.

**PASO 7.-**

Cerrar el gavión, bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que el relleno sea el suficiente, de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra. Una vez terminado el primer nivel de gaviones o la primera hilada de cestas, repita el proceso, coloque el siguiente nivel, el cual debe unirse mediante el mismo amarre indicado anteriormente, con una costura alternado vueltas simples y dobles para lograr así la homogeneidad de la estructura antes los eventuales esfuerzos a que estará sometida la misma.

**V.2.- GAVIONES SACO.-****PASO 1.-**

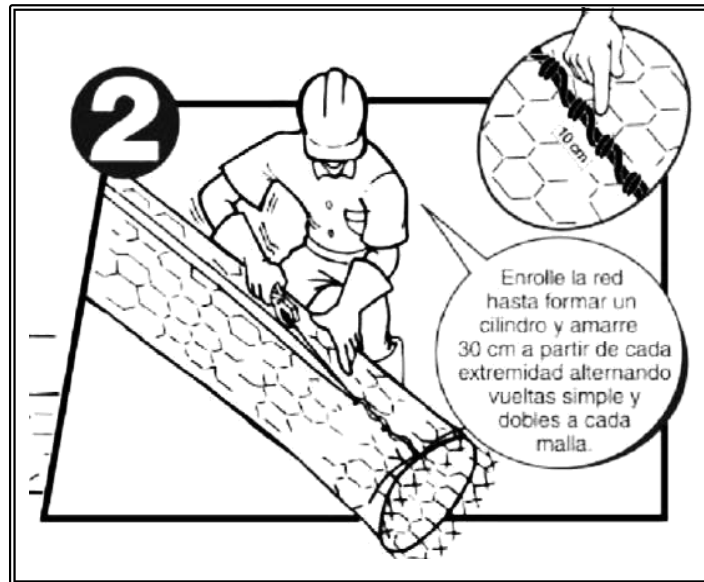
Preparar convenientemente la superficie de asiento. Colocar sobre ésta la malla y extenderla sobre la superficie rígida y plana, pisar la malla hasta eliminar las irregularidades.





**PASO 2.-**

El paño de malla será enrollado, en sentido longitudinal, hasta formar un cilindro abierto en las extremidades y amarrar 30 cm a partir de cada extremidad. El amarre debe realizarse con una costura alternando una vuelta simple y una doble cada diez (10) cm.

**PASO 3.-**

Para cerrar los extremos del cilindro se acostumbra colocar una de las extremidades del alambre de amarre amarrado a un punto fijo (por ejemplo una estaca clavada en el suelo), la otra extremidad es estirada en dirección contraria al punto de anclaje, hasta cerrar completamente la extremidad del cilindro. La misma operación se repite en la otra extremidad del elemento.

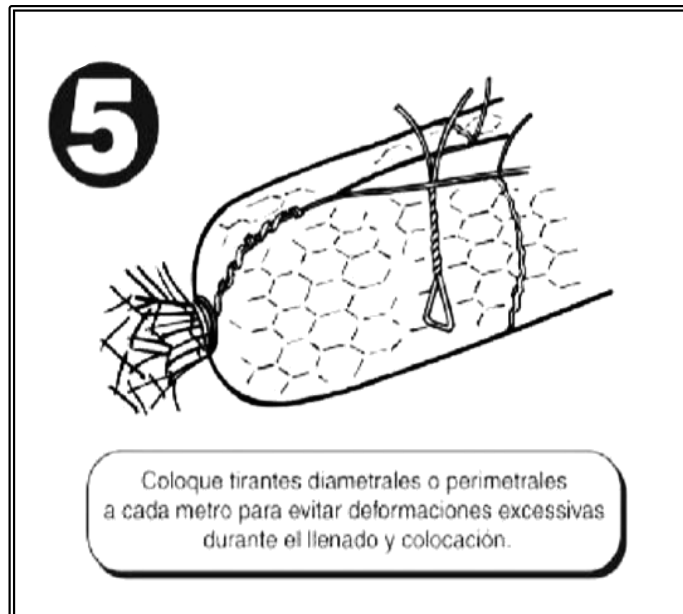
**PASO 4.-**

El amarre de los extremos del cilindro hace lucir al gavión saco con un aspecto de envoltura de caramelo. El cilindro es levantado verticalmente y lanzado contra el suelo para aplastar los extremos hasta conformar las extremidades del gavión.

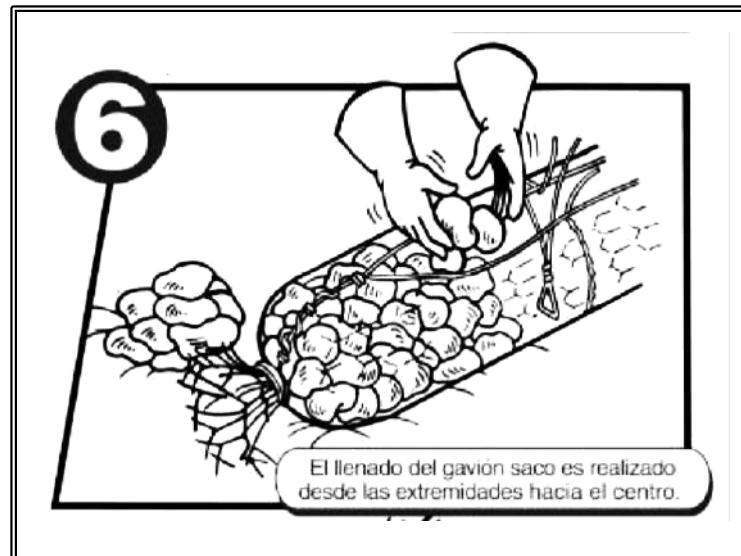


**PASO 5.-**

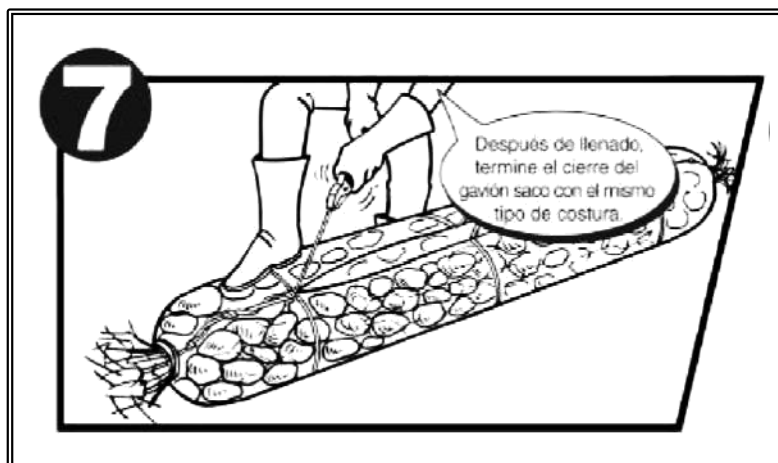
De la misma forma son colocados en sentido diametral, a cada metro, unos pedazos de alambre de amarre, cuyo largo sea de aproximadamente 3 veces el diámetro del gavión, cumpliendo también la función de tirantes, para así evitar deformaciones excesivas durante el llenado y la colocación.

**PASO 6.-**

El llenado del gavión saco se debe realizar colocando las piedras desde las extremidades hasta el centro del gavión, con el cuidado de reducir al máximo el índice de vacíos.

**PASO 7.-**

Progresivamente que el gavión saco sea relleno se deben ir amarrando los tirantes, así como ir amarrando el gavión en toda su longitud con el mismo tipo de costura indicada anteriormente.



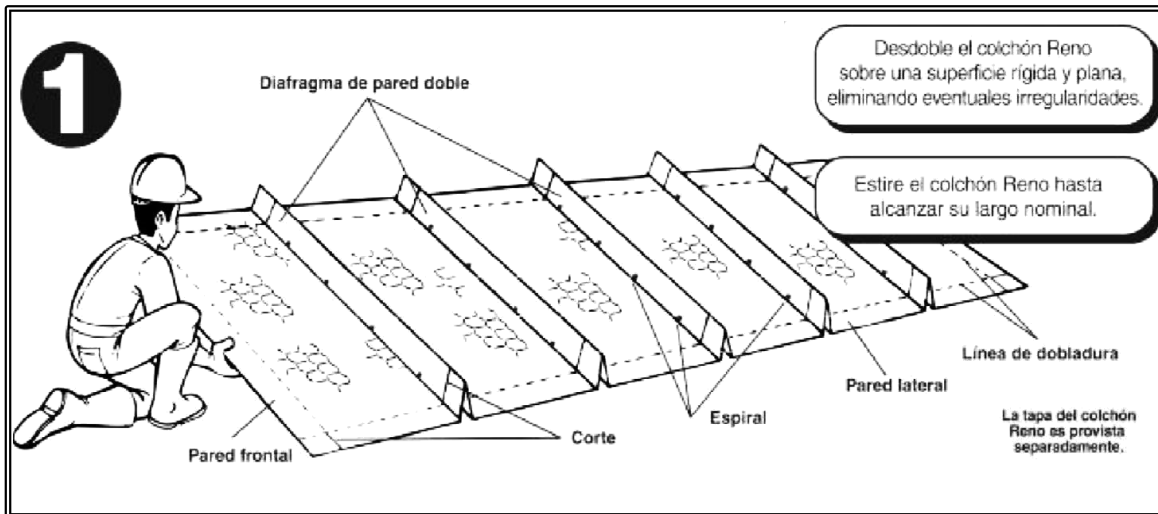
**PASO 8.-**

Después de montados y llenados en el obrador, los gaviones deben ser colocados con la ayuda de equipos adecuados, hasta el lugar definido en el proyecto (en la gran mayoría de los casos, los gaviones tipo saco son instalados llenos). Para ser levantados, los gaviones serán sujetados por ganchos, longitudinalmente a lo largo de los bordes de unión del paño.



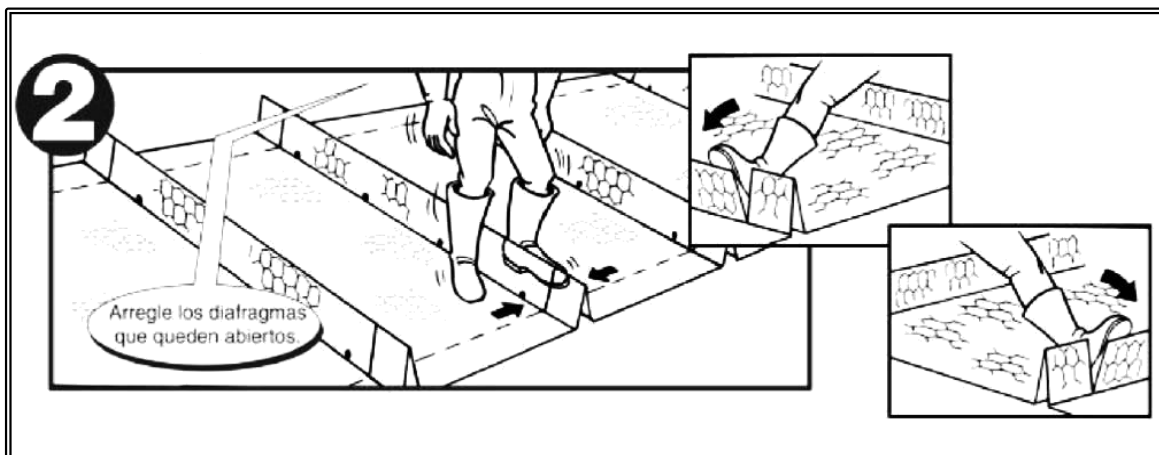
Es importante indicar que para distribuir las tensiones generadas por el peso propio del elemento a lo largo de la malla que lo constituye, sea utilizado un elemento metálico (viga o similar) de largo aproximadamente igual a el del gavión, en el cual son conectados guayas o cadenas usados para el izado. Para evitar deformaciones excesivas, es aconsejable que los puntos de enganche coincidan con la posición de los tirantes. El gavión debe ser levantado horizontalmente y transportado hasta su posición final, sin movimientos bruscos. Es conveniente que al apoyar los gaviones no sean dejados espacios entre ellos. Los gaviones tipo saco no necesitan ser amarrados entre sí, pues su función es estabilizar el suelo para que sirva de fundación de otras estructuras.

### V.3.- GAVIONES TIPO COLCHON RENO®.-



#### PASO 1.-

Preparar convenientemente la superficie de asiento y colocar sobre ésta la pieza del colchón. Desdoblar el colchón, extenderlo sobre la superficie rígida y plana, pisar la malla hasta eliminar las irregularidades, posteriormente se estira el colchón hasta alcanzar el largo nominal del colchón.

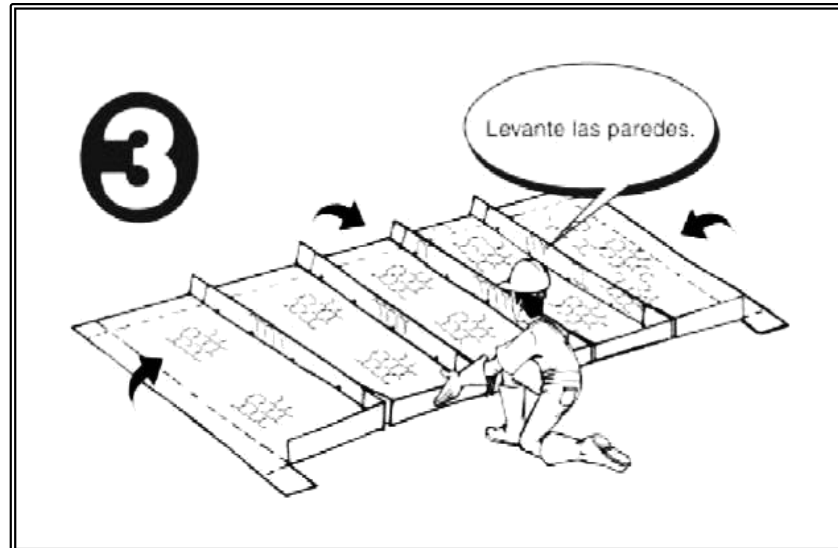


#### PASO 2.-

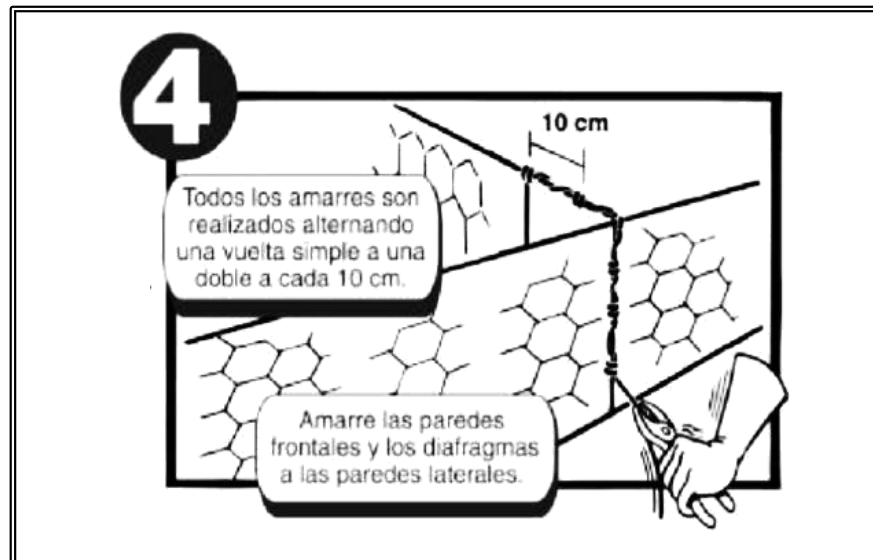
Seguidamente se juntan, con los pies, las paredes de los diafragmas que quedan abiertos y se arreglan los diafragmas internos que se encuentren abiertos.

**PASO 3.-**

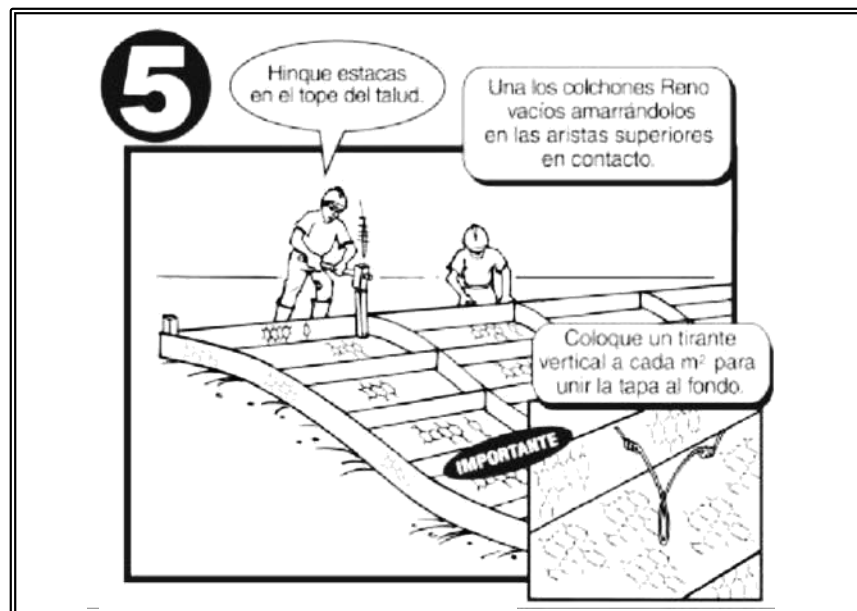
Se levantan las paredes laterales de los diafragmas a la posición vertical utilizando los cortes como guías para la definición de la altura de cada elemento. Es aconsejable la utilización de listones de madera para doblar correctamente las paredes.

**PASO 4.-**

Amarrar las paredes frontales y los diafragmas a las paredes laterales, el amarre de los diafragmas y paredes laterales debe realizarse con una costura alternando una vuelta simple y una doble cada diez (10) cm. Al colocar las



paredes longitudinales en posición vertical, las extremidades de las paredes transversales que quedan sobresalientes (Ver extremos de colchón en Figura de Paso 3.-) deben ser dobladas y amarradas a las paredes longitudinales usando los alambres de mayor diámetro que sobresalen de las mismas. Las partes dobladas de las paredes longitudinales deben ser amarradas a los diafragmas, usando el alambre de amarre enviado junto con los colchones, de tal manera que estos dobleces coincidan y se fijen a los diafragmas. De esta forma, el colchón queda separado en celdas a cada metro. Al final de estas operaciones se obtiene un elemento en forma de un paralelepípedo de forma rectangular abierto en la parte superior caracterizado por su gran área superficial y por su pequeña espesura (17, 23 o 30 centímetros).



### PASO 5.-

Los colchones, ya parcialmente armados y vacíos, serán transportados hasta el lugar definido en el proyecto, ubicados apropiadamente y amarrados entre si en todas las aristas en contacto (con el mismo tipo de costura utilizada para los diafragmas).

La experiencia indica que en el caso de que el talud tenga una inclinación mayor de 1,5 H: 1V, la instalación de los colchones debe ser hecha con el auxilio de elementos que garanticen a su estabilidad y evitar que los colchones se deslicen sobre la cara del talud. Esto se puede lograr hincando estacas de madera o grapas con cabillas o similar, que anclen los colchones al talud. Sin embargo, es recomendable que la inclinación del talud que servirá de apoyo a los colchones sea igual o menor de 1,5 H: 1V, obteniéndose así un mejor desenvolvimiento en el momento de la construcción, así como un mejor comportamiento del conjunto entre colchón y material pétreo.

El talud debe ser geotécnicamente estable, siendo previamente preparado y perfilado, para así lograr el correcto apoyo de los colchones.

Durante el montaje de los colchones, deben ser colocados tirantes verticales que unirán la tapa a la base de los colchones, auxiliando en el confinamiento del material de relleno y minimizando la posibilidad de deformaciones durante la vida útil de servicio del revestimiento. Tales tirantes serán obtenidos pasándose la parte central de un pedazo de alambre de amarre (cuyo largo sea de aproximadamente cuatro veces el espesor del colchón) por dos torsiones (cuatro alambres) de la base y dejando las extremidades en la posición vertical. Se recomienda colocar cuatro (4) tirantes por metro cuadrado.

**PASO 6.-**

Una vez colocados los colchones en el talud y eventualmente anclados, se inicia el llenado de los mismos a partir de la parte inferior del talud; las piedras deben ser colocadas apropiadamente para reducir al máximo el índice de vacíos, conforme sea previsto en el proyecto (entre 25% y 35%). El tamaño de las piedras debe ser homogéneo y levemente superior a las aberturas de las mallas del colchón a fin de garantizar un mínimo de dos capas de piedras, un buen acabado y un fácil llenado. Durante el llenado, se debe tener cuidado para que los tirantes o tensores verticales sobresalgan de las piedras para que puedan ser posteriormente amarrados a las tapas. De igual forma se debe también tener cuidado que los diafragmas queden en posición vertical para poder amarrarlos a la tapa. Se completa el llenado de cada celda hasta exceder en su altura en aproximadamente tres centímetros.

---

## CAPITULO VI

### CALCULO DE ESTRUCTURAS DE GAVIONES

#### VI.1.- GENERALIDADES.-

Los muros de gaviones son estructuras de gravedad y como tal pueden ser dimensionadas.

El diseño geotécnico de un muro de gaviones, al igual que un muro contención de tierras se realiza a partir de la determinación de los esfuerzos a los que estará sometida la estructura, mediante los cuales se evalúa su estabilidad y se define la configuración geométrica capaz de resistir dichos esfuerzos en forma segura. Estos esfuerzos, denominados comúnmente “empujes”, para un muro de contención convencional, se obtienen considerando las siguientes acciones:

- ✚ empujes de las tierras ubicadas en el trasdós de la estructura;
- ✚ eventuales sobrecargas existentes en la superficie del relleno del trasdós;
- ✚ acción del agua por presencia de un nivel freático (esfuerzo hidrostático) o cursos de agua (esfuerzos de filtración);
- ✚ efectos del proceso de compactación en los empujes de trasdós; y/o,
- ✚ acciones de carácter extraordinario o temporal, como puede ser la acción de un sismo.

Los empujes de tierra son generalmente obtenidos mediante métodos de cálculo simplificados, de base analítica o empírica, los cuales han sido desarrollados a partir del siglo XVIII y que actualmente siguen siendo empleados para el diseño de muros de contención de tierras. De todos ellos, los de más amplia aplicación corresponden a los métodos propuestos por Coulomb en 1776 y por Rankine en 1857.

Los métodos de cálculo desarrollados por estos investigadores permiten determinar la magnitud del empuje de tierras que se genera en el trasdós de un muro de contención, para posteriormente evaluar su estabilidad ante dichas solicitaciones.

La obtención de estos empujes está basada en consideraciones de equilibrio límite, mediante la definición, según el caso, de dos estados de tensiones, activo y pasivo, a partir de los cuales el suelo alcanza su estado de rotura.

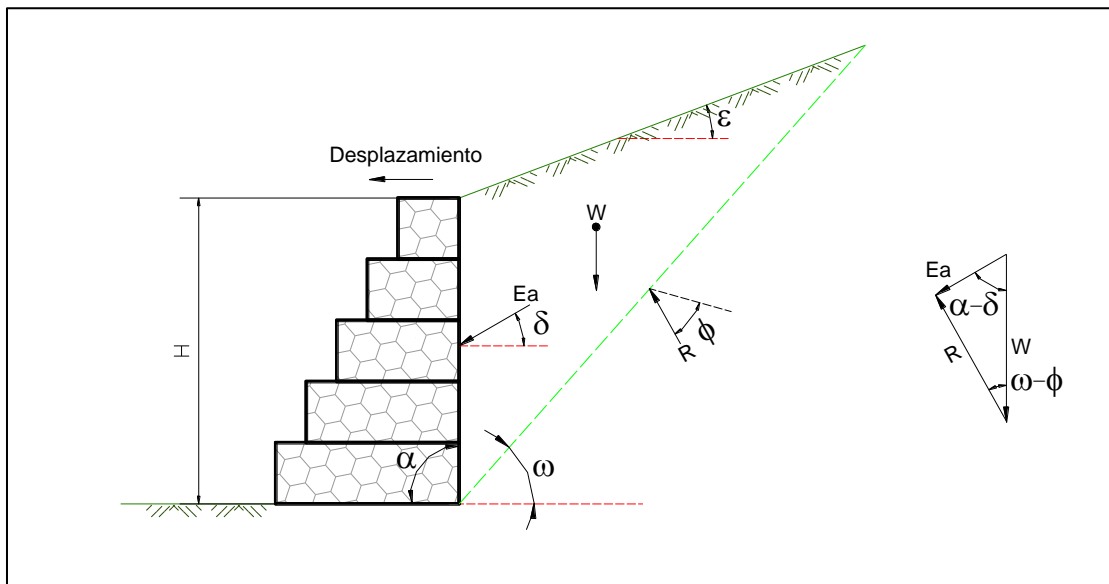


En la actualidad siguen siendo los métodos más empleados para el dimensionamiento de diversos muros de contención de tierras con resultados satisfactorios, como los muros convencionales y los muros de tierra mecánicamente estabilizados, entre otros.

De esta manera, las teorías clásicas de Rankine y de Coulomb, y así también el método del equilibrio límite, pueden ser utilizados en la determinación de los empujes actuantes.

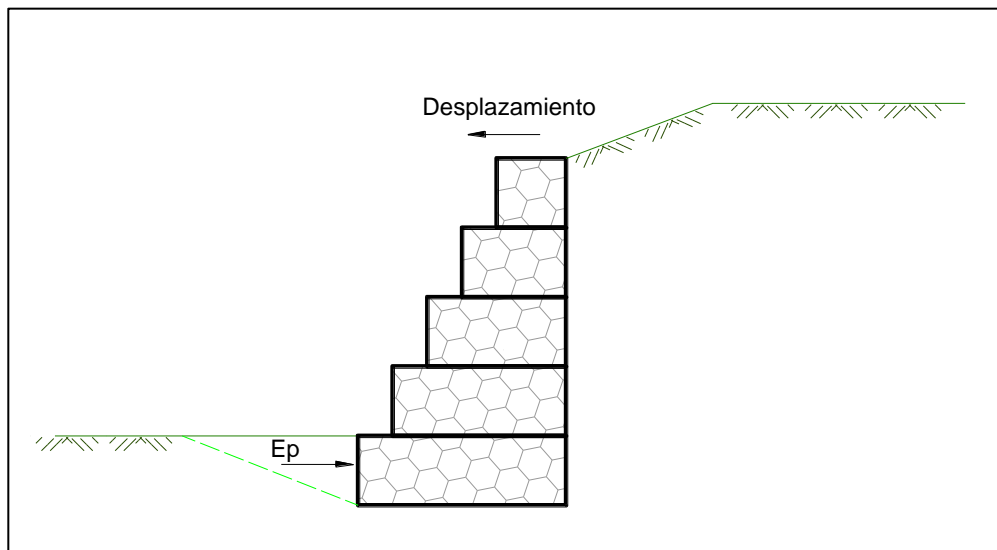
Para los casos más simples, la teoría de Coulomb es generalmente empleada en la determinación del empuje activo, pues abarca una variedad razonable de situaciones encontradas en la práctica.

Para determinar el valor del empuje activo se utiliza la teoría de Coulomb, que se basa en el estudio del equilibrio de una cuña bidimensional de suelo indeformable, ver Figura N° VI.1.- sobre la que actúa el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana y eventualmente la cohesión del suelo. Para el caso particular de muros formados con gaviones se omite el empuje hidrostático por ser la estructura permeable.



**Figura N° VI.1 - Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en el caso activo.-**

Para el cálculo del empuje pasivo, es recomendable utilizar la teoría de Rankine. Este empuje pasivo es representado por la resistencia al desplazamiento horizontal ofrecida por el terreno delante del muro, cuando este está apoyado en una cota inferior a la superficie (Figura N° VI.2), es decir, cuando una parte del muro esté enterrado.



**Figura N° VI.2.- Determinación del empuje pasivo.-**

No obstante se debe tener cautela en la consideración de esta resistencia. Solamente se debe considerar la disponibilidad del empuje pasivo al frente del muro cuando sea posible garantizar que no ocurran excavaciones o posibles erosiones o socavaciones del suelo situado frente a la estructura de contención.

Las características del suelo contenido deben ser analizadas cuidadosamente, ya que de ellas dependen los resultados del análisis. Se debe tratar que el macizo sea generalmente un relleno, preferentemente ejecutado con material no cohesivo y así es normal considerar como nula la cohesión del suelo.

De igual forma, cuando se utiliza suelo arcilloso en el relleno, la cohesión disponible es mucho más pequeña, pues más allá de la compactación provocada durante la construcción, se debe recordar que el estado activo se configura dentro de una situación de desplazamiento del macizo; y así la situación más crítica es la que corresponde a la condición drenada de la resistencia. De esta forma la envolvente de resistencia al corte más indicada en estos casos es la envolvente efectiva (también llamada envolvente drenada), que normalmente presenta una porción de cohesión muy pequeña, o nula, para suelo arcillosos.

---

## VI.2.- DETERMINACION DE LOS EMPUJES.-

La determinación de los empujes actuantes es el paso más importante en el análisis de muros de contención. Normalmente son utilizadas la teorías de Rankine y de Coulomb en esta determinación, pues ellas ofrecen valores realistas para estos empujes. No obstante, la calidad de los valores calculados por estas teorías depende de la correcta utilización de los parámetros de suelo que componen el macizo y las condiciones generales del problema.

Para lograr obtener estos empujes de manera adecuada es necesario considerar los siguientes puntos:

1. La resistencia al corte del suelo, normalmente expresada por el criterio de Mohr - Coulomb, es decir su ángulo de fricción interna " $\phi$ " y su cohesión " $c$ ". Estos valores deben ser obtenidos preferentemente de la envolvente de resistencia efectiva del suelo, obtenida de los ensayos de laboratorio.
2. El peso específico del suelo, tanto en el estado natural como en el estado de saturación completa.
3. El ángulo de fricción entre el suelo y la estructura en función del ángulo de fricción interno del suelo y del material de la estructura, así como la rugosidad de la superficie de contacto.
4. La posición del nivel de agua y las condiciones de flujo a través del macizo. Se deben determinar las alturas máximas y mínimas del nivel de agua y la eventual posibilidad de formación de flujo de agua a través del macizo. Esto es particularmente importante en muros construidos en zonas bajas y en canales.
5. Cargas externas aplicadas sobre el macizo por estructuras construidas sobre él y por tráfico de vehículos.
6. Cargas dinámicas provocadas por efectos sísmicos generalmente especificados por los códigos locales en función de la sismicidad de la región.

En general, en el caso de un macizo de tierras confinado por un muro de contención, deben distinguirse tres situaciones en el estado de empujes. Si se supone un muro perfectamente rígido e indeformable, el estado de empuje de tierras producido se denomina "Empuje en Reposo". Si el muro puede girar y deformarse, como es lo usual en muros de contención, esta

deformación hace descender hasta un valor mínimo llamado “Empuje Activo”. Por el contrario si el muro se traslada hacia el macizo de tierras, el empuje obtiene su valor máximo, denominado “Empuje Pasivo”.

En este documento nos referiremos al caso del “Empuje Activo”, pues el que normalmente ocurre en muros de contención, mientras que el “Empuje Pasivo” sobre el muro, se analizará el caso de aquél disponible frente al muro de contención cuando existe una altura de suelo por encima de la cota de fundación del muro y actúe como una fuerza estabilizante sobre el muro.

### VI.2.1.- Determinación del Empuje Activo.-

Para determinar la superficie de aplicación del empuje activo hay dos casos a considerar.

En el primero de estos casos, la geometría de los gaviones es tal que la cara en contacto con el macizo contenido es plana, es decir, que la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro como se ve en la Figura N° VI.3 - (a).- En este caso, el plano de aplicación del empuje activo es claramente definido por esta cara.

En el otro caso, demostrado en la Figura N° VI.3 - (b).- los gaviones están dispuestos de manera tal que forman escalones en la cara en contacto con el macizo. En este caso es necesario establecer un plano de aplicación del empuje ficticio como lo demostrado en la figura. En el caso del muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos interno superior e inferior del muro.

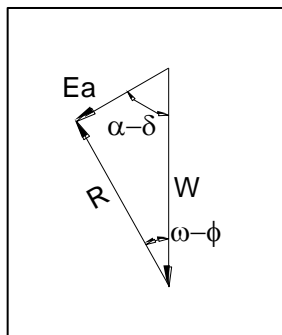
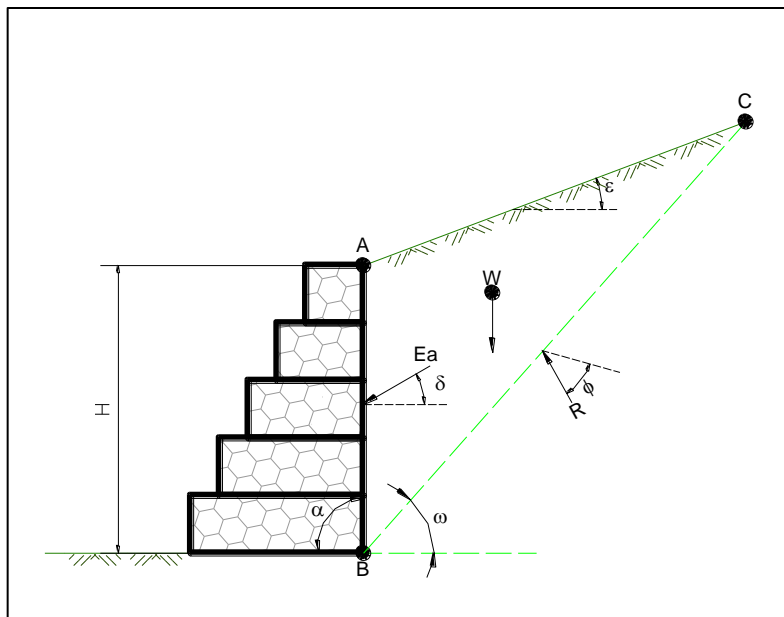
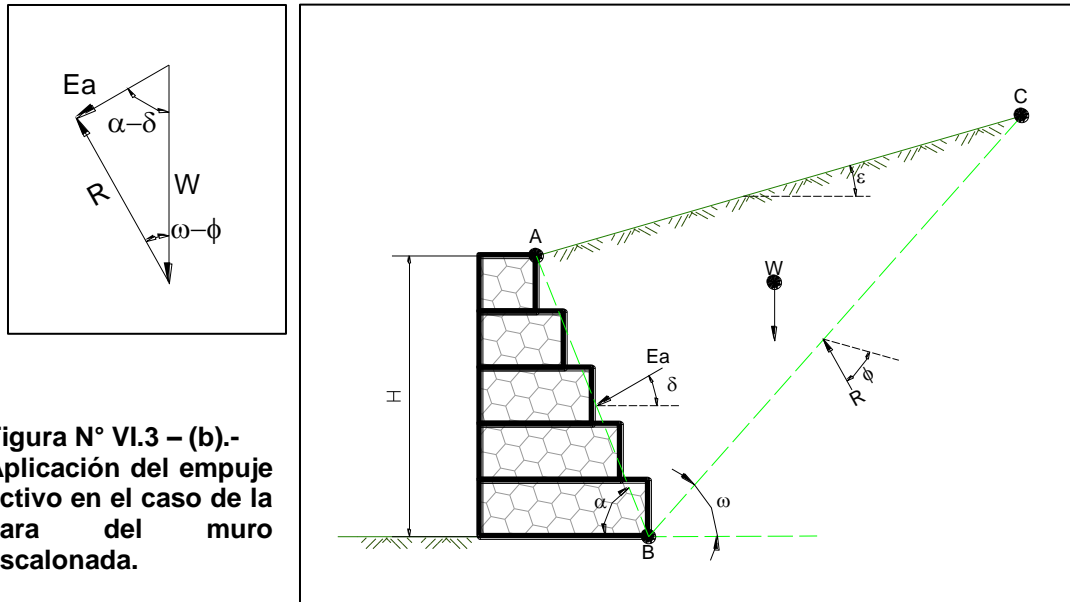


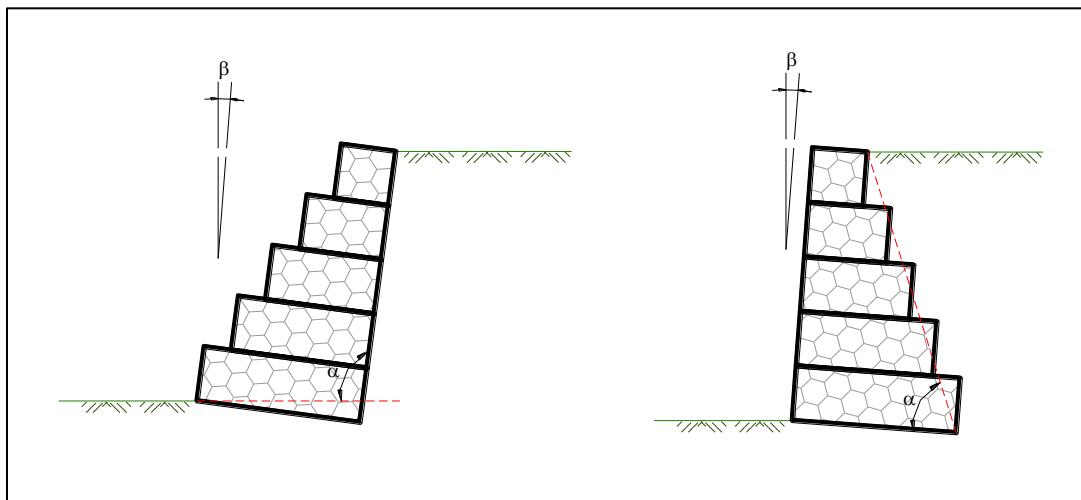
Figura N° VI.3 – (a).- Aplicación del empuje activo en el caso de la cara del muro vertical y plana.





**Figura N° VI.3 – (b).- Aplicación del empuje activo en el caso de la cara del muro escalonada.**

Según lo anterior, quedaría establecido el ángulo “ $\alpha$ ” formado por el plano de empuje y la horizontal. De igual forma debemos establecer que el ángulo “ $\beta$ ” es aquél que forma la cara del muro con la vertical (Ver Figura N° VI.4.-). Es preciso destacar que, para que el muro obtenga mas estabilidad, este valor de “ $\beta$ ” debe ser mayor que  $0^\circ$ , donde se puede indicar que este valor generalmente oscila entre  $\beta = 6^\circ$  y  $\beta = 10^\circ$ .



**Figura N° VI.4.- Ángulo “ $\beta$ ” que forma la cara del muro con la vertical.**

Desde el punto de vista matemático, en ángulo “ $\alpha$ ” estará definido por las expresiones que se indican a continuación.

Si la geometría de los gaviones es tal que la cara en contacto con el macizo de tierra contenido es plana, el ángulo “ $\alpha$ ” sería:

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

Si la geometría de los gaviones están dispuestos de manera tal que forman escalones en la cara en contacto con el macizo de tierra, el ángulo “ $\alpha$ ” sería:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{(B - A)} + \beta$$

Para la determinación del empuje activo que actúa sobre la estructura de contención, es necesario que los parámetros del suelo contenido sean correctamente seleccionados. Estos parámetros son el peso específico “ $\gamma$ ”, el ángulo de fricción interno “ $\phi$ ” y su cohesión “ $c$ ”.

El peso específico puede ser determinado a partir de ensayos “in situ”, tales como el embudo de arena. También se puede estimar el valor del peso específico del material a partir de valores como los de la Tabla N° VI.1.-

**TABLA N° VI.1.-**

**VALORES TÍPICOS DEL PESO ESPECÍFICO DE SUELOS**

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>PESO ESPECÍFICO (t/m<sup>3</sup>)</b>
Arena angular, suelta	1,7
Arena angular, compacta	2,0
Arena limosa, suelta	1,8
Arena limosa, compacta	1,9
Limo	1,7 - 1,9
Limo arcilloso	1,6 - 1,8
Arcilla inorgánica	1,5 - 1,7
Arcilla orgánica	1,3 - 1,6

El valor del ángulo de fricción interno del suelo debe ser determinado a partir de ensayos de resistencia al corte tales como el corte directo o a la compresión triaxial.

Existen también valores tabulados para el ángulo de fricción interno de varios tipos de suelo, como los mostrados en la Tabla N° VI.2.- Esta tabla puede suministrar una estimativa inicial del valor del ángulo de fricción interno del suelo.

**TABLA N° VI.2.-**  
**VALORES TÍPICOS DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNO DE**  
**SUELOS NO COHESIVOS**

TIPO DE SUELO	Ángulo de fricción [grados]
Arena angular, suelta	32 - 36
Arena angular, compacta	35 - 45
Arena sub-angular, suelta	30 - 34
Arena sub-angular, compacta	34 - 40
Arena redondeada, suelta	28 - 32
Arena redondeada, compacta	32 - 38
Arena limosa, suelta	25 - 35
Arena limosa, compacta	30 - 36
Limo	25 - 35

Según la Teoría de Rankine, en términos generales el empuje activo sobre una estructura de contención se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_a - 2 * c * H * K_a^{0,5}$$

Donde:

**H** = es la altura del muro en m.

**$\gamma_s$**  = es el peso específico del material a contener

**c** = cohesión del suelos

**$K_a$**  = es el coeficiente de empuje activo

---

En cuanto a la cohesión del suelo, generalmente esta es tomada como nula “ $c = 0$ ”. Esto es porque el macizo contenido es un relleno y en este caso el valor de la cohesión efectiva es muy pequeño, lo mismo para los suelos arcillosos.

De cualquier modo, conviene evitar la utilización de materiales con un alto tenor de arcilla en el terraplén. Estos suelos presentan varios problemas. En primer lugar dificultan el drenaje, pues tienen baja permeabilidad. Además, son muchas veces expansivos cuando hay aumento en la humedad, lo que provoca un aumento en el empuje.

Además de estos parámetros es necesario también establecer el valor del ángulo de fricción “ $\delta$ ” entre el suelo y la estructura a lo largo de la superficie de aplicación del empuje activo. Se puede tomar este valor como igual al ángulo de fricción interno del suelo “ $\delta = \phi$ ”. Esto es porque la superficie de los gaviones es bastante rugosa, lo que permite un contacto firme entre el suelo y la estructura. Sin embargo, si se utiliza un filtro geotextil entre la cara del muro y el macizo, se debe reducir el valor de ese ángulo de fricción para “ $\delta = 0,9$  a  $0,95 \phi$ ”.

El empuje activo “ $E_a$ ” que actúa sobre la estructura puede ser determinado directamente por las expresiones de la Teoría de Coulomb, cuando:

- El suelo es homogéneo;
- La superficie superior del macizo contenido es plana;
- El suelo es no cohesivo;
- El nivel freático está debajo de la base del muro;
- No hay sobrecargas irregulares sobre el macizo.

En caso que estas condiciones fueran suficientes, el empuje activo está dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2$$

Donde:

$E_a$  = es el Empuje Activo del terreno en Ton/m.

$\gamma_s$  = es el peso específico del material a contener en Ton/m<sup>3</sup>.

$H$  = es la altura del muro en m.

$K_a$  = es el coeficiente de empuje activo y se calcula según la siguiente expresión:



$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\alpha - \phi) * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Donde :

$\alpha$  = es el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal.

$\Phi$  = es el ángulo de fricción interna del suelo.

$\varepsilon$  = es el ángulo formado por la inclinación del talud de relleno y un plano horizontal.

Considerando la Teoría de Rankine, la cual establece el estado de equilibrio plástico del suelo, sin fricción entre muro y suelo, se obtiene un coeficiente de empuje  $K_a$  como sigue:

$$K_a = \cos \varepsilon * \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \Phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \Phi}}$$

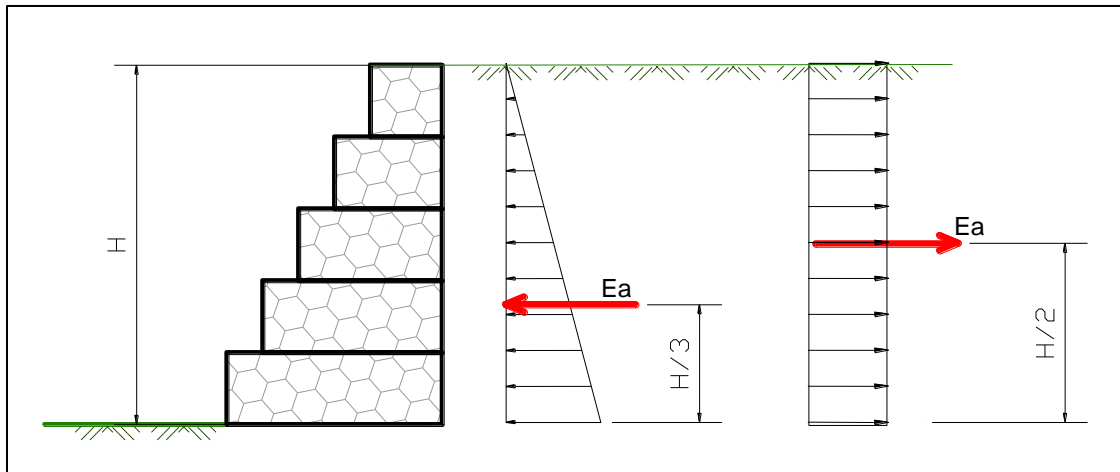
Se puede demostrar que si se considera el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura “ $\delta$ ” igual al ángulo de fricción interno del suelo “ $\phi$ ”, es decir “ $\delta = \phi$ ”, y además se considera que el roce entre el prisma de sedimento y el paramento del muro en contacto con el suelo es despreciable, es decir  $\delta = 0$ , y suponiendo que la superficie del relleno en el trasdós del muro es horizontal, lo que equivale a decir que el ángulo de inclinación del talud de relleno es igual a cero ( $\varepsilon = 0$ ), se obtiene que:

$$K_a = \text{tg}^2 \left[ \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \right]$$

Independientemente que la Teoría de Coulomb establece en sus premisas que el suelo es no cohesivo, suele ser conveniente despreciar la cohesión, ya que ésta, en el relleno contenido, puede modificarse con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor final del empuje.

Desde el punto de vista ilustrativo, el empuje sobre una estructura tiene forma de diagrama triangular con sentido hacia el muro de contención,

mientras que el empuje debido a la cohesión del material tiene forma de diagrama rectangular con sentido hacia el macizo de tierra.



**Figura N° VI.5.- Ilustración del empuje activo sobre el muro (Diagrama Triangular) y el empuje debido a la cohesión (Diagrama Rectangular).**

Si se observa la ecuación general del empuje activo, es fácil entender que si despreciamos la cohesión, el valor del empuje activo será mayor y por ende estaremos diseñando con un factor de seguridad adicional, donde es preciso destacar que no se estaría incurriendo en un sobredimensionamiento excesivo e indeseable, desde el punto de vista técnico - económico.

### **VI.2.2.- Determinación del Empuje debido a Sobrecargas.-**

Las cargas que actúan sobre una estructura de contención de tierras pueden ser, en términos generales, de dos tipos:

- Sobrecarga uniformemente distribuida.
- Sobrecarga puntual.

Las sobrecargas aumentan el empuje de las tierras que actúa en el trasdós de una estructura, sumándose al empuje de tierras que es debido al peso propio del material de relleno.

Las sobrecargas actuantes pueden ser aplicadas tanto si el dimensionamiento de la estructura se realiza a partir de la teoría de Rankine como de la teoría de Coulomb.

### VI.2.2.1.- Determinación del Empuje por Sobrecarga Uniformemente Distribuida.-

Una sobrecarga uniformemente distribuida “q” ubicada sobre una estructura de contención de tierras y relleno de superficie horizontal (aplicación de la teoría de Rankine), actúa de como una carga tipo rectángulo de forma uniformemente distribuida tal como se muestra en la Figura N° VI.6.-

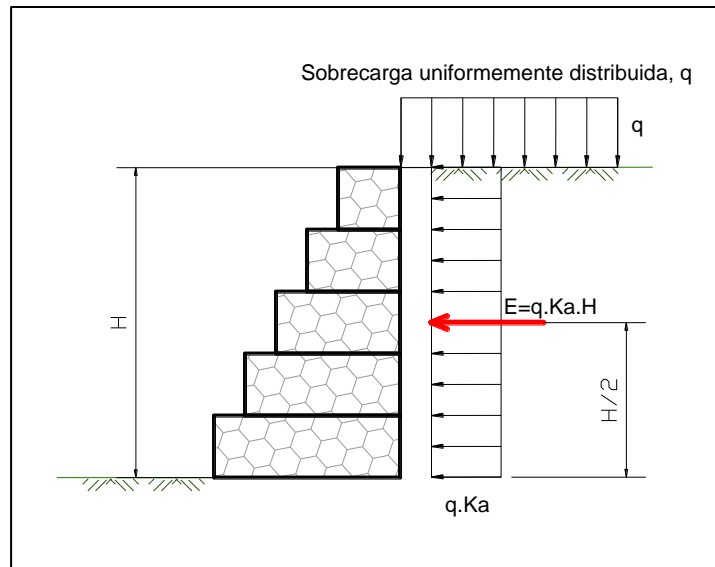


Figura N° VI.6.- Disposición del Empuje por Sobrecarga Uniformemente Distribuida.

En caso que exista una sobrecarga uniforme “q” distribuida sobre el macizo, el valor del empuje activo por una sobrecarga uniformemente distribuida será:

$$E_a = q * H * K_a * \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } (\alpha + \epsilon)}$$

En vista que el diagrama de carga es un rectángulo, su punto de aplicación es en la mitad de la altura del muro, es decir en H/2.

Sobre la base de lo anterior, el empuje total, considerando el relleno y la sobrecarga, sobre el paramento del muro sería como se indica:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2 + q * H * K_a * \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } (\alpha + \epsilon)} - 2 * c * H * \sqrt{K_a}$$

Normalmente, cuando la sobrecarga es debida a vehículos, se adopta un valor de q = 1,5 a 2,0 Ton/m, con lo que se obtienen resultados satisfactorios.

Esta sobre carga sobre el muro de retención, “q”, también es asimilada a un relleno de altura “h<sub>s</sub>” de las mismas características del relleno. De esta forma se tiene que:

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s}$$

Con esta consideración, la expresión del empuje total quedaría como se indica:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2 * + h_s * \gamma_s * H * K_a * \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } (\alpha + \epsilon)} - 2 * c * H * \sqrt{K_a}$$

El punto de aplicación del empuje activo se puede obtener de la siguiente expresión:

$$h_{E_a} = \frac{\gamma * H^2 + 3 * q * H}{3 * \gamma * H + 6 * q} - B * \text{sen} \beta$$

En la expresión anterior se puede fácilmente deducir que si la sobrecarga es cero, el punto de aplicación del empuje activo será un tercio de la altura del muro tal y como se indica:

$$h_{E_a} = \frac{1}{3} H$$

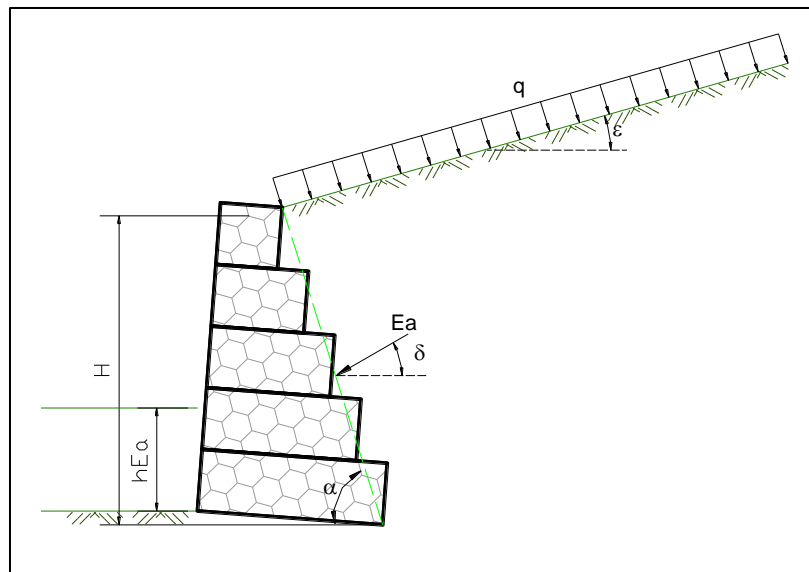
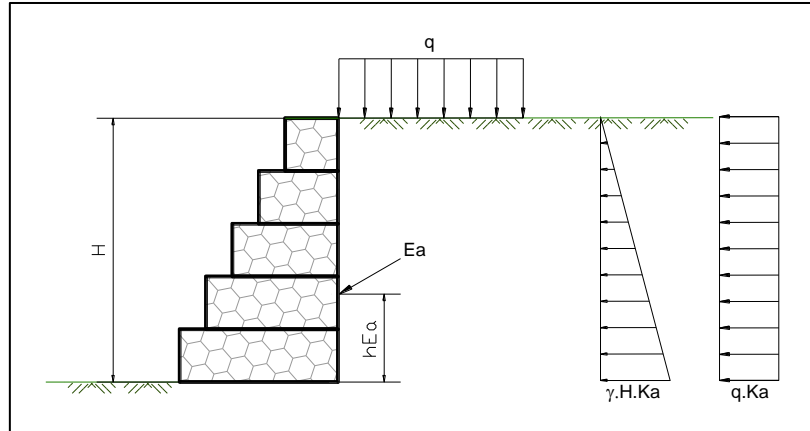


Figura N° VI.7.- Disposición de Sobrecarga Uniformemente Distribuida en talud con inclinación “ε”.



**Figura N° VI.8.- Disposición de Sobrecarga Uniformemente Distribuida en talud horizontal.**

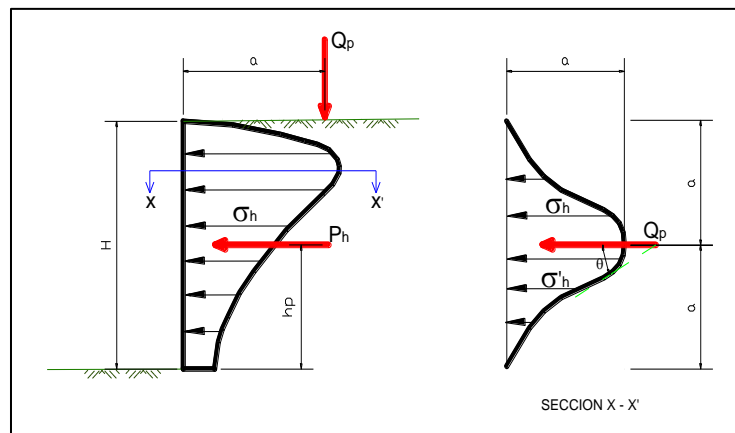
Es preciso indicar que en el momento del cálculo de la estabilidad del muro, lo cual se analizará mas adelante, los empujes y sus puntos de aplicación se calculan de manera independiente, con la finalidad de aligerar el desarrollo de los cálculos, a la vez que le permite al calculista tener mejor sensibilidad con cada una de las cargas que pueden actuar sobre el muro de contención.

**VI.2.2.2.- Determinación del Empuje por Sobrecarga Puntuales.-**

El incremento de empuje actuando en el paramento del muro en contacto con el macizo de relleno debido a sobrecargas puntuales, se ha encontrado que varía con la profundidad según lo mostrado en la Figura N° VI.8.- (Jara - 2008).

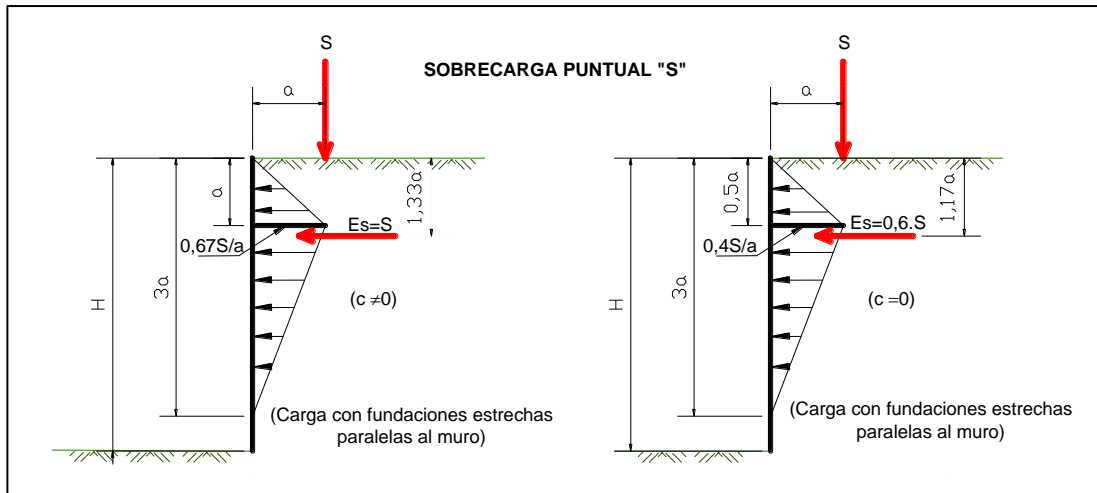
En la Figura N° VI.9.- se puede observar que la carga sobre el muro se hace efectiva a una altura “ $h_p$ ” medida desde la base del muro. De igual forma tiene un efecto en planta sobre el muro a ambos lados de la aplicación de la carga puntual, tal y como ilustra en la Sección X-X’ de la misma figura.

**Figura N° VI.9.- Distribución de esfuerzos debido a una Sobrecarga Puntual. A la izquierda vista de la distribución en la vertical. A la derecha distribución en planta de la sobrecarga puntual.**



De forma simplificada, la determinación del empuje debido a una sobrecarga lineal es paralela al muro, tanto para materiales de relleno que no presentan cohesión como aquellos que si presentan.

En la Figuras VI.10.-, se ilustra la aplicación de la carga puntual, el diagrama del empuje y el punto de aplicación del mismo, tanto para suelos cohesivos como para no cohesivos.



**Figura N° VI.10.- Distribución de esfuerzos debido a una Sobrecarga Puntual de forma simplificada. A la izquierda diagrama de esfuerzos para Suelos No Cohesivos y su punto de aplicación. A la derecha diagrama de esfuerzos para Suelos Cohesivos y su punto de aplicación.**

En términos generales, si se aplica una Carga Puntual “ $C_p$ ”, a una distancia “ $a$ ” del paramento en contacto con el macizo de relleno, esta carga originará un empuje sobre dicho paramento, el cual varía si el suelo es cohesivo o no cohesivo.

Para suelos cohesivos, el diagrama de cargas será de forma triangular con un efecto de profundidad sobre el paramento del muro de hasta tres veces el valor de “ $a$ ”, con un valor máximo a una profundidad igual a “ $a$ ”. En este caso el valor del empuje activo por carga puntual “ $E_{acp}$ ” será:

$$E_{acp} = C_p$$

Y estará aplicado a una profundidad “ $h_{cp}$ ”, como se indica:

$$h_{cp} = 1,33 * a$$

---

Para suelos no cohesivos, al igual que para el caso de suelos cohesivos, el diagrama de cargas será de forma triangular con un efecto de profundidad sobre el paramento del muro de hasta tres veces el valor de “a”, con un valor máximo a una profundidad igual a “0,5\*a”. En este caso el valor del empuje activo por carga puntual “E<sub>acp</sub>” será:

$$E_{acp} = 0,6 * C_p$$

Y estará aplicado a una profundidad “h<sub>cp</sub>”, como se indica:

$$h_{cp} = 1,17 * a$$

### VI.2.2.3.- Determinación del Empuje Pasivo.-

El empuje pasivo “E<sub>p</sub>”, disponible frente al muro de contención cuando la altura del suelo “h” frente al muro es superior a la cota de apoyo de la base, puede ser determinado por la teoría de Rankine.

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * h^2$$

Donde:

E<sub>p</sub> = es el Empuje Pasivo del terreno en Ton/m.

γ<sub>s</sub> = es el peso específico del material a contener en Ton/m<sup>3</sup>.

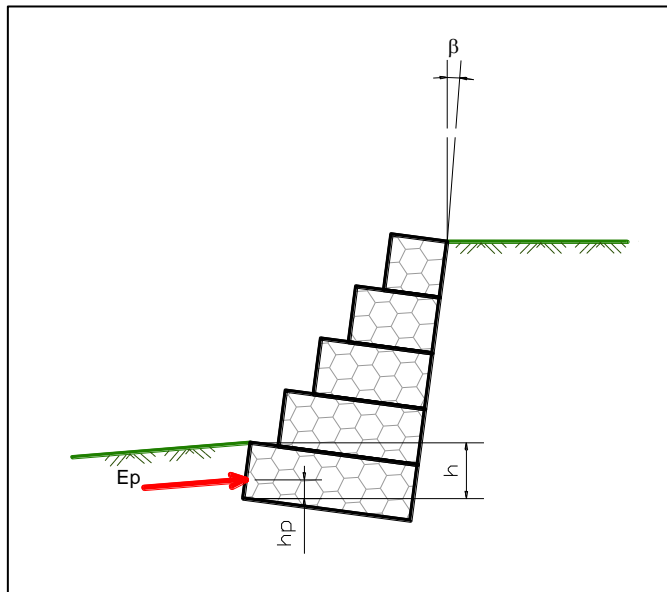
h = es la altura del suelo frente al muro en m.

K<sub>p</sub> = es el coeficiente de empuje pasivo y se calcula según la siguiente expresión:

$$K_p = \text{tg}^2 \left[ \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \right]$$

En el caso del empuje pasivo, se puede asumir que el material de suelo frente al muro es no cohesivo (c = 0) y se obtienen resultados satisfactorios.

Figura N° VI.11.- Empuje pasivo “E<sub>p</sub>”, originado frente al muro de contención cuando la altura del suelo “h” frente al muro es superior a la cota de apoyo de la base.



El punto de aplicación de “E<sub>p</sub>”, está situado a “h/3” de la base del muro y teóricamente su dirección es paralela a la superficie del suelo frente al muro. Sin embargo, en los casos prácticos de cálculo, este empuje pasivo se dispone con una dirección horizontal, con ello se simplifican los cálculos y los resultados son satisfactorios.

#### IV.2.2.4.- Muro Parcialmente Sumergido.-

Si el muro estuviera parcialmente sumergido, para el cálculo del empuje originado por el peso del material de relleno contenido en el trasdós del mismo, se deberá considerar el peso sumergido “γ<sub>s</sub>” del suelo situado por debajo del nivel del agua.

De esta manera el peso del material de relleno debe ser dividido en dos partes. Uno de ellos situado por encima del nivel del agua y el otro situado por debajo. El peso de la parte superior debe ser determinado utilizando el peso específico natural del suelo “γ<sub>s</sub>”, mientras que el peso de la parte inferior se determina con el peso específico sumergido “γ<sub>sw</sub>”. Este peso puede ser estimado mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_{sw} = \gamma_s - (1 - n) * \gamma_w$$



Donde:

$\gamma_{sw}$  = peso específico sumergido del suelo

$\gamma_s$  = peso específico del suelo

$n$  = porosidad del suelo. Este valor se puede adoptar como  $n = 0,2$  a  $0,3$ .

$\gamma_w$  = peso específico del agua

En estos casos, si nos basamos en lo ilustrado en la Figura N° VI.11.-, el peso de la cuña de suelo definida por el triángulo A-B-C en el trasdós del muro, sería como se indica:

$$P = A * \gamma_s + A' * \gamma_{sw}$$

Lo que equivale a:

$$P = A * \gamma_s + A' * (\gamma_s - (1 - n) * \gamma_w)$$

Donde:

$A_1$  = Volumen de suelo seco.

$A_2$  = Volumen de suelo sumergido.

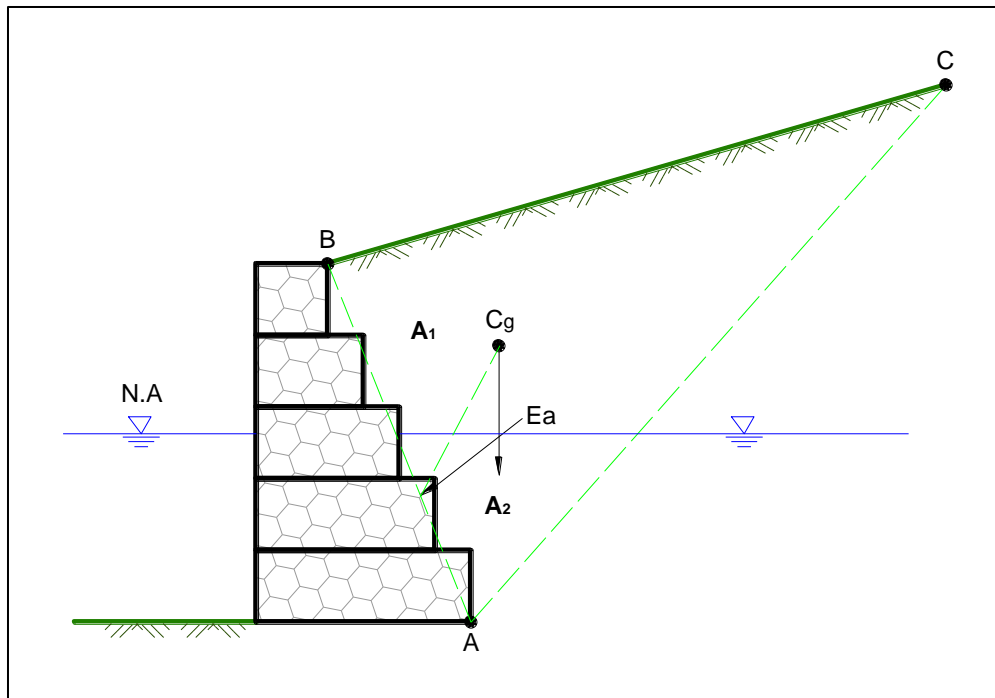


Figura N° VI.12.- Muro de gaviones parcialmente sumergido.

---

### VI.2.2.5.- Determinación del peso del muro.-

Es necesaria la determinación del peso de la estructura de contención para los análisis de estabilidad.

El peso “W” del muro de gaviones se obtiene del cálculo geométrico del volumen de cada nivel o camada de gaviones que conforma el muro multiplicado por el peso específico del gavión “ $\gamma_g$ ”. El valor de “ $\gamma_g$ ” es obtenido a partir del peso específico del material pétreo “ $\gamma_p$ ” y de la porosidad “n” de los gaviones, la cual comúnmente se utiliza un valor de  $n = 0,20$  a  $0,30$ . El peso específico del gavión se puede obtener de la siguiente expresión:

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

Los valores del peso específico “ $\gamma_p$ ” para algunos tipos de piedras comúnmente utilizados se indican en la Tabla N° VI.3.-

**TABLA N° VI.3.-**

**PESOS ESPECIFICOS DEL MATERIAL PETREO  
COMO RELLENO DE LOS GAVIONES**

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>Peso Específico (Ton/m<sup>3</sup>)</b>
Basalto	2,5 - 3,3
Diorito	2,5 - 3,3
Gabro	2,7 - 3,1
Gneiss	2,5 - 3,0
Granito	2,6 - 3,3
Calcáreo	1,7 - 3,1
Mármol	2,5 - 3,3
Cuarcita	2,65
Arenito	1,2 - 3,0
Argilito	2,0 - 2,5

---

Para el cálculo del peso del muro de gaviones comúnmente se podría utilizar un valor del peso específico del material pétreo de  $\gamma_p = 2,65 \text{ Ton/m}^3$  y una porosidad de  $n = 0,20$  ó  $0,30$ . Según lo anterior, el peso específico de un gavión sería como sigue:

$$\gamma_g = 2,65 * (1 - 0,20) \quad \text{ó} \quad \gamma_g = 2,65 * (1 - 0,30)$$

Con lo que se tiene que el peso específico del gavión podría variar entre los valores que se indican:

$$\gamma_g = 2,12 \text{ Ton/m}^3 \quad \text{ó} \quad \gamma_g = 1,86 \text{ Ton/m}^3$$

Cualquiera de los valores son posibles para el peso estimado de una estructura de gavión, la variación depende exclusivamente del peso específico del material pétreo y en especial de la elaboración de la estructura de gavión, específicamente en el llenado de las cestas. Si las cestas son rellenas cuidando lograr la menor cantidad de espacios vacíos, de manera que la porosidad tienda a ser  $0,20$ , luego entonces se debería utilizar un valor de  $2,12 \text{ Ton/m}^3$  de en caso contrario se tomará un valor menor. Ahora bien, desde el punto de vista práctico, es preferible utilizar un valor de  $1,86 \text{ Ton/m}^3$ , pues en el momento de la elaboración de los cálculos y el proyecto, no se tiene certeza de como será la elaboración del muro de gaviones y del llenado de las cestas.

En el caso que el muro estuviera parcialmente sumergido, se debe utilizar el peso específico sumergido de los gaviones " $\gamma_{gw}$ ", para la parte del muro que estuviera debajo del nivel de agua. El valor de " $\gamma_{gw}$ ", está dado por:

$$\gamma_{gw} = (\gamma_p - \gamma_w) * (1 - n)$$

Donde:

$\gamma_{gw}$  = Peso específico sumergido del gavión

$\gamma_w$  = Peso Específico del agua igual a  $1 \text{ Ton/m}^3$ .

Para el cálculo del peso del muro de gaviones eventualmente sumergido se utiliza un valor del peso específico del material pétreo de  $\gamma_p = 2,65 \text{ Ton/m}^3$ , un peso específico del agua de  $1 \text{ Ton/m}^3$  y una porosidad de  $n = 0,20$  ó  $0,30$ . Según lo anterior, el peso específico de un gavión sería como sigue:

$$\gamma_{gw} = (2,65 - 1) * (1 - 0,20) \quad \text{ó} \quad \gamma_{gw} = (2,65 - 1) * (1 - 0,30)$$

Con lo que se tiene que el peso específico del gavión sumergido podría variara entre los valores que se indican:

$$\gamma_g = 1,32 \text{ Ton/m}^3 \quad \text{ó} \quad \gamma_g = 1,16 \text{ Ton/m}^3$$

La experiencia indica la necesidad de aplicar un factor de corrección igual a 1,15, por lo tanto el nuevo valor del peso específico del gavión sumergido podría variara entre los valores que se indican:

$$\gamma_g = 1,52 \text{ Ton/m}^3 \quad \text{ó} \quad \gamma_g = 1,33 \text{ Ton/m}^3$$

Para la determinación del peso real del muro de gaviones se debe tener en cuenta la diferencia del peso específico entre la parte del muro encima y la parte debajo el nivel de agua.

El peso de cada nivel o camada de gaviones puede calcularse de forma independiente, de manera que en el momento del cálculo de los momentos estabilizantes se puede calcular dicho momento considerando el peso individual de cada nivel y su acción sobre la estabilidad integral de la estructura, sin tener la necesidad de recurrir a laboriosos cálculos de la determinación de la posición del centro de gravedad total de la estructura.

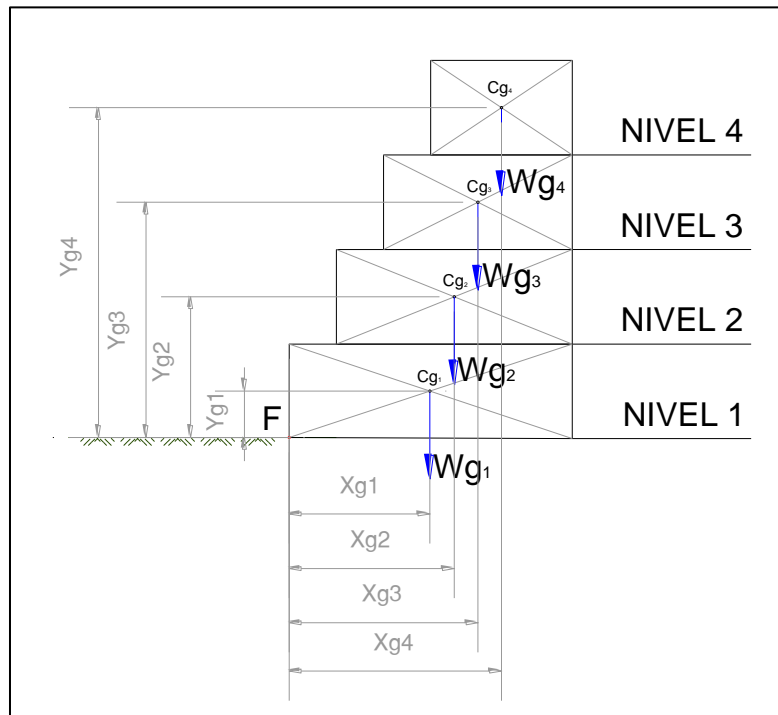


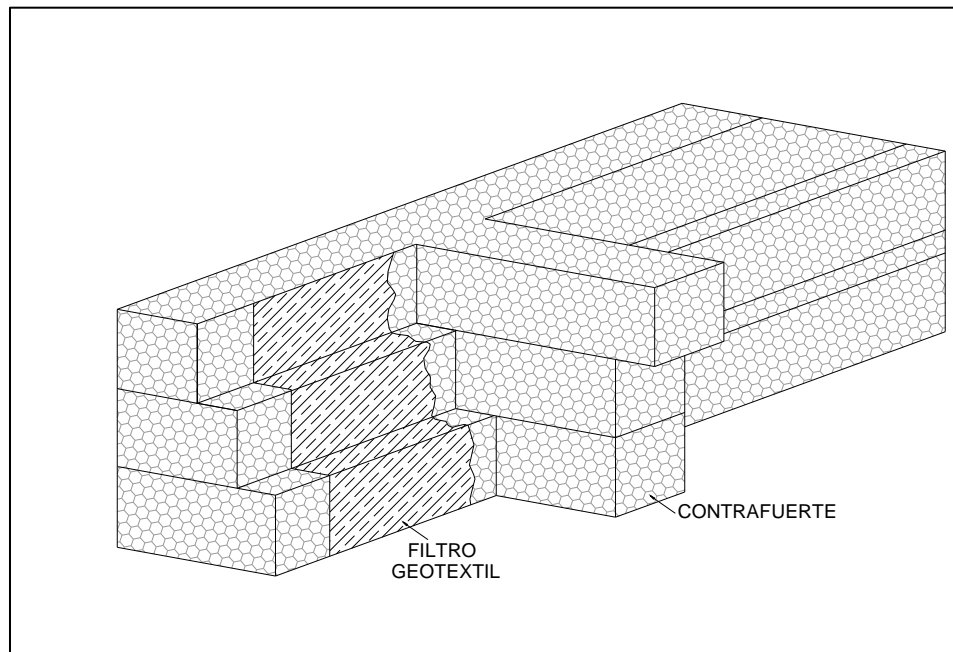
Figura N° VI.13.- Cálculo del peso del muro considerando el peso individual de cada nivel y su acción sobre la estabilidad integral de la estructura.

---

### VI.3.- CONTRAFUERTE.-

En la ingeniería civil, por definición, un contrafuerte es un pilar vertical que se coloca adosado a un muro, para hacerlo más resistente a las cargas actuantes.

En el caso de muros de gaviones, los contrafuertes pueden ser considerados como elementos de ancho unitario, siendo más largos en los niveles o camadas superiores y disminuyendo en las inferiores (Ver Figura N° VI.13.-).



**Figura N° VI.14.- Ilustración de un contrafuerte típico.**

La función de los contrafuertes es predominantemente drenante pero, al mismo tiempo, desarrollan una función estática, contribuyendo para el enrobustecimiento y estabilidad de la estructura, reduciendo los eventuales desplazamientos del tope y en especial para disminuir o evitar las posibles deformaciones longitudinales del muro.

En la referencia 10.- se indica taxativamente que no existe una metodología para el dimensionamiento de la sección, posición y cantidad de los contrafuertes en los muros de gaviones, por otro lado, tales elementos son normalmente utilizados en estructuras de este tipo con el objetivo de mejorar su desempeño.

Sin embargo, si se analiza teóricamente el comportamiento de un muro de gaviones en un tramo entre sendos contrafuertes, dispuestos de manera

perpendicular a la estructura, se podría visualizar como se ilustra en la Figura N° VI.14.-, en la cual se puede observar los esfuerzos del empuje de tierra indicados como “P”, los contrafuertes de ancho “b” dispuestos a una longitud “L”, las fuerzas de fricción “f” y la posible deformación longitudinal que se ilustra como un desplazamiento “d”.

Figura N° VI.15.- Vista en planta del Análisis Teórico de las fuerzas que intervienen en el comportamiento de un muro con contrafuerte.

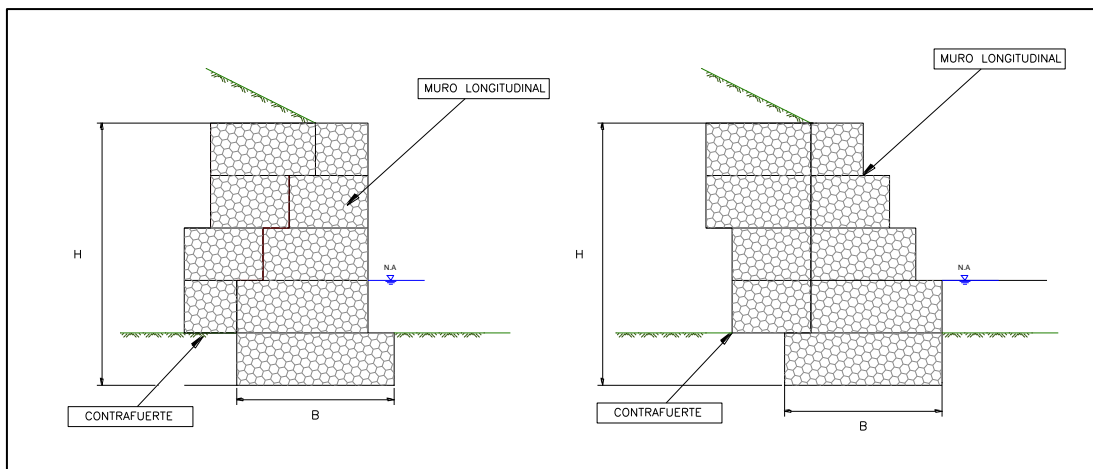
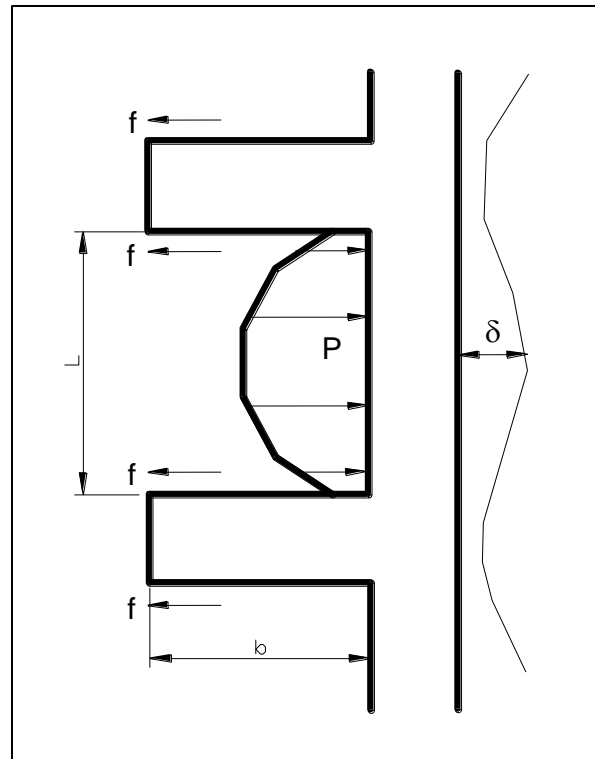


Figura N° VI.16.- Detalle de sección de un muro de gaviones con escalones hacia el relleno y con escalones hacia afuera a los cuales se le ha adosado un contrafuerte típico.

---

Ahora bien, la experiencia en este tipo de estructuras indica que en tramos de luces de unos cinco (5) metros o mayor, para muros con longitudes mayores de 20 metros, pudieran generarse deformaciones longitudinales debido a los posibles esfuerzos diferenciales a lo largo del muro. Estos esfuerzos pudieran generarse por diversas razones, entre las cuales se podría mencionar:

- ✚ La flexibilidad del muro.
- ✚ La incorrecta disposición de los amarres y no lograr un correcto cosido y tensado de las cestas.
- ✚ Pérdida de suelo de fundación por efecto de asentamiento del mismo o influencia de erosiones o socavaciones.

En estos casos se propone el empleo de contrafuertes a esta distancia, los cuales servirán para rigidizar la estructura en éstos puntos y evitar el modo de falla por distorsión, entendiéndose por distorsión a esas deformaciones longitudinales.

Se puede inferir que estos contrafuertes tienen dos comportamientos sobre el muro, en donde ambos funcionan como refuerzos adicionales a la fuerza estabilizante principal del muro que es el peso propio.

El primer comportamiento tiene que ver con el peso del contrafuerte que actúa generando una fuerza que genera un momento estabilizante al muro y que actúa desde el tope del muro.

El segundo comportamiento es que estos contrafuertes tienden a estar empotrados en el terreno de manera que generan refuerzos adicionales considerando la fricción que se genera entre el suelo y las paredes del contrafuerte.

Basados en estas observaciones, estos elementos han sido utilizados no solamente en las extremidades de los muros de gaviones, sino también a lo largo de su desarrollo, para optimizar su desempeño y en especial para lograr minimizar sino eliminar las deformaciones longitudinales.

Considerando lo anterior, de la colocación de los contrafuertes se derivan los siguientes beneficios:

- ✚ Los contrafuertes proporcionan mejores condiciones de drenaje al macizo de suelo contenido, especialmente dentro de la zona sujeta al mecanismo de falla; esto se debe al hecho de que los mismos crean caminos preferenciales para el drenaje de las aguas de percolación, sean estas originadas por la infiltración o elevación del nivel freático.

- 
- ✚ Actúan como elementos de anclaje, pues su presencia aumenta el área de contacto con el suelo por efecto de fricción, así como efecto de contribución a las fuerzas resistentes por el peso de los mismos, mejorando la estabilidad en lo que se refiere al deslizamiento, vuelco y presiones en la fundación.
  - ✚ Los gaviones, aún si son suministrados en piezas separadas y posteriormente unidos entre si a través de costura, trabajan de forma solidaria y homogénea, como una estructura monolítica, de tal forma que estas, cuando están provistas de contrafuertes, ganan mayor rigidez. De esta forma, frente a eventuales problemas de asentamientos o en presencia de suelos de baja capacidad de soporte, condiciones estas que generarían deformaciones acentuadas, parte de estas solicitaciones son absorbidas por los contrafuertes, disminuyendo así las deformaciones longitudinales antes descritas.

En relación a la posición de estos elementos a lo largo de las estructuras, podemos decir que su definición es hecha de forma empírica y está basada en experiencias anteriores.

Sobre la base en todas las observaciones e informaciones anteriormente expuestas, se puede inferir que como regla general, para muros entre cuatro (4) metros y siete (7) metros de altura, la distancia mínima entre los contrafuertes debería ser de cinco (5) metros y máxima de diez (10) metros.



---

## **CAPITULO VII**

### **DIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA ESTRUCTURA DE GAVIÓN.-**

#### **VII.1.- GENERALIDADES.-**

##### **VII.1.1.- Criterios para el Diseño.-**

En general, un muro de contención de tierras correctamente proyectado debe satisfacer dos requisitos iniciales: primero, para hacer a la estructura segura contra una falla por vuelco y contra una falla por deslizamiento, De igual forma se debe garantizar la estabilidad contra un asentamiento excesivo, es decir, que las tensiones bajo la base del muro no deben exceder a la capacidad de carga admisible del terreno de fundación.

El dimensionamiento de un muro de contención de tierras consiste en la definición preliminar de su geometría y de sus dimensiones mínimas, a partir del cual se realiza el análisis de estabilidad. En general, el procedimiento para el dimensionamiento es esencialmente de tanteos, por lo que se suponen unas dimensiones iniciales provisionales antes de poder investigar la estabilidad o la resistencia estructural.

Para definir la geometría preliminar del muro, diversos autores plantean recomendaciones para la definición de las dimensiones mínimas que deben ser establecidas inicialmente para el dimensionamiento de los muros de contención de tierras. En el caso de muros de gaviones se puede inferir que este predimensionamiento se puede definir a través de una relación entre la altura del muro y la base del mismo. En tal sentido, el predimensionamiento del muro se puede iniciar a través de una relación de que la base sea entre un 50% y un 70% de la altura del muro.

A partir de las dimensiones inicialmente definidas, se realiza un cálculo de estabilidad de la estructura, que dependiendo del tipo de muro puede ser tanto externa como interna. En función de los resultados obtenidos, se evalúa la necesidad de modificar algunas de las dimensiones, antes de obtener un proyecto satisfactorio y en especial optimizado desde el punto de vista técnico y económico.

La evaluación de la estabilidad de un muro de contención de tierras tiene como objetivo principal, valorar el comportamiento de la estructura ante los

---

esfuerzos a los que se verá sometida, y a partir de ello, determinar si es estable o no ante la acción de dichas solicitaciones. Estas solicitaciones, también denominadas acciones, son obtenidas a partir de las teorías de empujes de tierras comentadas en los apartados anteriores, y en la actualidad vienen definidas en distintas normativas y recomendaciones generales que son de directa aplicación para el dimensionamiento de muros.

La estabilidad de los muros de contención de tierras se realiza siempre comparando las acciones que tienden a estabilizar la estructura con aquellas que tienden a desestabilizarla, obteniéndose finalmente un factor de seguridad que es comparado con valores mínimos que son presentados la diversa bibliografía especializada, que son comúnmente denominados coeficientes de seguridad globales.

Es preciso indicar que estos coeficientes de seguridad lo único que engloban es la imprecisión que ha de considerarse tanto en las fuerzas actuantes como las estabilizantes, lo cual ofrece una medida indirecta de la fiabilidad de la estructura frente a un modo de fallo concreto.

Para iniciar un diseño de un muro de gaviones, además de las condiciones propias del lugar (topografía, geología, etc.), deben conocerse las características geotécnicas de los materiales en la zona para determinar los empujes y reacciones. Las principales características que deben evaluarse son el peso unitario del material a contener, la cohesión y el ángulo de fricción.

Con estos datos se pueden determinar los empujes debidos a:

- El suelo (relleno) del trasdós.
- El material en la base del muro.
- El agua.
- Sobrecargas próximas.
- Presiones de compactación.
- Esfuerzos por cargas sísmicas.

Con este conjunto de acciones, las cuales deben fijarse en magnitud y posición, se debe realizar un predimensionamiento del muro, para luego realizar el análisis de estabilidad según lo que se describe a continuación.

### **VII.1.2.- Procedimiento de Diseño.-**

A continuación se describe el procedimiento general para el dimensionamiento de un muro de gaviones.

- 
1. Con base en la geometría del problema, predimensionar la estructura considerando una base con dimensiones entre un 50% y un 70% de la altura del muro.
  2. Caracterizar los materiales disponibles y verificar que cumplan con las propiedades mínimas requeridas, de acuerdo con lo presentado en el Capítulo III.-
  3. Calcular las cargas a las que estará sometida la estructura, de acuerdo con lo presentado en el Capítulo VI.-
  4. Determinar la disposición general de los gaviones (sección y contrafuertes).
  5. Verificar la estabilidad al volcamiento.
  6. Verificar la estabilidad al deslizamiento, así como la estabilidad al deslizamiento interna de cada nivel.
  7. Verificar las tensiones máximas y admisibles en la base de fundación del muro.

## **VII.2.- PROCEDIMIENTO PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.-**

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de un muro de gaviones se deben calcular los siguientes factores:

- Factor de seguridad al volcamiento ( $F_{sv}$ )
- Factor de seguridad al deslizamiento ( $F_{sd}$ )
- Verificación de las tensiones transmitidas por el terreno.
- Verificación de secciones intermedias.

Las fuerzas actuantes y resistentes se indican en las figuras que se muestran a continuación las cuales contemplan los muros con escalones internos y externos.

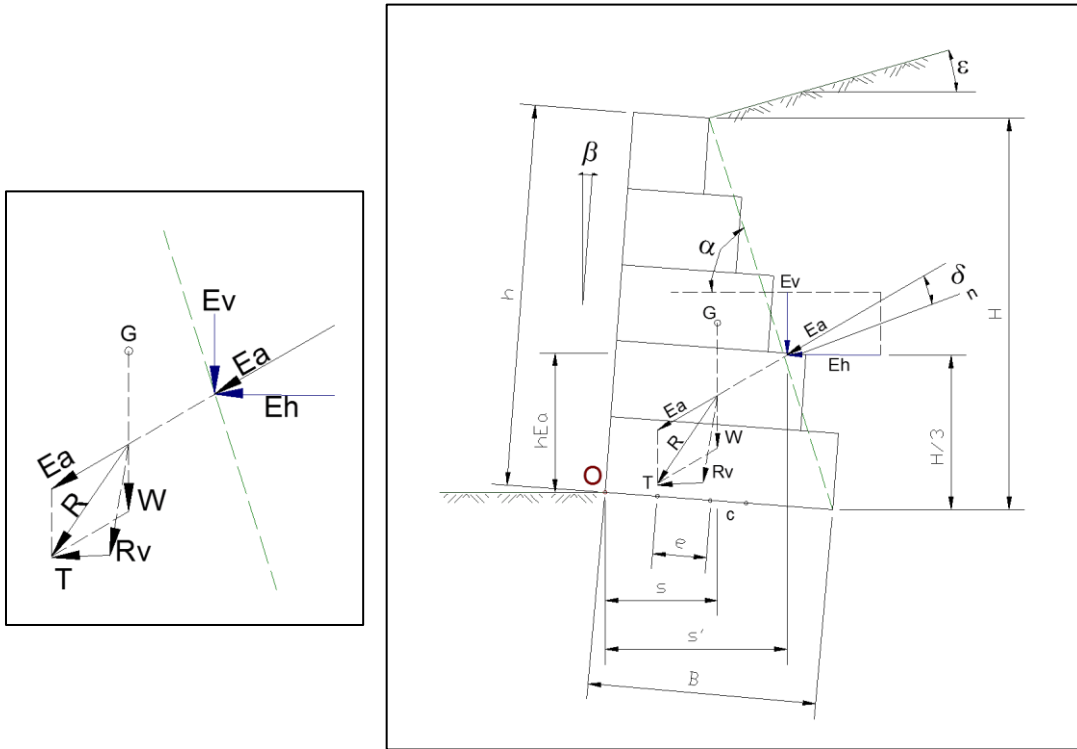


Figura N° VII.1.- Fuerzas que actúan un en muro típico de gaviones con escalones internos. A la izquierda se ilustra el diagrama de fuerzas que actúan en donde la línea punteada define la superficie virtual de acción del Empuje Activo.

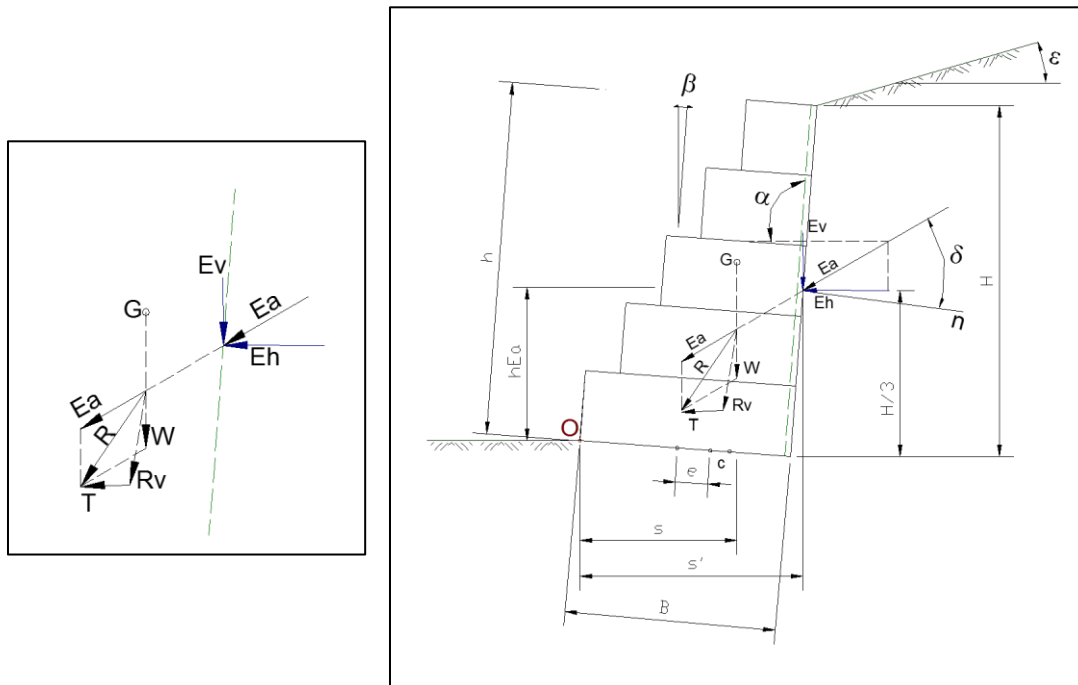


Figura N° VII.2.- Fuerzas que actúan en un muro típico de gaviones con escalones externos. A la izquierda se ilustra el diagrama de fuerzas que actúan en donde la línea punteada define la superficie virtual de acción del Empuje Activo.

---

En las figuras anteriores se ilustran muros apoyados sobre el terreno, sin embargo es una práctica común se suele enterrar o empotrar el muro en el terreno de fundación. Se puede recomendar que la profundidad que se debería enterrar pudiera variar entre un 10 % y un 20 % de altura del muro.

Ahora bien, desde el punto de vista de la buena práctica de la ingeniería, la base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen arcillas expansivas o arcillas plásticas.

En muchos casos es necesario fundar a profundidades mayores que los valores sugeridos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención, así como también es una práctica común realizar la estabilización del suelo mediante diversas técnicas geotécnicas. Estas pueden variar desde la más comúnmente utilizada que se trata de colocar roca bruta para lograr una mejor capacidad de soporte, la utilización de los gaviones saco con la misma finalidad, o utilizar técnicas mas elaboradas con la utilización de geotextiles, geomantas o geogrillas.

Tal y como se indicó en el Capítulo VI.-, al enterrar un muro se genera un empuje pasivo debido al terreno en el frente del muro, que en la mayoría de los casos de cálculo es conveniente despreciar para estar del lado de la seguridad.

A continuación se describen la metodología cálculo para determinar los factores de seguridad de una estructura de gaviones.

### **VII.2.1.- Verificación del Factor de Seguridad al Volcamiento.-**

El factor de seguridad al volcamiento corresponde a la relación entre los momentos actuantes y los resistentes. Para obtener esta relación se establece un punto de rotación al volcamiento "O" ubicado al pie del muro, y a partir de este punto, en sentido vertical y horizontal, se determinan las distancias hasta el punto de aplicación de cada fuerza actuante. a partir de las cuales se calculan los momentos.

La bibliografía especializada recomienda que el factor de seguridad al volcamiento sea como mínimo de 1,5 para suelos granulares y que sea del orden de 2,0 para suelos cohesivos.

Este factor de seguridad al volcamiento " $F_{sv}$ ", es la relación entre los momentos estabilizantes " $M_E$ " y los momentos de volcamiento " $M_V$ ".

---

Los momentos estabilizantes son producidos por el peso propio del muro “W” y la componente vertical del empuje activo “E<sub>v</sub>”, mientras que los momentos actuantes, que generan volcamiento, son producidos por los empujes del terreno, es decir, la componente horizontal del empuje activo “E<sub>h</sub>”.

En tal sentido, el factor de seguridad al volcamiento “F<sub>sv</sub>” sería:

$$F_{sv} = \frac{M_E}{M_v} \geq 1.5$$

Para la determinación del Momento por Volcamiento “M<sub>v</sub>”, se tendría:

$$M_v = E_h * h_{Ea}$$

- E<sub>h</sub> = Componente horizontal del empuje activo.
- h<sub>Ea</sub> = Punto de aplicación del empuje activo, el cual generalmente es un tercio de la altura donde actúa el empuje activo (H/3).

Para la determinación del Momento Estabilizante “M<sub>E</sub>”, se tendría:

$$M_E = W * s + E_v * s'$$

Donde:

- W = Peso propio de cada camada de gaviones. (t/m)
- s = Distancia horizontal entre el punto “O” y el centro de gravedad de del muro de gaviones
- E<sub>v</sub> = Componente vertical del empuje activo.
- s' = Distancia entre el punto “O” y el punto de aplicación del empuje activo medido sobre la vertical.

En virtud de que las estructuras de gaviones tienen formas geométricas definidas, pues se conforman con los denominados gaviones caja de forma esencialmente paralelepípeda, el momento estabilizante por efecto del peso del gavión se puede calcular por partes estableciendo la sumatoria de los pesos parciales de cada nivel o camada por la distancia entre el punto “O” y el centro de gravedad de cada camada de gaviones, con lo que se tendría:

---


$$\sum W_{gn} * s$$

Donde:

- $W_{gn}$  = Peso propio de cada camada de gaviones. (t/m)  
 $s$  = Distancia horizontal entre el punto "O" y el centro de gravedad de cada camada de gaviones

$$s = X_g * \cos \beta + Y_g * \sen \beta$$

Donde:

- $X_{gn}$  = Coordenada horizontal del centro de gravedad de cada camada de gaviones, referida al sistema coordenado cuyo origen coincide con el punto "O".  
 $Y_{gn}$  = Coordenada vertical del centro de gravedad de cada camada de gaviones, referida al sistema coordenado cuyo origen coincide con el punto "O".  
 $\beta$  = Ángulo que forma la cara del muro con la vertical

En este término se lleva a cabo la sumatoria de los pesos de cada una de las camadas " $W_{gn}$ " que conforman el muro de gaviones con sus respectivas distancias al centro de gravedad " $X_{gn}$ " y " $Y_{gn}$ ", referidas a un sistema de ejes de coordenadas cuyo origen coincide con el Punto "O".

Es sencillo deducir que si el muro de gaviones cuenta con una cara vertical, es decir, que el ángulo  $\beta = 0$ , solo se considerará el valor de  $X_{gn}$  para el cálculo de la incidencia del peso en el momento estabilizante.

En la Figura VII.3.- se muestra un muro de cuatro (4) niveles de gaviones, en donde se ilustran los pesos de los niveles como  $W_{g1}$ ;  $W_{g2}$ ;  $W_{g3}$  y  $W_{g4}$ , así como las distancias desde el eje vertical  $X_{g1}$ ;  $X_{g2}$ ;  $X_{g3}$  y  $X_{g4}$  y las distancias desde el eje horizontal  $Y_{g1}$ ;  $Y_{g2}$ ;  $Y_{g3}$  y  $Y_{g4}$ , considerando que el origen del sistema de coordenadas coincide con el punto "O".

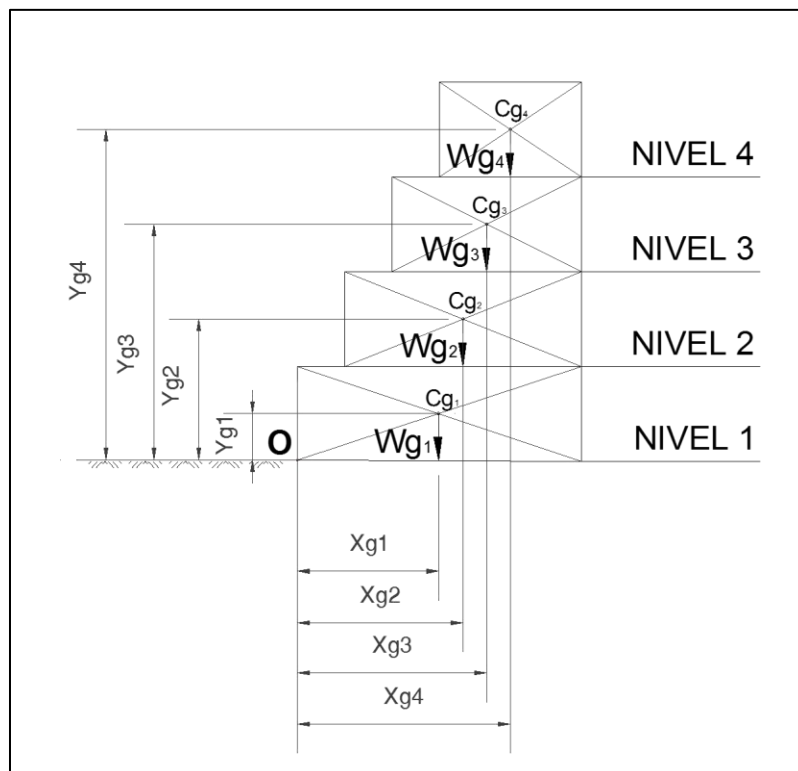


Figura N° VII.3.- Ilustración de los valores de las distancias al centro de gravedad “ $X_{gn}$ ” y “ $Y_{gn}$ ”, referidas a un sistema de ejes de coordenadas cuyo origen coincide con el Punto “O”.

Por otra parte, el momento estabilizante por efecto de la componente vertical del empuje activo sería:

$$E_v * s'$$

Donde:

$E_v$  = Componente vertical del empuje activo.

$s'$  = Distancia entre el punto “O” y el punto de aplicación del empuje activo medido sobre la vertical.

Donde:

$$s' = B * \cos \beta - \frac{H}{3} \left[ \frac{(H + 3 * h_s)}{(H + 2 * h_s)} \right] \frac{1}{\tan \alpha}$$

Siendo:



- 
- $q$  = Sobre carga lineal extendida sobre el relleno del muro.  
 $H$  = Altura donde actúa el empuje.  
 $\beta$  = Ángulo que forma la cara del muro con la vertical  
 $\alpha$  = Ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal.

En esta expresión se incluye el valor de “ $h_s$ ”, que asimila una sobre carga sobre el muro de retención “ $q$ ”, con un relleno virtual con las mismas características del relleno con peso específico “ $\gamma_s$ ”, De esta forma se tiene que:

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s}$$

Considerando esta afirmación, la distancia  $s'$ , sería:

$$s' = B * \cos \beta - \frac{H}{3} \left[ \frac{(H + 3 * \frac{q}{\gamma_s})}{(H + 2 * \frac{q}{\gamma_s})} \right] \frac{1}{\tan \alpha}$$

### VII.2.2.- Verificación del Factor de Seguridad al Deslizamiento.-

Con respecto al factor de seguridad al deslizamiento “ $F_{sd}$ ”, éste se evalúa en el plano de la base del muro, como una relación entre las fuerzas de roce y las fuerzas horizontales.

Se recomienda que el factor de seguridad sea superior a 1,5 en suelos granulares y a 2,0 en materiales cohesivos. En algunos casos se inclina la base del muro para mejorar este nivel de seguridad, tal y como se indicó en el aparte VI.2.1.-

Puesto que normalmente se puede presentar una alteración del material superficial sobre el que se construye el muro, tal y como se ha descrito en los capítulos anteriores, suele desprejarse la componente de cohesión en la resistencia para esta evaluación.

Aunque resulta conveniente que la cota de apoyo del muro este entre 1,0 a 1,5 m por debajo del nivel de excavación, no suele contarse con la resistencia pasiva en el pie, salvo casos especiales en que puede garantizarse la continuidad del terreno en esa zona, su inalterabilidad ambiental, etc.

---

Considerando el plano perpendicular que pasa por la base del muro, tenemos:

$$F_{sd} = \frac{F_r}{F_h} \geq 1.5$$

Donde:

$F_r$	=	Fuerzas de roce
$F_h$	=	Fuerzas horizontales.

La fuerza de roce  $F_r$  puede conceptualizarse como el producto de un coeficiente de roce o coeficiente de fricción suelo – muro “ $f$ ” y la sumatoria de las fuerzas verticales, resultando:

$$F_r = f * \Sigma F_v$$

En función de lo anterior, el factor de seguridad al deslizamiento “ $F_{sd}$ ”, sería:

$$F_{sd} = \frac{f * \Sigma F_v + c * B}{F_h} \geq 1.5$$

Siendo;

$$f = \tan \delta$$

Donde:

$\delta$	=	Ángulo de fricción entre el suelo y la estructura a lo largo de la superficie de aplicación del empuje activo.
----------	---	--

Como se indicó en el Capítulo VI.-, se puede tomar este valor como igual al ángulo de fricción interno del suelo “ $\delta = \phi$ ”. Esto es porque la superficie de los gaviones es bastante rugosa, lo que permite un contacto firme entre el suelo y la estructura. Sin embargo, si se utiliza un filtro geotextil entre la cara del muro y el macizo, se debe reducir el valor de ese ángulo de fricción para “ $\delta = 0,9$  a  $0,95 \phi$ ”.

Sobre la base de lo anteriormente descrito, si consideramos “ $\delta = \phi$ ”, el coeficiente de roce sería:

$$f = \tan \phi$$

Y por lo tanto el factor de seguridad al deslizamiento sería:

$$F_{sd} = \frac{\sum F_v * \tan \phi + c * B}{F_h} \geq 1.5$$

Donde:

$F_v$	=	Fuerzas verticales.
$F_h$	=	Fuerzas horizontales.

Si sustituimos las fuerzas verticales y horizontales en la expresión, quedaría como sigue:

$$F_{sd} = \frac{[(W + E_v) * \cos \beta + E_h * \sen \beta] * \tan \phi + (W + E_v) * \sen \beta + c * B}{E_h * \cos \beta} \geq 1.5$$

En la ecuación anterior del factor de seguridad al deslizamiento se pueden identificar las siguientes variables:

$W$	=	Peso propio de la estructura en gaviones. (t/m)
$E_v$	=	componente vertical del empuje activo ( $E_a$ ), (t/m)
$E_h$	=	componente horizontal del empuje activo ( $E_a$ ), (t/m)
$c$	=	Cohesión, (t/m),
$B$	=	Ancho de la base del muro despreciando los escalones externos, (m)
$\beta$	=	Angulo de inclinación del muro con la vertical, en grados.
$\phi$	=	Angulo de fricción interna del suelo, en grados.
$\delta$	=	Angulo de fricción entre el suelo y la estructura a lo largo de la superficie de aplicación del empuje activo.
$\alpha$	=	Angulo formado por el plano de empuje y la horizontal, en grados.

En donde las componentes horizontal y vertical del empuje se pueden calcular como:

$$E_h = E_a * \cos (90 + \delta - \alpha)$$

$$E_v = E_a * \sen (90 + \delta - \alpha)$$

En la mayoría de los casos de cálculo es común no considerar la cohesión y hacerla igual a cero ( $c = 0$ ), luego entonces la expresión general del factor de seguridad al deslizamiento sería:

$$F_{sd} = \frac{[(W + E_v) * \cos \beta + E_h * \sen \beta] * \tan \phi + (W + E_v) * \sen \beta}{E_h * \cos \beta} \geq 1.5$$

Considerando lo indicado anteriormente, acerca del coeficiente de fricción suelo – muro “ $f$ ”, en el cual se puede tomar este valor como igual a  $\tan \phi$ , se ha elaborado la Tabla N° VII.1.- que se presenta a continuación.

**TABLA N° VII.1.-**

**VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN SUELO - GAVION EN FUNCION DEL ANGULO DE FRICCIÓN**

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>Ángulo de fricción [grados]</b>	<b><math>f = \tan \phi</math></b>
Arena angular, suelta	32 - 36	0,625 – 0,726
Arena angular, compacta	35 - 45	0,700 – 1,000
Arena sub-angular, suelta	30 - 34	0,577 – 0,675
Arena sub-angular, compacta	34 - 40	0,675 – 0,839
Arena redondeada, suelta	28 - 32	0,532 – 0,625
Arena redondeada, compacta	32 - 38	0,625 – 0,781
Arena limosa, suelta	25 - 35	0,466 – 0,700
Arena limosa, compacta	30 - 36	0,577 – 0,726
Limo	25 - 35	0,466 - 0,700

---

### VII.2.3.- Verificación de las tensiones transmitidas al terreno.-

Como principio ineludible, para garantizar la estabilidad de la estructura, la capacidad admisible del suelo de fundación  $\sigma_{adm}$  debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto  $\sigma_{max}$  transferido por el muro al terreno de fundación, para todas las combinaciones de carga:

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

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por el sistema de cargas debe quedar en el tercio central de esta base.

Para calcular la excentricidad “ $e_x$ ” de la fuerza resultante vertical “ $R_v$ ”, medida desde el centro de la base del muro  $B$ , se puede utilizar la siguiente expresión:

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r$$

En donde  $X_r$  se puede conceptualizar como:

$$X_r = \left[ \frac{(M_E - M_V)}{R_v} \right]$$

En tal sentido la excentricidad  $e_x$  es:

$$e_x = \frac{B}{2} - \left[ \frac{(M_E - M_V)}{R_v} \right]$$

Donde:

$B$	=	Ancho de la base del muro
$X_r$	=	Distancia horizontal medida entre el Punto “O” y la dirección de la Resultante $R_v$
$M_E$	=	Momentos Estabilizantes.
$M_V$	=	Momentos al Volcamiento.
$R_v$	=	Resultante de las fuerzas verticales.

La fuerza resultante vertical “ $R_v$ ” se puede calcular como sigue:

$$R_v = (W + E_v) * \cos \beta + E_h * \sin \beta$$

De los aspectos mencionados anteriormente se puede decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo ( $\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$ ), y la excentricidad “ $e_x$ ” de la fuerza resultante vertical “ $R_v$ ”, medida desde el centro de la base del muro de ancho “ $B$ ”, no debe exceder del sexto del ancho ( $B/6$ ) de ésta.

Se puede asumir que existe una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la fuerza resultante “ $R_v$ ”, cae dentro del tercio central las tensiones se determinan con las siguientes expresiones:

Para el caso de  $e_x < \frac{B}{6}$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left( 1 - \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

Sobre la base de lo anterior, se puede inferir que se tendría una distribución lineal de las tensiones de forma trapezoidal con una tensión máxima en la parte delantera del muro ( $\sigma_{max}$ ) y una tensión mínima en la parte posterior del muro ( $\sigma_{min}$ ).

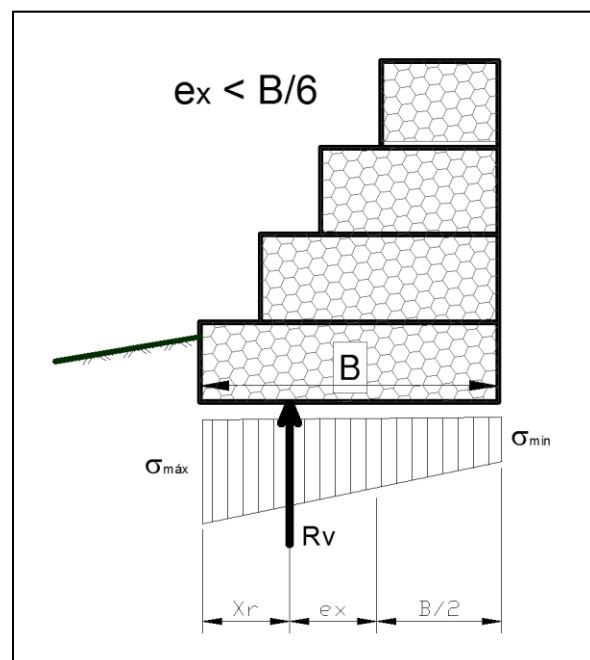


Figura N° VII.4.- Esfuerzos de compresión en el contacto muro – suelo de fundación para el caso  $e_x < B/6$ .

Por otra parte, si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base ( $B/6$ ), es decir, que la fuerza resultante no pasa por el tercio central de la base, pues en este caso el diagrama de presión es triangular, en donde la tensión máxima ocurre en la parte delantera del muro y la tensión mínima en algún punto antes del extremo posterior de la base, lo que implica que en la parte posterior del muro se generen tensiones de tracción. El resultado de esta situación es una mayor probabilidad de producirse asentamientos diferenciales entre la parte anterior y la parte posterior, así como la mayor probabilidad de un inminente volcamiento del muro. En este caso las tensiones se determinan con las siguientes expresiones

Para el caso de  $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$

$$\sigma_{max} = \frac{2 * R_v}{3 * \left(\frac{B}{2} - [e_x]\right)}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

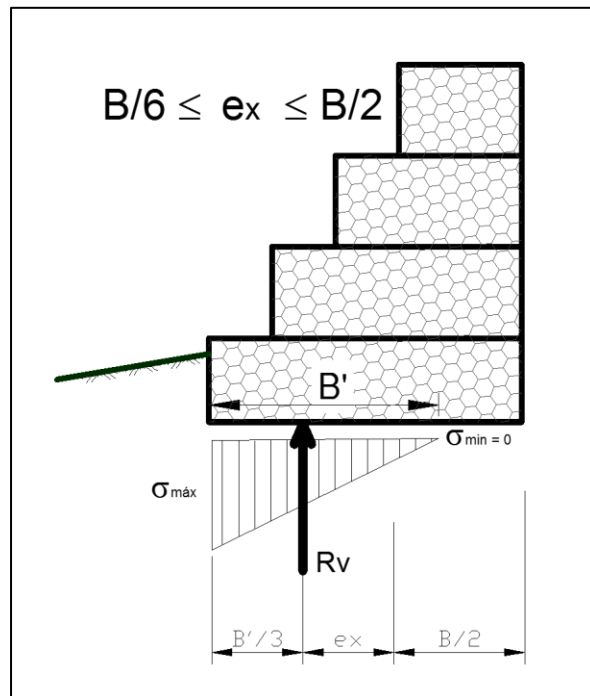


Figura N° VII.5.-  
Esfuerzos de compresión en el contacto muro – suelo de fundación para el caso  $B/6 \leq e_x \leq B/6$ .

---

Debido a la alta flexibilidad de los muros de gaviones, es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores elevados en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de la base.

Es importante destacar que es absolutamente conveniente que los esfuerzos de compresión sean menores que el capacidad admisible del suelo, la cual pudiera establecerse en un valor de  $\sigma_{adm} \leq 2 \text{ t/m}^2$ , o dicho de otra forma  $\sigma_{adm} \leq 2 \text{ Kg/cm}^2$ , que se corresponde a un suelo areno arcilloso.

En resumen, es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son mas uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la parte anterior y posterior del muro.

#### **VII.2.4.- Verificación de secciones intermedias.-**

En el muro de gaviones es necesario verificar su estabilidad en secciones intermedias, para evitar la falla de la estructura. Al considerar las fuerzas estabilizantes como lo son el peso propio de la estructura (**W**) y la componente vertical del empuje activo (**E<sub>v</sub>**) y como desestabilizantes, la componente horizontal del empuje activo (**E<sub>h</sub>**), los resultados a la compresión y a la tensión tangencial se obtiene con las expresiones que se describen a continuación.

Para verificar las secciones intermedias del muro se deben considerar:

Momentos Actuantes (**M<sub>A</sub>**)  $M_A = M_r - M_v$

Tensión de corte (**T**)

Resultante de fuerzas verticales (**R<sub>v</sub>**)

Como se indicó anteriormente, la fuerza resultante vertical "**R<sub>v</sub>**" se puede calcular como sigue:

$$\mathbf{R_v} = (\mathbf{W} + \mathbf{E_v}) * \cos \beta + \mathbf{E_h} * \sen \beta$$

Mientras que la Tensión de Corte se puede calcular como sigue:

$$\mathbf{T} = \mathbf{E_h} * \cos \beta + (\mathbf{W} + \mathbf{E_v}) * \sen \beta$$



---

Dada las características de resistencia a la tracción de los gaviones, la tensión máxima ( $\sigma_{max}$ ) actuante cuando hay una excentricidad  $e_x$ , definida por:

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{M_A}{R_V}$$

Que sustituyendo los valores se tiene:

$$e_x = \frac{B}{2} - \left[ \frac{(M_E - M_V)}{R_V} \right]$$

De manera que la tensión máxima ( $\sigma_{max}$ ) actuante viene dada por:

$$\sigma_{max} = \frac{R_V}{0.8 * x}$$

Donde “x” es el ancho de la sección que está trabajando a la compresión y se puede calcular como sigue:

$$x = \frac{\left( \frac{B}{2} - e_x \right)}{0,40}$$

El valor de  $\sigma_{max}$  no debe superar al admisible:

$$\sigma_{max} = 50 * \gamma_g - 30 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

La tensión tangencial viene dada por:

$$\tau = \frac{T}{B} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Y debe ser menor a:

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} * \tan \phi^* + C_g \text{ (t/m}^2\text{)}$$

---

Donde:

$$\theta^* = 25 * \gamma_g - 10$$

$\tau_{adm}$  = Tensión tangencial admisible (t/m<sup>2</sup>)

$\gamma_g$  = Peso específico del muro de gaviones (t/m<sup>3</sup>)

$\theta^*$  = Angulo de fricción interna de los gaviones (grados)

$C_g$  = Cohesión del gavión (t/m<sup>2</sup>)

$$C_g = (0,03 * P_u - 0,05) * 10$$

Siendo:

$P_u$  el peso de la red metálica (kg/m<sup>3</sup>), para gaviones estándar de h = 1,0 metros el valor de  $P_u = 8.6 \text{ kg/m}^3$  y para gaviones de h = 0,5 metros el valor de  $P_u = 12.0 \text{ kg/m}^3$

---

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Gómez Arnoldo, "Metodología del trabajo Especial de Grado en el Escuela de Ingeniería Civil". Universidad de Carabobo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Ambiental. Valencia, 2.011
2. Arias, Fidas (2004) "El proyecto de investigación. Guía para su elaboración". Oriol Ediciones. Caracas: editorial Episteme. (pág. 49)
3. Claret V. Arnoldo (2008) "Como hacer y defender una tesis". Editorial Texto, C.A., Onceava Edición.
4. Hurtado J (2008) "El proyecto de Investigación". Ediciones Quirón. Sesta edición (pág. 101)
5. Maccaferri S.p.A., "Structure flessibili in gabbioni nelle opere di sostegno delle terre". Bologna – Itália, R. Agostini, L. Cesario, A. Conte, M. Masetti, A Papetti.1986.
6. Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda., "Estruturas flexíveis em gabiões para obras de contenção", Publicação técnica, 1990.
7. Maccaferri America Latina, "Obras de Contención, Manual Técnico", Autor: Prof. Dr. Persio Leister de Almeida Barros, Coautores; Ing. Gerardo Fracassi, Ing. Jaime da Silva Duran, Ing. Alexandre Marcos Texeira. 2002.
8. Gaviones Lemac, "Manual de Cálculo de Muros de Retención". México.
9. Jara M. Gonzalo A., "Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria". Tesis de Doctorado ante la Universidad Politécnica de Madrid, E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, Madrid 2008.
10. López Cadenas de Llano, Filiberto, "Diques para la corrección de cursos torrenciales y métodos de Cálculo", Instituto Forestal de Investigaciones y Experiencias, Ministerio de Agricultura, Madrid, 1.965.
11. Torres Belandria Rafael Angel, "Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado, Segunda Impresión Adaptada a la

---

Norma Venezolana 1753-2006, Universidad De Los Andes Facultad de Ingeniería, Mérida –Venezuela, 2.008.

12. Suarez, Jaime. “Deslizamientos, Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”. Instituto de investigación sobre erosión y deslizamientos. Bucaramanga, 1998.
13. Suarez, Jaime. “Manual de Ingeniería para el Control de Erosión”. Corporación de Defensa de la Meseta de Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Diciembre de 1992.
14. Suárez, L.M., “Presas de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos”, Ministerio de los Recursos Naturales Renovables (MARNR), Mayo 1.993.
15. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) NORMA A-856/A 856M – 98, “Especificación Normativa para Alambres de acero carbono revestidos con Aleación de Zinc-5% Aluminio – Mischmetal 1”.